



HAL
open science

Comportement Triaxial du Béton sous fortes contraintes : Influence du trajet de chargement

Thomas Gabet

► **To cite this version:**

Thomas Gabet. Comportement Triaxial du Béton sous fortes contraintes : Influence du trajet de chargement. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2006. Français. NNT: . tel-00118882

HAL Id: tel-00118882

<https://theses.hal.science/tel-00118882>

Submitted on 6 Dec 2006

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

THÈSE

pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'Université Joseph Fourier

Spécialité : « Mécanique : Conception, Géomécanique, Matériaux »

préparée au laboratoire SOLS, SOLIDES, STRUCTURES

dans le cadre de *l'Ecole Doctorale « Mécanique et Energétique »*

présentée et soutenue publiquement

par

GABET THOMAS

le 30 novembre 2006

Comportement triaxial du béton sous fortes
contraintes : Influence du trajet de chargement

JURY

M. Christian	LABORDERIE	Président
M. Jean-Michel	TORRENTI	Rapporteur
M. Patrick	BAUD	Rapporteur
M. Djimedo	KONDO	Examineur
M. Éric	BUZAUD	Examineur
M. Laurent	DAUDEVILLE	Directeur de thèse
M. Yann	MALÉCOT	Codirecteur de thèse

Remerciements

Je remercie chaleureusement Laurent Daudeville et Yann Malécot d'avoir assuré l'encadrement de ma thèse durant ces trois ans. Leurs qualités humaines et scientifiques ainsi que leurs conseils m'ont été précieux pour mener à bien ce travail.

Je remercie aussi très sincèrement Éric Buzaud pour son encadrement et l'aide qu'il m'a apportée tout au long de cette thèse. Je remercie aussi vivement la DGA d'avoir financé mon travail de recherche.

J'exprime ma gratitude à Monsieur Christian La Borderie, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de ma thèse, ainsi que Messieurs Jean-Michel Torrenti, Patrick Baud et Djimedo Kondo d'avoir accepté d'examiner mon travail.

J'exprime ma reconnaissance à Xuan Hong VU, qui a préparé sa thèse de doctorat au laboratoire 3S en même temps que moi, et sans qui la mise au point des essais aurait été plus que pénible.

Je remercie enfin Roger Sabbia pour son aide technique et sa rigueur dans la préparation des essais. J'exprime aussi ma gratitude à Christophe Rousseau pour son aide sur l'ensemble des projets de l'équipe.

Résumé

L'objectif de cette thèse est de caractériser le comportement du béton sous fortes sollicitations triaxiales à des niveaux de confinement et de contrainte axiale de l'ordre du GigaPascal. Il s'inscrit dans un cadre plus général de maîtrise du comportement du béton sous impact. Le béton étudié est un béton dont les propriétés sont les plus proches possible de celles des bétons utilisés dans les constructions courantes. Une presse triaxiale de grande capacité est utilisée pour caractériser le comportement triaxial du béton selon différents trajets de chargement. Ces essais permettent de mettre en évidence le caractère irréversible de la compaction des bétons, ainsi que l'influence du chemin de sollicitation sur ce processus de compaction. Les essais uniaxiaux confinés et proportionnels montrent l'existence d'états limites (seuils) en contraintes et en déformations. La comparaison des seuils de déformation pour ces essais montre que la surface seuil ainsi définie est indépendante du chemin de sollicitation. Par ailleurs, la comparaison des résultats issus des premiers essais en extension indique une absence d'influence de l'angle de Lode pour les niveaux de contrainte atteints durant les essais. L'étude des faciès de rupture après essais met en évidence une évolution de l'inclinaison des plans de rupture avec la pression de confinement. La fissuration de l'échantillon s'oriente perpendiculairement à la direction principale maximale de charge lorsque les niveaux de contraintes augmentent au sein du matériau. L'étude numérique réalisée permet d'évaluer la capacité du modèle PRM-couplé à reproduire les essais triaxiaux réalisés sur la presse Giga. Ce modèle reproduit bien la compaction isotrope du matériau ainsi que la surface seuil définie par les états limites expérimentaux. Son défaut majeur est de ne pas prendre en compte l'influence des contraintes déviatoires sur le comportement en compaction observé lors des essais expérimentaux.

Abstract

The aim of this thesis is to characterize the behaviour of concrete under high triaxial solicitations at levels of confinement and axial stress of the order of the GigaPascal. It lies within a more general scope of understanding concrete behaviour under impact. The studied concrete is a concrete whose properties are as close as possible to those used in current construction projects. A triaxial press of high capacity is used to characterize the triaxial behavior of the material according to various loading paths. These tests make it possible to highlight the irreversible character of the compaction of the concretes, as well as the influence of the loading path on the compaction process. The uniaxial confined and proportional tests show the existence of stress and strain limit states (thresholds). The comparison of the strain thresholds for these tests shows that the limit state curve thus defined is independent of the loading path. Moreover, the comparison of the results from the first extension tests indicates that the Lode angle has no influence on the limit state curve for the stress levels reached during these tests. The study of the fracture topographies after tests shows an evolution of the slope of the inclination of the localization planes with the confining pressure. The cracking of the sample is oriented perpendicular to the maximum principal direction of loading when the stress levels increase within the material. The carried out numerical study makes it possible to evaluate the capacity of the PRM-couplé model to reproduce the triaxial compression tests carried out with the Giga device. This model well reproduces the isotropic compaction of the material as well as the surface threshold defined by the experimental limit states. Its major defect is not to take into account the influence of the deviatoric stresses on the behaviour in compaction observed during the experimental tests.

Table des matières

Remerciements	3
Résumé-Abstract	5
Symboles et conventions	19
INTRODUCTION	21
1 BIBLIOGRAPHIE	29
1.1 COMPORTEMENT TRIAXIAL DES BÉTONS ET MORTIERS	29
1.1.1 Phénomène de compaction	29
1.1.2 Comportement triaxial d'un mortier	31
1.1.3 Comportement triaxial d'un béton	34
1.1.4 Comparaison des états limites de différents béton	36
1.2 INFLUENCE DU CONFINEMENT SUR LA RUPTURE	37
1.3 ANALOGIES AVEC LE COMPORTEMENT DES ROCHES	39
1.3.1 Inclinaison des bandes de localisation en fonction de la pression de confinement	39
1.3.2 Bandes de compaction dans les roches	42
1.4 INFLUENCE DES GRANULATS	46
1.5 CONCLUSION	48
2 DISPOSITIF EXPERIMENTAL, MISE AU POINT DES ESSAIS	49
2.1 PRÉSENTATION DE LA PRESSE TRIAXIALE	49
2.1.1 Description générale	49
2.1.2 Trajets de chargement et asservissements associés	51
2.1.3 Homogénéité et isotropie du chargement	52
2.1.4 Capteurs et chaînes de mesures	53
2.2 ÉCHANTILLONS DE BÉTON	54
2.2.1 Réalisation d'un béton standard	54
2.2.2 Géométrie des échantillons	56
2.2.3 Usinage des échantillons	56

2.2.4	Spécifications géométriques des échantillons usinés	57
2.2.5	Séchage des échantillons	58
2.2.6	Porosité accessible à l'eau des échantillons	58
2.3	MISE AU POINT DES ESSAIS	61
2.3.1	Mise au point des essais triaxiaux et proportionnels	61
2.3.2	Influence de la préparation des échantillons	67
2.3.3	Mise au point des essais œdométriques	70
2.4	TRAITEMENT DES DONNÉES	72
2.4.1	Précision de la mesure de pression	72
2.4.2	Traitement du signal du capteur de force	72
2.4.3	Essais triaxiaux sur un échantillon d'acier	73
2.4.4	Traitement des signaux des jauges	76
2.4.5	Traitement du signal du LVDT	78
2.4.6	Traitement en grandes déformations	80
2.5	CONCLUSION	82
3	RÉSULTATS D'ESSAIS	83
3.1	ESSAIS HYDROSTATIQUES CYCLIQUES	84
3.2	ESSAIS TRIAXIAUX	89
3.2.1	Essai de compression simple	89
3.2.2	Résultats d'essais triaxiaux	91
3.2.3	Comparaison des deux essais TRX650n1 et TRX650n2	92
3.2.4	Comparaison de tous les essais triaxiaux	94
3.3	ESSAIS PROPORTIONNELS	96
3.3.1	Résultats des essais proportionnels	97
3.3.2	Comparaison des essais proportionnels	98
3.4	ESSAIS D'EXTENSION	100
3.4.1	Essai de traction	101
3.4.2	Essai d'extension à $p=200$ MPa	103
3.4.3	Essai d'extension à $p=450$ MPa	104
3.5	ESSAI ŒDOMÉTRIQUE	106
3.5.1	Déformation radiale et contrainte latérale	107
3.5.2	Nouvelle mesure de la déformation axiale	107
3.5.3	Résultats de l'essai	112
3.5.4	Comparaison œdométrique-proportionnelle	114
3.6	CONCLUSION	115
4	ÉTATS LIMITES DU BÉTON, ENDOMMAGEMENT	117
4.1	ÉTATS LIMITES DU BÉTON	117
4.1.1	Définitions des états limites	117
4.1.2	Transition contraction-dilatation	118
4.1.3	Discussions sur l'état limite seuil de contrainte	119
4.1.4	États limites des essais d'extension et de traction directe	120
4.1.5	Comparaison de tous les états limites	120
4.1.6	Essais sous la surface seuil	121
4.2	COMPACTION DU BÉTON ET MODES DE RUPTURE	122
4.2.1	Phénomène de compaction	123

4.2.2	Localisation de l'endommagement	126
4.2.3	Évolution du faciès de rupture avec le chargement	130
4.2.4	Observation de la dilatation, phénomène diffus, réarrangement granulaire	131
4.2.5	Bandes de compaction dans les échantillons	132
4.3	CONCLUSION	132
5	SIMULATION DU COMPORTEMENT DU BÉTON	135
5.1	MODÈLE PRM COUPLÉ	135
5.1.1	Modèle d'endommagement	136
5.1.2	Modèle Krieg and Swenson	137
5.1.3	Couplage des deux modèles	141
5.2	IDENTIFICATION DES PARAMÈTRES	142
5.2.1	Paramètres étudiés et calés, paramètres d'origine	143
5.2.2	Type d'élément, Maillage de référence	143
5.2.3	Identification des différents paramètres élastiques et d'endommagement	143
5.2.4	Identification de la courbe de comportement volumique	145
5.2.5	Identification de K_0 et K_{grain} , modélisation des essais cycliques	146
5.2.6	Identification de la surface seuil	147
5.3	MODÉLISATION DES ESSAIS GIGA	148
5.3.1	Réponse du modèle à des sollicitations triaxiales	148
5.3.2	Réponse du modèle à des essais proportionnels	148
5.3.3	Réponse du modèle à un essai œdométrique	150
5.3.4	Influence du taux de saturation du béton sur la surface seuil	151
5.4	CONCLUSION	152
	CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	155
A	Calcul de l'état de contrainte lors d'un impact : propagation d'une onde élastique	165
B	Essais triaxiaux réalisés	167
C	Essais proportionnels réalisés	179

Table des figures

1	Comportement triaxial d'une structure sous impact	22
2	Confinement latéral négligé (a) et déplacements nuls imposés (b)	23
1.1	Courbes de comportement volumique d'un essai hydrostatique et d'un essai œdométrique sur mortier (Burlion et al. (2001))	30
1.2	Cellule de confinement entourant l'échantillon lors d'un essai œdométrique, Burlion et al. (2001)	31
1.3	Campagne d'essais uniaxiaux sur mortier :déviateur en fonction des déformations axiales (en haut à gauche), déviateur en fonction des déformations volumiques (en haut à droite) et points de rupture dans l'espace des contrainte ($\sigma_m;p$) (en bas), Willam et al. (2005)	32
1.4	Chemin d'extension et triaxiaux (à gauche) et chemin œdométrique (à droite) dans l'espace des contraintes lors d'essais sur mortier (Willam et al. (2005))	33
1.5	WES500 :compression hydrostatique à 500 MPa (à gauche) et enveloppe de rupture dans l'espace des contraintes (à droite), (Schmidt (2003))	34
1.6	WES500 :phases déviatoires des essais TRX50, TRX150, TRX300 et TRX450 (Schmidt (2003))	35
1.7	Campagne d'essais triaxiaux réalisée sur un béton de faible résistance (Warren et al. (2004))	36
1.8	Comparaison des états limites de différentes campagnes d'essais triaxiaux sur différents bétons (Buzaud (2004))	37
1.9	Essais triaxiaux basse pression :évolution des faciès de rupture (à gauche) et du comportement (à droite) avec la pression de confinement (Sfer et al. (2002))	38
1.10	Comportement axial d'un grès soumis à différentes pressions de confinement (Bésuelle et al. (2000))	40
1.11	Comportement volumique du grès sous différentes pressions de confinement et modes de rupture associés (Bésuelle et al. (2000))	40
1.12	États limites des essais de compression triaxiale et d'extension sur grès (Bésuelle et al. (2000))	41

1.13	Évolution du type de localisation avec la pression de confinement pour les essais triaxiaux (à gauche) et les essais d'extension (à droite) sur un grès (Bésuelle et al. (2000))	42
1.14	Essais triaxiaux sur calcaire (Vajdova et al. (2004))	42
1.15	Courbes de comportement volumique d'essais triaxiaux sur un grès de Bentheim (Baud et al. (2004))	43
1.16	Évolution du faciès de l'échantillon avec le chargement lors d'un essai triaxial sur un grès de Bentheim (Baud et al. (2004))	44
1.17	Modes de rupture dans un échantillon de grès de Berea (Baud et al. (2004))	45
1.18	Modes de rupture dans un échantillon de grès de Darley Dale (Baud et al. (2004))	45
1.19	Béton caractérisé comme un matériau composite mortier-granulats (Akers and Phillips (2004))	46
1.20	Essais hydrostatiques (à gauche) et œdométriques (à droite) sur des échantillons de mortier, de granulats et de béton (Akers and Phillips (2004)) . . .	47
1.21	Essais de compression simple (à gauche) et triaxiaux à 300 MPa de confinement (à droite) sur des échantillons de mortier, de roche et de béton (Akers and Phillips (2004))	47
2.1	Schéma d'ensemble de la Presse GIGA	49
2.2	Photo de la cellule et vue en coupe	50
2.3	Équipage mobile	51
2.4	Trajets de chargement réalisables avec GIGA	51
2.5	Membranes élastiques maintenant l'alignement de l'échantillon	53
2.6	Positionnement du capteur LVDT et des jauges sur l'échantillon	54
2.7	Influence de l'éclatement sur la résistance en compression simple de différents bétons (Murdock and Kelser (1957) et Gonnerman (1925))	56
2.8	État de surface typique d'un échantillon de béton après usinage. La référence correspond au plan enveloppe de la face opposée.	58
2.9	Défaut de parallélisme moyen des échantillons	58
2.10	Courbes de séchages d'échantillons (non-saturés à $t=0s$)	59
2.11	Variation relative de la masse de 2 échantillons séchés à l'étuve (saturés avant leur mise à l'étuve)	60
2.12	Photos illustrant la perforation des membranes et des jauges	61
2.13	Porosité sous-jacente responsable de la perforation	62
2.14	Membrane multi-couche en latex et néoprène	63
2.15	Tracé des lignes de collage des jauges	64
2.16	Thermoformage du bouclier de protection	64
2.17	Soudage des deux types de monobrin	65
2.18	Passage des fils à travers les membranes successives	66
2.19	Échantillon prêt à être testé	67
2.20	Influence des systèmes de protection sur le comportement des échantillons:essais hydrostatiques sur polycarbonate dans différentes configurations (Vu et al. (2005))	67
2.21	Évolution de la masse d'un échantillon laissé à l'air libre	68
2.22	Resaturation des échantillons avec mortier, sans mortier et de référence . .	69
2.23	Dispositif œdométrique	70

2.24	Resaturation des échantillons avec mortier, sans mortier et de référence . . .	71
2.25	Courbes contrainte-déformations d'un essai de compression simple et d'un essai de compression triaxiale à $p=650$ MPa :divergence des signaux des jauges axiales	74
2.26	défaut d'alignement de l'échantillon par calcul de poutre	75
2.27	TRX650 sur le même échantillon d'acier centré par une membrane de 8 mm d'épaisseur.	76
2.28	Variation de calibration des jauges sur 1an	77
2.29	Évolution des signaux des jauges avec la pression	77
2.30	TRX650 sur 42CD4, phase hydrostatique :le LVDT non-compensé en pression indique une mesure d'extension	79
2.31	LVDT avant et après correction en pression et déviateur	79
2.32	comparaison entre les petites déformations et les déformations incrémentales	81
3.1	HYD400 :déformations en fonction du temps	84
3.2	HYD400 :Courbes Contrainte-déformations et courbe de comportement volumique	85
3.3	HYD400-650 :Courbes Contrainte-déformations brutes (à gauche) et avec calage de la charge et de la décharge (à droite)	85
3.4	HYD400-650-650 :Courbes contrainte-déformations et courbe de comportement volumique	86
3.5	Comparaison des courbes de comportement volumique des essais hydrostatiques cycliques et hydrostatiques classiques	87
3.6	Fluage :contraintes (à gauche), déformations (à droite) et zoom des déformations (en bas) en fonction du temps	88
3.7	Essais triaxiaux dans l'espace des contraintes ($\sigma_m;q$)	89
3.8	Compression simple :courbes ($\sigma_x;\varepsilon_x$) et ($\sigma_x;\varepsilon_\theta$)	90
3.9	TRX50 :Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	91
3.10	TRX100 :Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	91
3.11	TRX200 :Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	92
3.12	TRX500 :Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	92
3.13	TRX650n1 et n2 :Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	93
3.14	TRX650n1 et TRX650n2 :phase de chargement hydrostatique (à gauche) et déviateur (à droite)	93
3.15	Essais triaxiaux :Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbes de comportement volumique (à droite)	94
3.16	Essais triaxiaux :Phases hydrostatiques (à gauche) et déviateurs (à droite)	94
3.17	Essais proportionnels dans l'espace des contraintes ($\sigma_m;q$)	96
3.18	PRP02 :Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	97

3.19	PRP03 : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	97
3.20	PRP035 : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	98
3.21	PRP05 : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	98
3.22	Essais proportionnels : Courbes contrainte-déformations (à gauche), de comportement volumique (à droite) et zoom du comportement volumique (en bas)	99
3.23	Essai de traction : position des jauges sur la surface latérale développée de l'échantillon	101
3.24	Essai de traction : Contrainte axiale (à gauche) et déformations (à droite) en fonction du temps	102
3.25	Essai de traction : Contrainte axiale en fonction de la déformation axiale et de la déformation circonférentielle	102
3.26	EXT200 : Comparaison des signaux des jauges et du LVDT	103
3.27	EXT200 : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	104
3.28	EXT450 : Contraintes (à gauche) et déformations (à droite) en fonction du temps	105
3.29	EXT450 : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	105
3.30	EXT450 : phase hydrostatique (à gauche) et phase déviatoire (à droite) . . .	106
3.31	Pression de confinement p , contrainte latérale σ_L autour de l'échantillon et déformations radiales $\varepsilon_{rr}(R_i)$ de l'intérieur de l'enveloppe	107
3.32	Déformations de la presse et de l'échantillon	108
3.33	Force axiale totale en fonction de la déformation de l'échantillon (u_{LVDT}), du déplacement du vérin (u_{X-ssi}) fournie par le capteur X-ssi et de la déformation de la machine ($u_{machine} = u_{X-ssi} - u_{LVDT}$)	109
3.34	PRP05, PRP035 et PRP03 : comparaison de u_{LvdT} et $u_{Xssi}-u_{machine}$	110
3.35	TRX100 et TRX500 : Comparaison de u_{LvdT} et $u_{Xssi}-u_{machine}$	110
3.36	Comparaison de u_{LvdT} et $u_{Xssi}-u_{machine}$ pour EXT200	111
3.37	Comparaison de la grande enclume de l'essai œdométrique aux enclumes standards	111
3.38	Chemin de chargement œdométrique dans l'espace ($\sigma_m; q$)	112
3.39	ŒDO : courbes contrainte-déformation	113
3.40	ŒDO : courbe de comportement volumique ($\varepsilon_v; \sigma_m$)	114
3.41	Comparaison ŒDO-PRP : courbes contrainte-déformations	114
3.42	Comparaison ŒDO-PRP : courbes de comportement volumique	115
3.43	Chemins de sollicitation dans l'espace ($\sigma_m; q$)	116
4.1	Essais TRX et PRP : Transitions contraction-dilatation dans l'espace des contraintes ($\sigma_m; q$)	118
4.2	Essais TRX et PRP : Droites des moindres carrés associées aux états limites des essais TRX (à gauche) et des essais PRP (à droite) dans l'espace des contraintes	119
4.3	Courbe supposée de l'état limite en seuil de contrainte	120

4.4	Essais EXT :États limites dans l'espace $(\sigma_m ; q)$	120
4.5	États limites dans les espaces $(\sigma_m ; q)$ et $(\sigma_m ; q)$	121
4.6	Essai œdométrique et enveloppe limite dans $(\sigma_m ; q)$	122
4.7	Essais PRP et enveloppe limite dans $(\sigma_m ; q)$	122
4.8	Modèle de comportement du béton en compaction à l'aide de ressorts . . .	124
4.9	Faciès des essais hydrostatiques (à gauche) et PRP05 (à droite)	126
4.10	Faciès des essais TRX650, TRX200 et PRP03 (de gauche à droite)	127
4.11	Ruine de la matrice, déchaussement des granulats au niveau des bandes de localisation	127
4.12	Localisation en traction simple	128
4.13	Faciès de rupture des essais TRX50 et PRP02	128
4.14	Faciès de rupture de deux essais TRX100 différents :essai normal (à droite) et essai stoppé prématurément (à gauche)	129
4.15	Faciès de rupture d'un essai de compression simple (à gauche) et de l'essai d'extension (à droite)	130
4.16	Faciès de rupture en fonction des états limites dans $(\sigma_m ; q)$	130
4.17	Évolution des faciès de rupture avec les chargements triaxiaux et proportionnels	131
5.1	Modèle d'endommagement à deux variables scalaires (Pontiroli (1995)) . .	137
5.2	Paramétrage de la non-linéarité du comportement à la décharge	139
5.3	Représentation schématique des modèles parallèle et série	140
5.4	Comportement du modèle avec prise en compte du taux de saturation . . .	140
5.5	Influence du seuil de contrainte moyenne effective sur le seuil de déviateur .	141
5.6	Algorithme de couplage des modèles d'endommagement et de plasticité . .	142
5.7	Conditions de symétries sur la maille de référence	143
5.8	Identification du modèle d'endommagement à l'aide de l'essai de compression simple, comparaison des résultats numériques et expérimentaux	145
5.9	Calage de la courbe de comportement volumique numérique à partir de la partie hydrostatique des essais triaxiaux	146
5.10	Essais cycliques :détermination de K_0 et K_{grain} , comparaison des résultats numériques et expérimentaux	146
5.11	Identification de la surface de plasticité par régression (à gauche) et manuelle (à droite)	147
5.12	Comparaison des essais triaxiaux expérimentaux et numériques, courbes contrainte-déformations (en haut) et de comportement volumique (en bas)	149
5.13	Comparaison des essais PRP expérimentaux et numériques, courbes contrainte-déformations (à gauche) et de comportement volumique (à droite)	150
5.14	Comparaison des courbes de comportement volumique numérique et expérimentale de l'essai œdométrique	150
5.15	Influence du taux de saturation sur la surface surface seuil :résultats des essais numériques avec les deux modèles série et parallèle (à gauche) et résultats d'essais expérimentaux réalisés par Vu et al. (2006) (à droite) . .	151
B.1	TRX50 :Contraintes dans le temps (à gauche) et signaux des jauges et du LVDT(à droite)	168

B.2	TRX50 : Courbes contrainte-déformations totales (à gauche), phase hydrostatique (à droite)	169
B.3	TRX50 : Courbe de comportement volumique	169
B.4	TRX100 : Contraintes (à gauche) et déformations (à droite) en fonction du temps	170
B.5	TRX100 : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	170
B.6	TRX100 : Phase hydrostatique (à gauche) et phase déviatoire (à droite) . .	171
B.7	TRX200 : Contraintes (à gauche) et déformations (à droite) en fonction du temps	171
B.8	TRX200 : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	172
B.9	TRX200 : phase hydrostatiques et et phase déviatoire	172
B.10	TRX500 : Contraintes (à gauche) et déformations (à droite) en fonction du temps	173
B.11	TRX500 : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et de comportement volumique (à droite)	173
B.12	TRX500 : Phase hydrostatiques (à gauche) et phase déviatoire (à droite) . .	174
B.13	TRX650n1 : Contraintes (à gauche) et déformations (à droite) en fonction du temps	175
B.14	TRX650n1 : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	175
B.15	TRX650n1 : phase hydrostatique (à gauche) et phase déviatoire (à droite) .	176
B.16	TRX650n2 : Contraintes (à gauche) et déformations (à droite) en fonction du temps	177
B.17	TRX650n2 : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	177
B.18	TRX650n2 : Phase hydrostatique (à gauche) et phase déviatoire (à droite) .	177
C.1	PRP02 : Contraintes (à droite) et déformations (à gauche) dans le temps . .	179
C.2	PRP02 : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	180
C.3	PRP03 : Contraintes (à gauche) et déformations (à droite) dans le temps . .	181
C.4	PRP03 : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	181
C.5	PRP035 : Contraintes (à gauche) et déformations (à droite) dans le temps .	182
C.6	PRP035 : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)	182
C.7	PRP05 : Contraintes (gauche) et déformations (droite) dans le temps	183
C.8	PRP05 : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de compaction (à droite)	184

Liste des tableaux

1	Caractéristiques des matériaux aciers et béton	22
1.1	Caractéristiques du FCAM	31
1.2	Caractéristiques du WES500 (Schmidt (2003))	34
1.3	Caractéristiques du béton étudié par D. Sfer	38
1.4	Caractéristiques du grès de Bentheim, de Berea et Darley Dale	43
2.1	Composition du R30A7	55
2.2	Caractéristiques géométriques des échantillons	57
2.3	Critère de séchage selon les normes ISO 5017 et EN-ISO 6275	59
2.4	Pesées des échantillons 1 et 2, avec M_{eau} la masse en pesée hydrostatique, M_{air} la masse de l'échantillon saturé et M_{sec} la masse de l'échantillon sec	60
2.5	Masse volumique apparente et porosité des échantillons 1 et 2	60
2.6	Caractéristiques du <i>SIKATOP</i> – <i>SF</i> – 126	66
2.7	Pesées, calculs de porosités et de densités	69
2.8	Caractéristiques principales du Chrysor	71
2.9	Évolution des modules tangents avec le temps	73
2.10	Étalonnage des chaînes de mesures des jauges	76
2.11	Évolution des modules tangents avec la pression	78
2.12	Influence du DOZ sur le LVDT, précision de l'étalonnage	80
3.1	Récapitulatif des essais effectués	83
3.2	Caractéristiques uniaxiales du béton R30A7 établies à partir d'un essai de compression simple	90
5.1	Paramètres du modèle PRM couplé, les paramètres soulignés sont issus de l'identification du MB50	144
5.2	Liste des points de la courbe de comportement volumique	145

Symboles et conventions

$\varepsilon_x, \varepsilon_\theta, \varepsilon_v$ déformation axiale, circonférentielle, volumique
 σ_x, σ_L contrainte axiale, contrainte latérale
 p pression de confinement
 k coefficient de proportionnalité ($p = k\sigma_x$)

$\sigma_L = p$ pour les essais classiques,
la contrainte latérale et égale à la pression de confinement

$\underline{\underline{\sigma}}, \underline{\underline{\varepsilon}}$ tenseur des contraintes, des déformations

conventions de signes:

$\sigma_x \geq 0$ en compression
 ε_x et $\varepsilon_\theta \geq 0$ en contraction

$\sigma_m = (\sigma_x + 2\sigma_L)/3$ contrainte moyenne
 $q = \sigma_x - \sigma_L$ déviateur des contraintes

HYD essai hydrostatique
TRX50; TRX650 essai triaxial à 50, 650 MPa de confinement
PRP02; PRP035 essai proportionnel à $k=0,2$; $k=0,35$
EXT200; EXT400 essai d'extension à 200, 400 MPa de confinement
ŒDO, UX deux désignations de l'essai œdométrique

$(\varepsilon_x; \sigma_x)$ et $(\varepsilon_\theta; \sigma_x)$ courbes contrainte-déformations
 $(\varepsilon_v; \sigma_m)$ courbe de comportement volumique
 $(\sigma_m; q)$ espace des contraintes

Contexte de l'étude

LE matériau béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus utilisé, notamment pour les barrages, les ponts, les tunnels, les bâtiments, les complexes industriels, les centrales productrices d'énergie et de nombreux ouvrages de protection. Son comportement mécanique est très complexe, en particulier dans les situations de chocs, d'impacts balistiques, de vibrations ou de souffle. Lorsque le béton est soumis à de tels chargements, sa réponse présente un état de contrainte fortement triaxial à des niveaux de contrainte moyenne particulièrement élevés. L'objectif de la présente étude est de comprendre et caractériser son comportement sous sollicitations triaxiales extrêmes.

Cette thèse a été financée par la Délégation Générale pour L'Armement, dans le cadre d'une coopération entre la DGA et le laboratoire Sols, Solides Structures de Grenoble. Elle s'inscrit dans un programme d'étude visant à maîtriser les effets des armements air-sols sur les structures de béton. L'un des objectifs de ce programme est de modéliser la pénétration de missiles dans des cibles épaisses, ce qui nécessite de maîtriser le comportement dynamique des bétons à des niveaux de sollicitations élevées. La caractérisation expérimentale permet d'identifier les paramètres des modèles constitutifs existants que l'on utilise ensuite dans des codes de calcul pour simuler la réponse d'une structure en béton. Le but du présent travail est donc de compléter les données existantes sur le comportement du béton à très haute pression de confinement.

Lorsqu'une structure en béton est soumise à un chargement dynamique, son état de contrainte est généralement très hétérogène et varie dans le temps. Or la réponse de ce matériau sous sollicitations triaxiales est complexe et dépend fortement de l'état et du chemin de sollicitation. L'exemple d'un impact sur une structure en béton met en évidence les différentes réponses du matériau selon la zone de la structure. La figure 1 décrit de manière succincte les zones d'endommagements et les états de contraintes associés. On distingue trois zones après impact, chacune étant globalement associée à un état de sollicitation triaxiale et un mode d'endommagement (Zukas et al. (1992)); sur la face avant de la structure on observe une forme de cratère, résultant de la propagation d'ondes vers

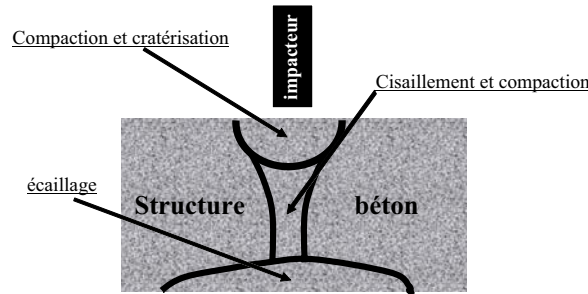


FIG. 1 – *Comportement triaxial d'une structure sous impact*

la face avant de la structure, conduisant à la fragmentation du béton. Au cœur de la structure, les effets dynamiques génèrent un confinement inertiel autour de l'impacteur, principalement au niveau du nez, générant des niveaux de contrainte moyenne particulièrement élevés. L'état de compression oedométrique est peut-être celui qui représente le mieux cet état de contrainte. On observe enfin à l'arrière de la cible de l'écaillage résultant de la propagation d'une onde de traction (Li et al. (2005), Romero (2003)). Dans cette partie de la structure, le niveau de contrainte ne semble pas avoir été très élevé.

Cet exemple souligne le fait 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.

Ordre de grandeur des pressions d'impact, propagation d'une onde élastique

Cette étude préliminaire permet d'établir un ordre de grandeur des pressions rencontrées lors d'impacts sur des structures en béton. On utilise la théorie de propagation des ondes élastiques, appliquée à un système composé d'un impacteur et d'un mur de béton. On suppose dans cette étude 1D que les matériaux restent élastiques, que la surface de contact est plane et que les frottements au niveau des contacts sont négligeables.

Impacteur en acier sur une structure en béton

On considère une barre d'acier venant impacter un mur en béton. Les caractéristiques de l'acier et du béton sont présentées dans le tableau 1.

matériau	E (GPa)	ν	ρ (kg/m ³)
barre d'acier	200	0,2	8000
massif de béton	30	0,2	2500

TAB. 1 – *Caractéristiques des matériaux aciers et béton*

Contraintes dans la barre

La théorie de propagation des ondes élastiques permet d'établir une relation entre la vitesse d'impact V_0 et la contrainte au niveau du contact σ_0 :

$$\sigma_0 = E\varepsilon = -\sqrt{E\rho}V_0 = -4.10^7 V_0, \quad (\text{unités S.I.}) \quad (1)$$

E et ρ étant le module de Young et la masse volumique de l'impacteur. Le calcul est présenté en détail en annexe A.

Contraintes dans le béton

On se place dans l'hypothèse où les frottements au contact sont négligés, la contrainte au contact est intégralement transmise à l'échantillon soit $\sigma_0 = -4.10^7 V_0$. On cherche à déterminer un ordre de grandeur de la contrainte moyenne (σ_m) au niveau de cette même zone de contact. On suppose que l'état de contraintes atteint se situe entre deux états de contraintes limites correspondant respectivement à un confinement latéral négligé et à un déplacement latéral imposé nul, présentés sur la figure 2.

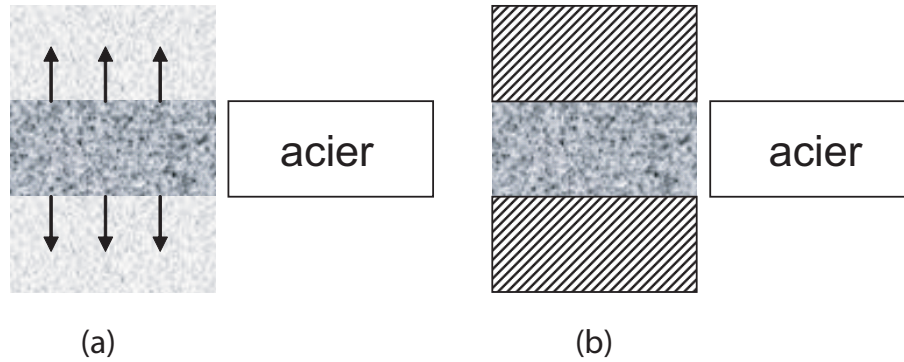


FIG. 2 – *Confinement latéral négligé (a) et déplacements nuls imposés (b)*

Dans le cas du confinement latéral négligé, correspondant à un état de contrainte uniaxial, la contrainte moyenne à l'interface vaut :

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{ii}}{3} = \frac{\sigma_0}{3} = 13,3.10^6 V_0, \quad (\text{unités S.I.}) \quad (2)$$

Dans le cas des déplacements latéraux imposés nuls, L'état de contrainte est celui d'un chargement rapide pour lequel les effets d'inertie empêchent le déplacement latéral. L'état de déformation est uniaxial ce qui impose un état de contrainte triaxial de type :

$$\sigma_{22} = \sigma_{33} = \frac{\lambda}{2\mu + \lambda} \sigma_{11} \quad (3)$$

d'où

$$\sigma_m = \frac{2\mu + 3\lambda}{3(2\mu + \lambda)} = \frac{1 + \nu}{3(1 - \nu)} = 20.10^6 V_0, \quad (\text{unités S.I.}) \quad (4)$$

Pour un impacteur en acier arrivant sur un mur de béton à la vitesse de 200 m.s^{-1} , ce qui représente une vitesse standard de projectile, la pression dans le béton à l'interface se situerait entre $2,66 \text{ GPa}$ et 4 GPa ; Si l'on prend l'exemple d'un réacteur d'avion qui tomberait d'une hauteur de 500 mètres, arrivant sur la structure à 100 m.s^{-1} , on obtient des pressions comprises entre $1,33 \text{ GPa}$ et 2 GPa .

Les hypothèses de ce calcul sont telles que l'estimation de la pression au contact impacteur-structure doit être considérée comme une borne nettement supérieure à ce que l'on peut effectivement rencontrer. En effet, on suppose que le comportement du béton à ces niveaux de contraintes est élastique, ce qui n'est pas le cas.

Comportement rhéologique du béton, essais statiques et dynamiques

La caractérisation du comportement rhéologique du béton peut être effectuées grâce à des essais statiques et dynamiques en laboratoire. Le moyen le plus évident pour caractériser le comportement dynamique du béton est de le solliciter de façon dynamique, selon les différents trajets de chargement reproduisant les conditions rencontrées lors d'un impact.

De nombreux essais dynamiques réalisés sur des échantillons de béton aux barres de Hopkinson (Hopkinson (1914), Zhao and Gary (1996)) montrent que ceux-ci sont plus difficile à mettre en œuvre que des essais statiques, et que l'exploitation des résultats est assez délicate. L'analyse des résultats est complexe pour différentes raisons : le caractère hétérogène de l'état de contrainte à l'intérieur de l'échantillon, le contrôle limité du trajet de chargement et la pauvreté de l'instrumentation. D'autres essais, de type plaque-plaque, permettent de caractériser le comportement dynamique du béton, mais les pressions atteintes sont souvent plus élevées que celles obtenues pour des problèmes d'impacts classiques.

Le comportement dynamique du béton est relativement bien modélisé dans les deux domaines extrêmes de la dynamique lente et de la dynamique rapide. Les modèles d'endommagement permettent en effet de bien caractériser la réponse du béton sous chargement lents, comme les chargements cycliques (Mazars (1984), La Borderie (1991), Pontiroli (1995)). À l'instar de la dynamique lente, les modèles de comportement en dynamique rapide issus de l'hydrodynamique donnent aussi des résultats probants. Pour une gamme de pression de l'ordre du GigaPascal, à des vitesses de l'ordre de 100 m/s , les connaissances sur le comportement du matériau existent mais restent assez limitées en terme de chemins de sollicitations. L'identification des modèles existants par le biais d'essais dynamiques est donc relativement difficile.

La méthode qui semble 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 des effets de la vitesse de chargement sur la réponse du matériau. Le comportement triaxial statique du béton est généralement caractérisé grâce à une presse triaxiale. Le chargement peut ainsi être contrôlé et piloté avec une grande précision et en temps réel. Ce type de machine permet par ailleurs une instrumentation plus complète.

Certains effets de la vitesse de chargement ont été mis en évidence lors de différentes études. Ils montrent que la réponse du matériau dépend à la fois du taux de déformation en compression (Bischoff and Perry (1991)) et en tension (Malvar and Crawford (2005)), la forte dépendance au taux de déformation en tension pouvant principalement être expliquée par l'influence de la vitesse de propagation des défauts (Hild et al. (2003)).

La présente étude est complètement focalisée sur la caractérisation triaxiale statique du béton à haute pression.

Un domaine peu étudié

Si l'on souhaite prendre en compte les phénomènes de rupture fragile et de déformations irréversibles en compaction observés lors d'impacts sur des structures en béton, il est nécessaire de reproduire les états de chargements triaxiaux correspondant. La plupart des résultats disponibles dans la littérature ne concernent que des essais triaxiaux sur béton à des pressions de confinement inférieures à 100 *MPa* (Li and Pugh (1970), Sfer et al. (2002)). Ils mettent en évidence l'influence de la pression de confinement sur le comportement uniaxial du béton. Des essais sur béton à des pressions de confinement de l'ordre 500 *MPa* ont aussi été réalisés (Schmidt (2003)), mais d'une manière générale, l'ensemble de ces essais ne permet pas de montrer l'influence du trajet de chargement sur le comportement triaxial du matériau.

Des essais triaxiaux selon différents trajets de chargement et à des niveaux de contrainte moyenne plus importants ont été réalisés sur mortier (Burlion (1997), Willam et al. (2005)). Ils montrent effectivement l'influence du chemin de sollicitation sur le comportement des mortiers à haute pression. Cependant, l'étude comparative entre un béton et un mortier à une pression de confinement de 500 *MPa* mise en œuvre par Akers and Phillips (2004) souligne les différences de comportement entre les deux matériaux, et montre ainsi que l'étude d'un mortier à haute pression de confinement n'est pas représentative du comportement du béton.

De ce fait, l'étude du comportement du béton à des pressions de confinement de l'ordre du GigaPascal selon différents trajets de chargement est nécessaire.

Une presse pour caractériser le béton

La presse triaxiale GIGA, 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 machine est installée à Saint-Martin-d'Hères, dans le laboratoire Sols, Solides, Structures (L3S)¹, au sein du Groupement d'Intérêt Scientifique « Vulnérabilité des Ouvrages aux Risques » qui se préoccupe de la vulnérabilité physique des infrastructures. Cette presse a été financée par la DGA dans le cadre d'un contrat entre la DGA, le CNRS, l'INPG, l'UJF et le L3S, contrat qui finance par ailleurs cette thèse. Celui-ci s'inscrit dans un projet d'étude entrepris par la DGA sur les « Modèles matériaux pour simulation en dynamique rapide - thème béton » (DGA (2002)).

L'objectif du dispositif GIGA est de caractériser la réponse du béton lorsqu'il est soumis à des chargements mécaniques extrêmes, qui est un sous-objectif du projet global. Les performances de GIGA permettent de solliciter des échantillons de taille décimétrique, avec un effort axial pouvant atteindre 13 000 kN et une pression de confinement maximale de l'ordre du GigaPascal.

1. unité mixte de recherche CNRS, INPG, UJF

Organisation du mémoire

Le chapitre 1 présente différentes études sur la caractérisation expérimentale des bétons et des mortiers sous sollicitations triaxiales. Ces études mettent en évidence les caractéristiques majeures du comportement de ces matériaux. Elles soulignent l'influence du confinement sur leur comportement uniaxial, les modes de rupture rencontrés et les faciès de rupture associés. Elles font aussi ressortir l'influence du couplage entre les sollicitations hydrostatiques et déviatoires sur le comportement volumique à la rupture des matériaux à matrice cimentaire. Différentes études sur le comportement triaxial des roches sont ensuite présentées, elles permettent d'établir des analogies avec le comportement du béton, et soulignent la possibilité de voir apparaître des bandes de compaction durant nos essais. Enfin, une étude comparative de résultats d'essais sur mortiers, roches et bétons montre l'influence des granulats sur le comportement global du béton et fait donc ressortir la nécessité d'étudier un béton et non pas un mortier à ces pressions de confinement.

Le chapitre 2 s'attache à présenter l'ensemble du dispositif expérimental constitué de la presse GIGA et des échantillons de béton testés. Les caractéristiques de la presse en terme de chemin de sollicitation et d'instrumentation sont décrites. La procédure de fabrication du béton assurant sa reproductibilité est ensuite présentée. Puis, la procédure de mise au point des essais, qui permet d'assurer d'une part la mesure des déformations grâce à des jauges d'extensométrie et d'autre part d'assurer une étanchéité de l'essai est détaillée. La mise au point des essais œdométriques, qui nécessite une procédure bien particulière est aussi exposée. La dernière partie de ce chapitre s'oriente vers la description des capteurs et la façon dont sont traités leurs signaux, notamment vis-à-vis de l'influence de la pression sur les mesures. Une estimation de la précision des mesures est enfin établie.

Dans le chapitre 3 sont exposés les résultats des différentes campagnes d'essais triaxiaux, proportionnels, en extension, œdométrique et hydrostatiques cycliques. Ces essais mettent en évidence l'effet du chemin de sollicitation sur la réponse du béton et confirment à ces niveaux de pression les tendances observées lors de l'étude bibliographique. Les essais uniaxiaux confinés mettent en évidence l'influence du confinement sur le comportement uniaxial du matériau et l'évolution des états limites rencontrés. Les essais proportionnels soulignent l'influence du trajet de chargement sur la réponse uniaxiale et volumique du béton, mettant notamment en évidence l'influence du cisaillement sur le comportement volumique du béton. Cette dernière caractéristique est confirmée par l'essai œdométrique. Pour l'ensemble de ces essais, le comportement volumique du béton est majoritairement piloté par le processus de compaction, que l'on caractérise de façon précise grâce aux essais hydrostatiques cycliques. Enfin, les essais d'extension permettent d'apprécier les spécificités du comportement triaxial du béton pour des contraintes déviatoriques négatives.

Le chapitre 4 a pour premier objectif l'analyse des états limites et de leur apparition en fonction de l'état et du chemin de chargement. L'état limite le plus souvent rencontré lors des essais sur GIGA est la transition contraction-dilatation, représentant un seuil de déformation. La comparaison de cet état limite sur l'ensemble des essais fait apparaître dans l'espace des contraintes une surface seuil paraissant indépendante du chemin de sollicitation à ces niveaux de pression. Par ailleurs, la surface seuil définie par les états limites en extension semble symétrique à celle définie grâce aux essais de compression, ce qui tend à montrer l'absence d'influence de l'angle de Lode sur le comportement limite du matériau. Une étude des différents faciès de rupture est ensuite réalisée. Elle montre la forte influence du chemin et du niveau de sollicitation sur les modes de rupture. Une

corrélation entre les états limites, les chemins de sollicitation et les modes de rupture est alors établie. Elle souligne l'influence des niveaux respectifs de contrainte moyenne et du déviateur sur la localisation de la rupture et sur l'orientation de cette localisation. Une discussion sur la possible apparition de bandes de compaction au sein du matériau lors d'essais triaxiaux sur GIGA est enfin menée.

Le but du chapitre 5 est d'identifier un modèle de comportement du béton développé par la Délégation Générale pour l'Armement pour les simulations d'impacts sur structure. Dans un premier temps les caractéristiques du modèle résultant d'un couplage entre un modèle d'endommagement et un modèle de plasticité sont exposées. Grâce aux essais expérimentaux réalisés, les différents paramètres du modèle sont identifiés. La réponse du modèle est ensuite comparée aux réponses des différents essais expérimentaux afin de mettre en évidence la capacité du modèle à reproduire le comportement du matériau. Les résultats sont assez probants pour une bonne partie des essais. Cependant, la non prise en compte de l'influence du déviateur sur la compaction, inhérente au modèle de plasticité, ne permet pas de simuler la réponse du matériau lorsque le déviateur devient trop important. D'autre part, le modèle ne permet pas non plus de reproduire la transition contraction-dilatation des courbes expérimentales.

Les conclusions et les perspectives de ce travail sont présentées dans le dernier chapitre.

Les bétons et mortiers, comme la plupart des géomatériaux, ont un comportement triaxial relativement complexe qui met en œuvre différents modes de rupture selon le chemin de sollicitation emprunté. Le caractère hétérogène et fragile de la structure du matériau, le squelette granulaire et la porosité sont à l'origine des multiples modes de rupture rencontrés et de cette dépendance au trajet de chargement.

1.1 COMPORTEMENT TRIAXIAL DES BÉTONS ET MORTIERS

1.1.1 Phénomène de compaction

Description du phénomène lors de chargements cycliques

Le phénomène de compaction est un phénomène diffus, qui peut être défini comme un endommagement au sens où il modifie les propriétés élastiques du matériau et fait apparaître des déformations irréversibles au sein de l'échantillon. N.Burlion met clairement en évidence dans son travail de thèse la compaction du mortier (Burlion (1997)). Sur la figure 1.1 sont comparés les résultats d'un essai hydrostatique et d'un essai œdométrique sur deux échantillons d'un même mortier.

L'analyse de la réponse hydrostatique du mortier montre les caractéristiques majeures de son comportement volumique. Après un début de charge élastique, le module tangent diminue au moment où commence la compaction du matériau. On observe ensuite une augmentation du module tangent avec l'augmentation des déformations volumiques, que l'on peut associer à un durcissement de la structure à mesure que la porosité du mortier s'effondre. Lors de la charge, les deux phénomènes sont présents simultanément : l'endommagement structurel de la matrice cimentaire fait chuter la raideur du matériau alors que l'effondrement de la porosité tend au contraire à durcir le comportement du matériau. La courbe de comportement volumique à la charge résulte donc du couplage entre un comportement élastique et ces deux phénomènes aux effets opposés.

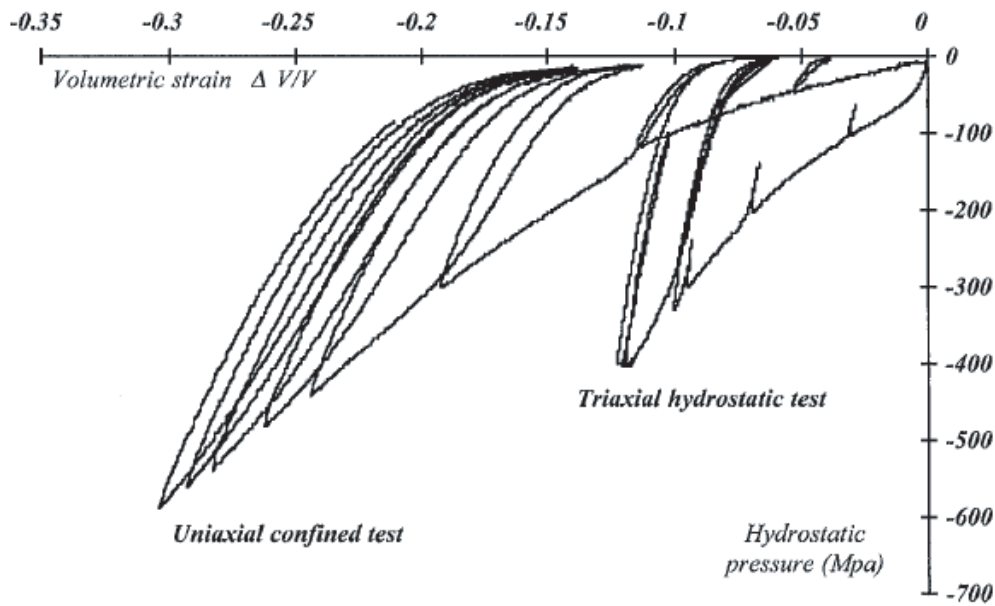


FIG. 1.1 – Courbes de comportement volumique d'un essai hydrostatique et d'un essai œdométrique sur mortier (Burlion et al. (2001))

Lorsque l'on décharge le matériau, le module tangent de la courbe est nettement plus raide, il correspond au comportement élastique du matériau endommagé. En fin de décharge, lorsque la contrainte moyenne est proche de zéro, le module tangent chute de manière remarquable, mettant en évidence l'existence d'une élasticité résiduelle dans les zones où la matrice cimentaire a été endommagée. La présence de déformations permanentes à contrainte nulle souligne la mise en œuvre de phénomènes irréversibles au sein du béton.

La courbe de recharge est relativement confondue avec la courbe de décharge, ce qui montre le caractère élastique de ces deux phases de l'essai. Une fois le niveau de contrainte maximal atteint, la courbe suit la courbe de compaction monotone, elle met en évidence la reprise des phénomènes irréversibles.

Influence du chemin de chargement sur le comportement volumique du matériau

La réponse œdométrique du matériau présente des caractéristiques identiques à la réponse hydrostatique. La différence se situe principalement niveau des déformations volumiques atteintes pour une même contrainte moyenne. On observe aussi un hystérésis entre les décharges et les recharges, pouvant être associés à de la dissipation d'énergie par frottement. Une grande partie de cette dissipation est certainement due à la présence de frottement entre la chemise de confinement et l'échantillon durant la déformation de celui-ci (figure 1.2).

La comparaison des chemins hydrostatiques et œdométrique (figure 1.1) met clairement en évidence l'influence du trajet de chargement sur le phénomène de compaction. À contrainte moyenne équivalente, la compaction est plus importante sous chargement

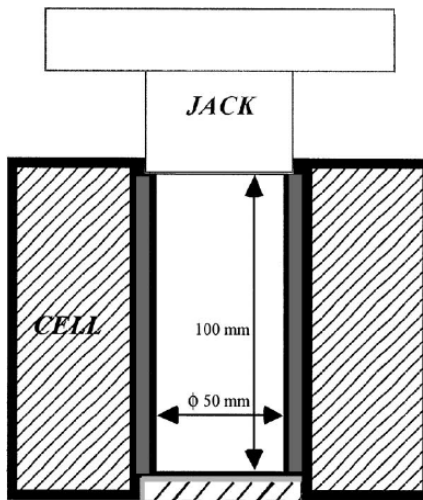


FIG. 1.2 – Cellule de confinement entourant l'échantillon lors d'un essai œdométrique, Burlion et al. (2001)

œdométrique que sous chargement hydrostatique. Une explication à ces résultats est que les contraintes de cisaillement semblent favoriser le glissement et le roulement des grains au sein de la matrice, ce qui facilite leur réarrangement structural et permet donc d'obtenir une meilleure compacité. Les résultats d'essais sur GIGA montreront des résultats tout à fait équivalents.

1.1.2 Comportement triaxial d'un mortier

Une étude très complète sur le comportement triaxial d'un mortier dénommé FCAM a été réalisée par Willam et al. (2005). Les caractéristiques du matériau sont présentées dans le tableau 1.1. Les figures 1.3 gauche, droite et basse présentent une partie des résultats de cette campagne d'essais triaxiaux.

Caractéristiques mécaniques	
Résistance à compression	34 MPa
Porosité	24%
degré de saturation	50 %
Composition du béton	
Ciment Portland	474 kg/m^3
Sable	1445 kg/m^3
Eau	275 kg/m^3
réducteurs d'eau	1,54 l/m^3

TAB. 1.1 – Caractéristiques du FCAM

Les courbes de la figure 1.3 en haut à gauche présentent le déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour une série d'essais triaxiaux¹ à des pressions de confinement allant de 5 à 400 MPa. Elles mettent en évidence quelques caractéristiques

1. Un essai triaxial consiste à générer une pression de confinement autour de l'échantillon puis à charger l'échantillon axialement en maintenant la pression de confinement constante

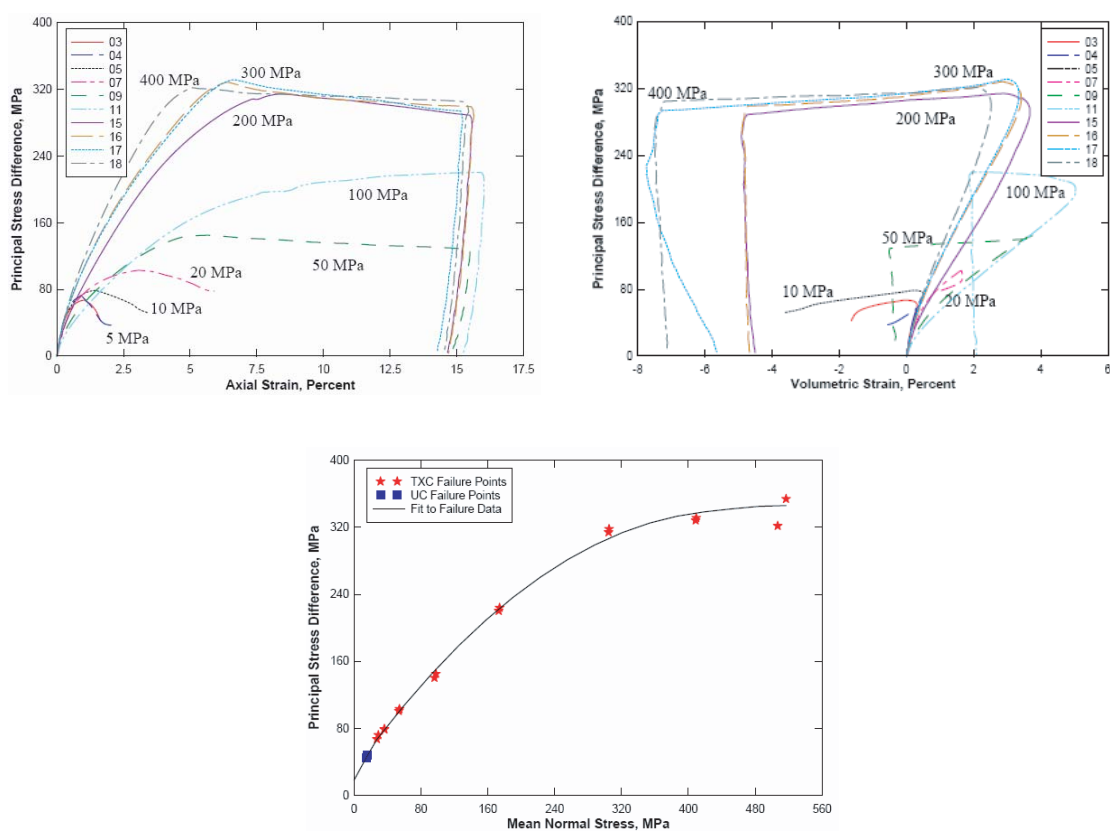


FIG. 1.3 – Campagne d’essais uniaxiaux sur mortier: déviateur en fonction des déformations axiales (en haut à gauche), déviateur en fonction des déformations volumiques (en haut à droite) et points de rupture dans l’espace des contraintes ($\sigma_m; p$) (en bas), Willam et al. (2005)

majeures des mortiers. On remarque d’abord une augmentation importante de la résistance du matériau avec la pression de confinement, ainsi qu’une évolution de la forme du seuil de contrainte atteint : le pic devient un plateau pour un confinement plus élevé. D’une manière générale, le matériau est aussi plus raide lorsque le confinement est plus important.

Ces résultats d’essais sont synthétisés sur la figure 1.3 en haut à droite en terme de déviateur des contraintes en fonction de la déformation volumique. Les courbes mettent en évidence un maximum de déformation². Pour l’ensemble des essais, cette déformation maximale est atteinte juste avant le seuil de contrainte.

Les états limites des différents essais tracés dans l’espace des contraintes ($\sigma_m; q$) sur la figure 1.3 en bas soulignent l’existence d’une enveloppe limite en contraintes que l’auteur représente par une ligne continue. Cette courbe semble tendre vers une asymptote horizontale lorsque la pression de confinement est élevée. Cette caractéristique du matériau est vraisemblablement liée à la présence d’eau à l’intérieur du matériau, cette présence d’eau imposerait un niveau de déviateur maximal, quelle que soit la pression de confinement fixée. Ce phénomène est présenté dans la thèse de X.H.Vu (Vu (2007), à paraître).

2. Ce maximum correspondant à une transition d’un état de contraction à un état de dilatation volumique.

D'autres essais triaxiaux ont été réalisés sur ce mortier, suivant d'autres chemins de sollicitations, notamment des essais d'extension et des essais de déformation uniaxiale (essais œdométriques). La figure 1.4 de gauche montre les chemins de sollicitations suivis et les seuils atteints lors de ces essais. Sur cette figure, les essais d'extension se situent sous l'axe de contrainte moyenne, le déviateur des contraintes étant négatif. Deux types d'essais d'extension sont présentés. Le premier consiste à générer une pression de confinement autour de l'échantillon puis à relâcher progressivement la contrainte axiale, l'autre consiste à augmenter la contrainte latérale autour de l'échantillon en maintenant la contrainte axiale constante.

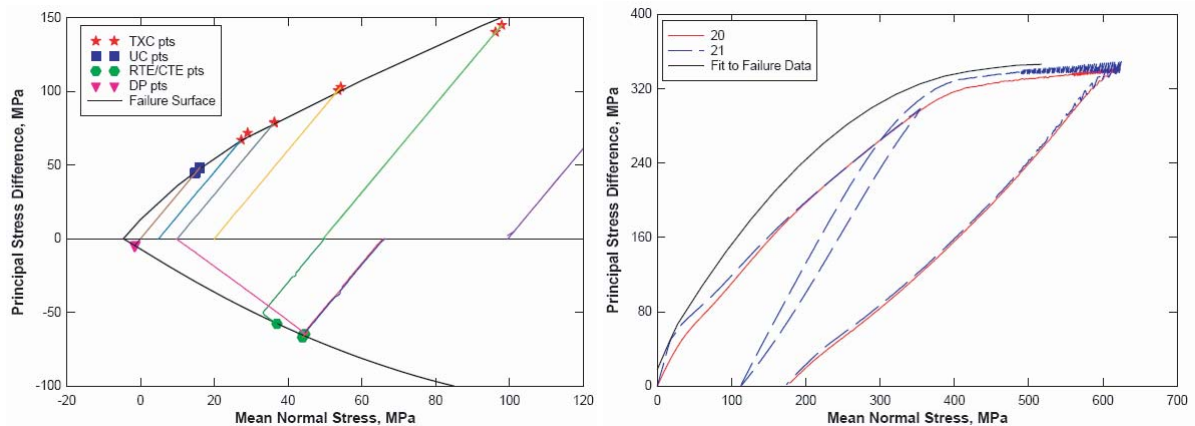


FIG. 1.4 – *Chemin d'extension et triaxiaux (à gauche) et chemin œdométrique (à droite) dans l'espace des contraintes lors d'essais sur mortier (Willam et al. (2005))*

L'ensemble des états limites en extension semblent démontrer l'existence d'une surface seuil en extension que l'auteur représente par une ligne continue. Deux essais d'extension de type différents mènent au même état limite, ce qui prouverait que la surface limite est une fonction de l'état de chargement, mais pas du chemin de chargement.

La comparaison de ces états limites à ceux des essais triaxiaux met en évidence une relative symétrie par rapport à l'axe des contraintes moyennes. Cependant ces courbes ne sont pas parfaitement symétriques, les états limites des essais d'extension sont plus proche de l'axe des contraintes moyennes. Cette différence montre l'influence de l'angle de Lode dans la description des états limites du matériau à ces niveaux de contraintes. Cette caractéristique des géomatériaux a déjà été mise en évidence lors de différentes études sur le béton (Willam and Warnke (1974)).

La figure 1.4 de droite compare les trajets de chargements de deux essais en déformation uniaxiale à l'enveloppe limite issue des résultats des essais triaxiaux. Dès lors que les courbes œdométriques arrivent à proximité de la surface seuil, elles suivent cette surface seuil, sans jamais la dépasser. Ces résultats sont raisonnables car la surface seuil de contrainte caractérise de façon indirecte le seuil de déformation volumique maximale. Le passage du seuil de déformation est assimilé à une transition vers un état de dilatation. Or l'échantillon ne peut pas se dilater lors d'une compression œdométrique, il paraît alors logique que la courbe de compression œdométrique reste au-dessous de l'enveloppe limite.

1.1.3 Comportement triaxial d'un béton

J.M. Schmidt présente dans son travail de thèse (Schmidt (2003)) des résultats d'essais triaxiaux sur des échantillons d'un béton dénommé *WES500*. Les caractéristiques mécaniques, la composition de ce béton et les caractéristiques géométriques des échantillons sont assez proches de celles des échantillons en béton étudiés avec la presse triaxiale GIGA (tableau 1.2 et tableau 2.1, page 55).

Caractéristiques mécaniques	
Résistance en compression simple	45 MPa
Composition du béton	
Ciment Portland de type I	264,0 kg/m^3
Granulats roulés ($D_{max} = 9,5\text{ mm}$)	1037,6 kg/m^3
Sable	840,7 kg/m^3
Eau	145,9 kg/m^3
Cendres volantes	55,8 kg/m^3
Réducteurs d'eau	2,25 l/m^3
Caractéristiques géométriques	
Taille maximale des agrégats	9,5 mm
longueur	110 mm
Diamètre	50 mm

TAB. 1.2 – *Caractéristiques du WES500 (Schmidt (2003))*

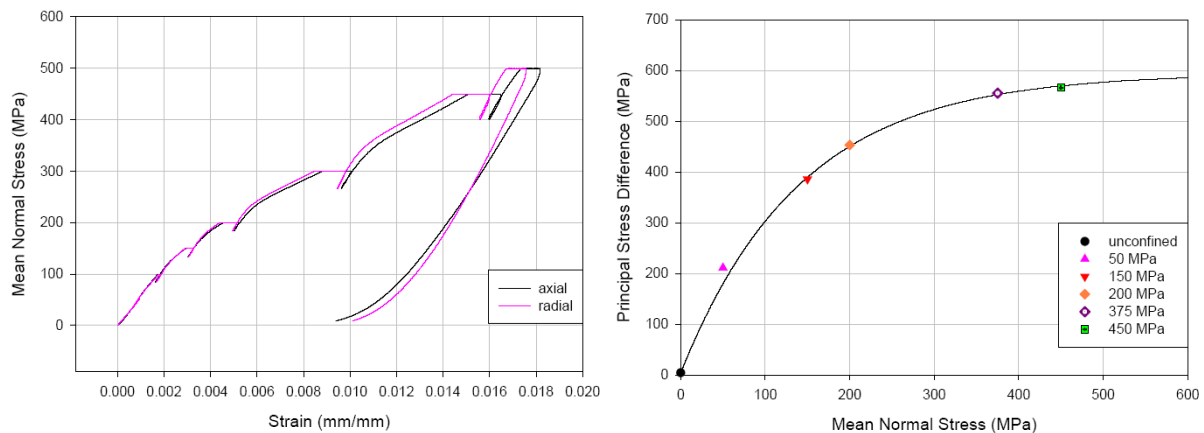


FIG. 1.5 – *WES500: compression hydrostatique à 500 MPa (à gauche) et enveloppe de rupture dans l'espace des contraintes (à droite), (Schmidt (2003))*

Une partie des résultats de ces essais est présentée sur les figures 1.5 et 1.6. La figure 1.5 de gauche présente les résultats d'un essai de compression hydrostatique. La contrainte moyenne est tracée en fonction des déformations axiale et radiale. La comparaison des deux courbes montre que le béton étudié est relativement isotrope. D'un point de vue qualitatif, le béton présente un comportement volumique similaire à ce que l'on peut observer dans la littérature Burlion (1997), le phénomène de compaction est présenté de manière plus précise dans le paragraphe 1.1.1 et dans la section 4.2.1, page 123. Les

plateaux observés correspondent à différents essais de fluage sur l'échantillon. Ils sont immédiatement suivis d'une décharge et d'une recharge.

La figure 1.5 de droite présente dans l'espace des contraintes les seuils de contrainte atteints lors de différents essais triaxiaux à des pressions de 50 à 450 MPa de confinement. Les résultats sont analogues à ceux des mortiers présentés précédemment, ils mettent en évidence l'existence d'une enveloppe limite, dont la pente paraît diminuer progressivement puis tendre vers un plateau asymptotique avec l'augmentation de la pression de confinement.

Les courbes présentées sur la figure 1.6 décrivent la partie déviatoire de ces essais triaxiaux. La contrainte axiale est présentée en fonction de la déformation axiale, de la déformation circonférentielle et de la déformation volumique. Comme pour les mortiers, on

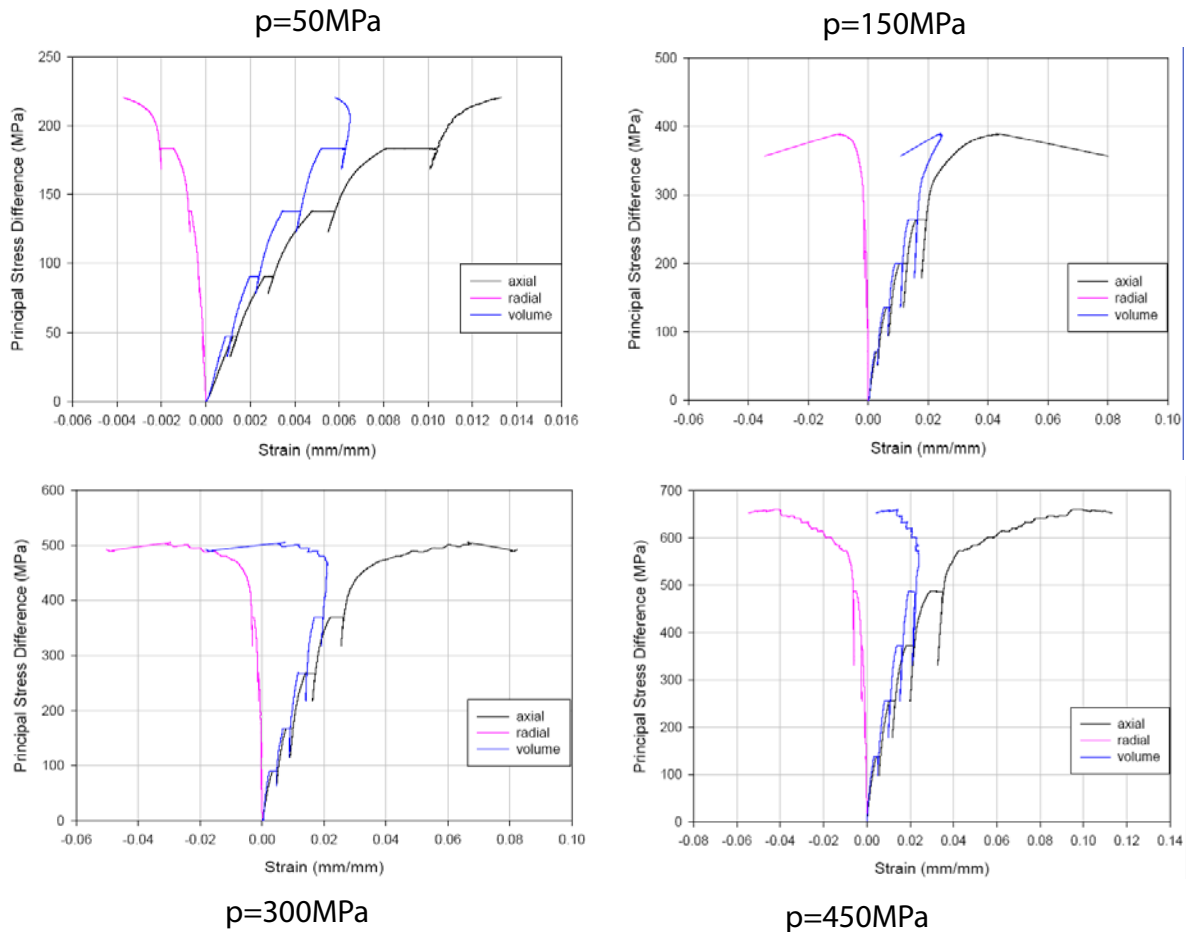


FIG. 1.6 – WES500: phases déviatoires des essais TRX50, TRX150, TRX300 et TRX450 (Schmidt (2003))

observe une augmentation du déviateur des contraintes avec la pression de confinement. Une pression de confinement de 500 MPa permet d'atteindre un déviateur de plus de 650 MPa. Le confinement semble aussi influencer sur la raideur du matériau, qui présente des courbes de déformation axiale d'autant plus raides que la pression de confinement est élevée. La forme de la courbe au passage du seuil de contrainte maximale évolue aussi avec la pression: l'essai TRX150 atteint un pic de contrainte net alors que l'essai

TRX300 atteint un pic moins marqué, à la limite du plateau. L'essai TRX450 voit son module tangent décroître avec l'augmentation de la charge et la courbe semble tendre vers une asymptote horizontale. L'analyse des déformations volumiques (courbe du milieu sur chaque figure) met en évidence une caractéristique commune à tous les essais : la transition d'un état de contraction à un état de dilatation. Cette transition est par ailleurs d'autant moins marquée que la pression de confinement augmente. Les essais GIGA montreront des résultats analogues.

D'autres auteurs ont mis en évidence cette évolution des courbes contraintes-déformations avec la pression de confinement. La figure 1.7 est issue d'un article écrit par T. Warren (Warren et al. (2004)). Elle présente les résultats d'une campagne d'essais triaxiaux réalisés sur un béton de faible résistance, ayant des caractéristiques proches de celles du béton testé avec la presse GIGA. Ces résultats montrent encore une fois l'augmentation des niveaux de contraintes atteints et l'augmentation de la raideur du matériau avec la pression de confinement.

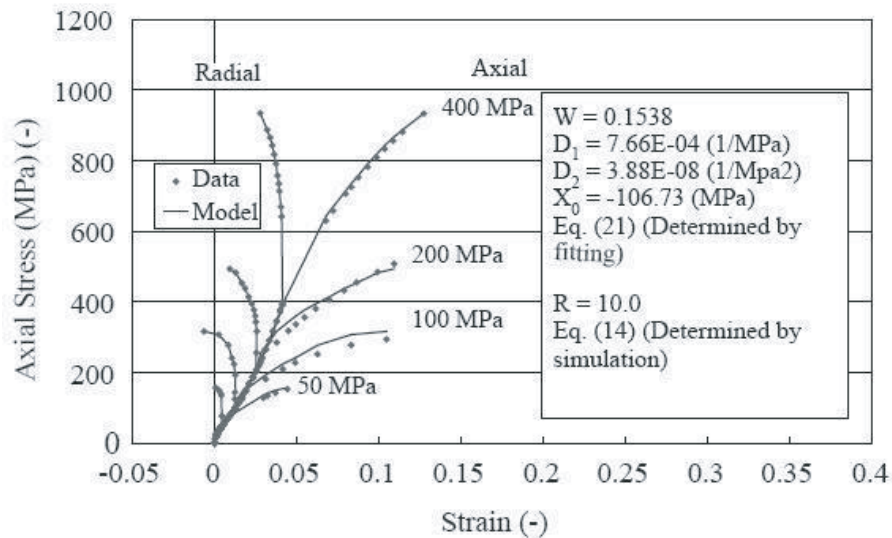


FIG. 1.7 – Campagne d'essais triaxiaux réalisée sur un béton de faible résistance (Warren et al. (2004))

1.1.4 Comparaison des états limites de différents béton

Une étude réalisée par E. Buzaud (Buzaud (2004)) a consisté à comparer les états limites atteints, lors de différents essais triaxiaux sur plusieurs bétons et mortiers (Hanchak et al. (1992), Gran and Frew (1997), Buzaud et al. (1997), Bazant et al. (March 1996), Willam et al. (2005), Schmidt (2003)). Cette comparaison est présentée sur la figure 1.8, dans l'espace des contraintes ($\sigma_m; q$). Les différents bétons et mortiers sont caractérisés par leur résistance en compression simple.

Les différentes séries de points montrent une augmentation du déviateur maximum des contraintes avec la contrainte moyenne au sein du matériau. Cette augmentation étant d'autant moins marquée que la contrainte moyenne augmente.

Le faisceau de points montre une faible dispersion des résultats, malgré la différence de comportement en compression simple de l'ensemble de ces matériaux. Cette dispersion

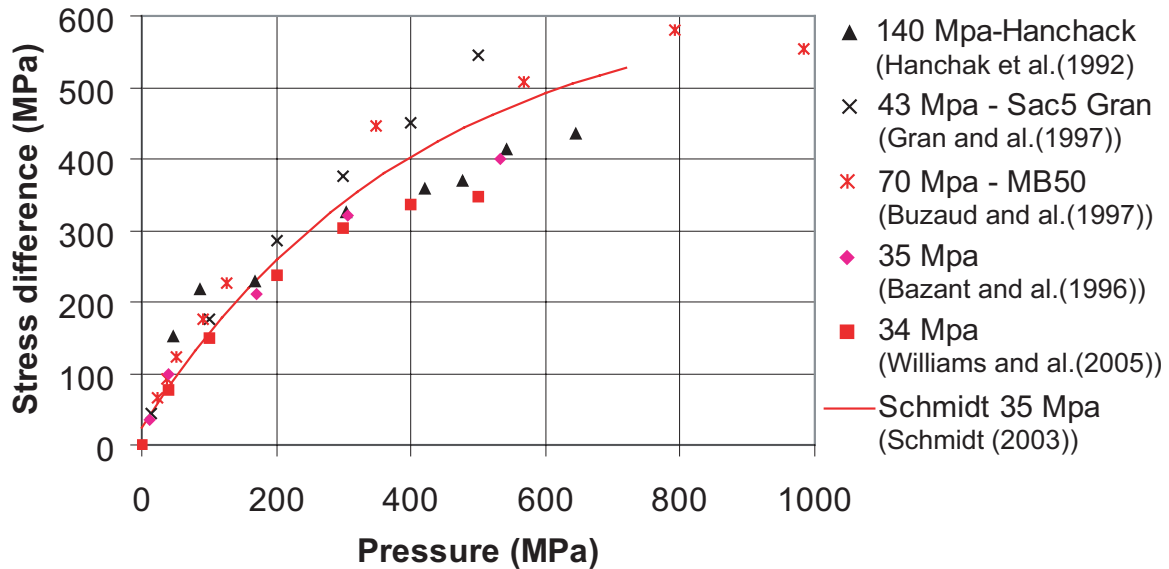


FIG. 1.8 – Comparaison des états limites de différentes campagnes d’essais triaxiaux sur différents bétons (Buzaud (2004))

est plus marquée pour des pressions de confinement plus élevées, mais elle ne respecte pas la hiérarchie des résistances à la compression simple. Si celle-ci est relativement respectée à basse pression, avec un déviateur d’autant plus élevé que la résistance à compression simple est élevée, ce n’est plus le cas lorsque la contrainte moyenne devient importante. Il paraît alors impossible d’établir une corrélation directe entre la résistance en compression simple d’un béton et son état limite sous sollicitations triaxiales.

1.2 INFLUENCE DU CONFINEMENT SUR LA RUPTURE

Rupture sous chargement uniaxial confiné

D.Sfer a mis en évidence l’influence du confinement sur le comportement déviatoire à la rupture d’un béton (Sfer et al. (2002)). Les caractéristiques du matériau sont présentées dans le tableau 1.3. Il a établi une corrélation entre l’évolution de l’endommagement et l’évolution des états limites du matériau. Les figures 1.9 de droite et de gauche mettent en évidence cette corrélation. Chaque essai triaxial a été réalisé en double pour permettre la discussion sur une éventuelle dispersion des résultats.

Les courbes de comportement axial ($\varepsilon_x; \sigma_x$) (en haut à droite) montrent une nouvelle fois l’évolution de l’état limite avec la pression de confinement. À mesure que la pression de confinement augmente, le pic de contrainte est de moins en moins marqué et tend progressivement vers un plateau asymptotique.

Les courbes de la figure 1.9 en bas à droite présentent la déformation volumique en fonction de la contrainte axiale. Tous les essais de cette étude montrent une transition contraction-dilatation. Ce seuil de déformation coïncide avec le pic de contrainte pour les essais à basse pression de confinement, mais ce n’est plus le cas pour les essais à forte pression de confinement pour lesquels le seuil de contrainte est un plateau asymptotique.

Caractéristiques mécaniques	
Résistance à compression à 28 jours	30 MPa
Affaissement au cône d'Abrams	15 cm
Composition du béton proportions relatives en masse	
Ciment	1
Gravier	2,8
Sable	2,5
Eau	0,57
Plastifiant	0,24 l/m ³
Caractéristiques géométriques	
Longueur	300 mm
Diamètre	150 mm

TAB. 1.3 – Caractéristiques du béton étudié par D. Sfer

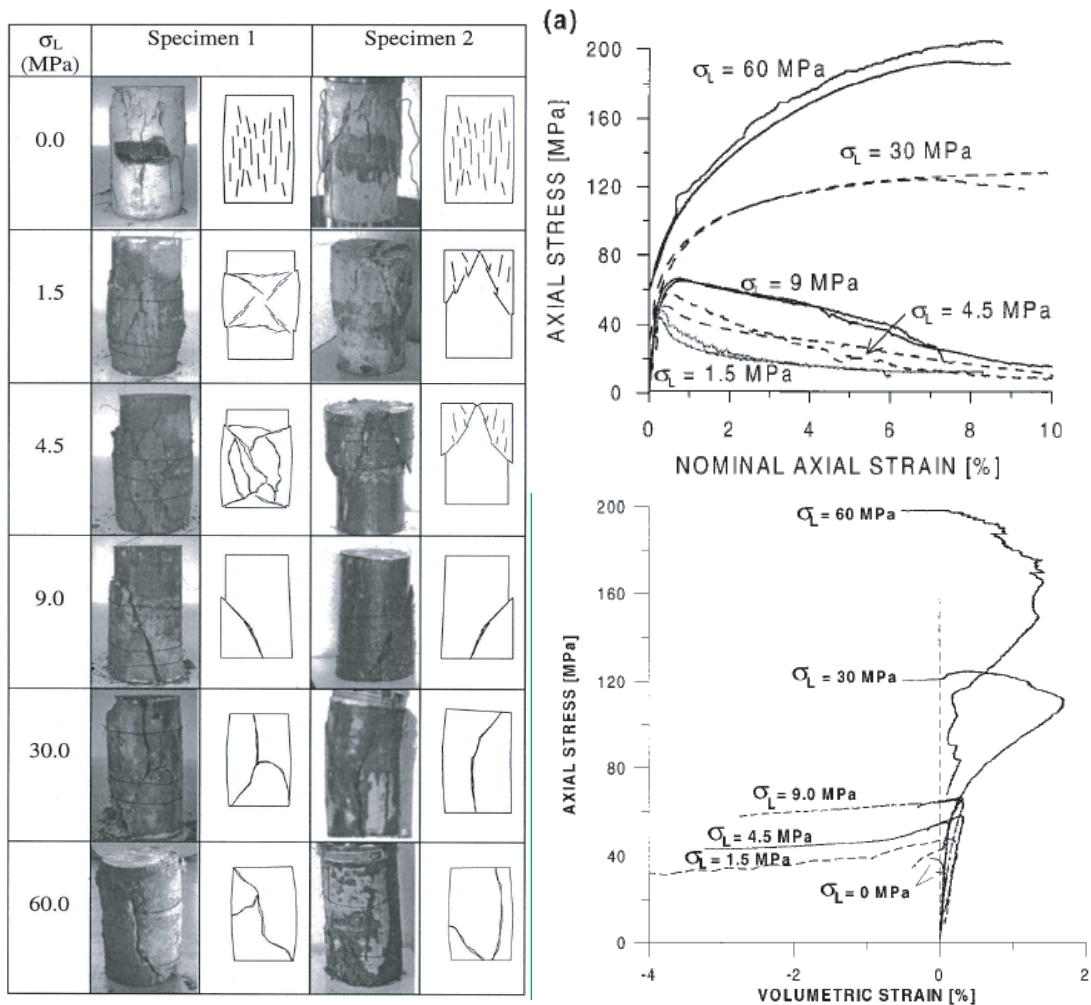


FIG. 1.9 – Essais triaxiaux basse pression : évolution des faciès de rupture (à gauche) et du comportement (à droite) avec la pression de confinement (Sfer et al. (2002))

La figure 1.9 de gauche montre par ailleurs que la rupture évolue aussi très nettement avec la pression de confinement. Pour des pressions de confinement inférieures ou égales à 4,5 MPa, la rupture peut être localisée ou diffuse selon les zones de l'échantillon. À partir de 9 MPa de confinement, celle-ci est uniquement localisée. L'orientation des bandes de localisation ne présente pas d'évolution marquée avec le confinement. L'inclinaison de ces bandes se situe globalement entre la verticale et 45°, quelle que soit la pression de confinement.

Dispersion des courbes, endommagements associés

L'analyse attentive des deux séries d'essais aux pressions de confinements de 1,5 et 4,5 MPa, montre une dispersion relative au pic de contrainte plus importante que sur les autres séries. On observe par ailleurs des faciès de rupture différents sur les deux échantillons de chaque série. Il semble donc que l'évolution du mode de rupture modifie le comportement du matériau.

1.3 ANALOGIES AVEC LE COMPORTEMENT DES ROCHES

1.3.1 Inclinaison des bandes de localisation en fonction de la pression de confinement

Différentes études réalisées sur les roches montrent de grandes similitudes avec le comportement des bétons et mortiers. P.Bésuelle (Bésuelle et al. (2000)) présente l'influence de la pression de confinement sur le comportement uniaxial et sur la rupture dans les grès, dans une étude sur la caractérisation expérimentale des phénomènes de localisation.

Influence du confinement sur le comportement des roches

La figure 1.10 montre la réponse déviatoire d'un grès soumis à différents essais triaxiaux de 0,1 à 60 MPa de pression de confinement. Elle met en évidence l'influence du confinement sur la raideur du matériau. Le module tangent des courbes est d'autant plus élevé que le confinement est important. Tous les essais atteignent un seuil de contrainte maximale.

La figure 1.11 présente les différentes courbes de comportement volumique des essais triaxiaux. Jusqu'à 40 MPa de confinement, on observe une transition contraction-dilatation juste avant d'atteindre le seuil de contrainte. La proximité de ces deux états limites est observée de manière récurrente dans les géomatériaux, roches ou bétons.

Les seuils de contraintes ont été tracés dans l'espace des contraintes $(\sigma_m; q)$, sur la figure 1.12. On y présente aussi les seuils de contraintes d'essais d'extension et de compression triaxiale sur des échantillons d'élanement $L/D = 1$. Les résultats soulignent l'existence d'une enveloppe de rupture dont la pente diminue progressivement avec l'augmentation de la contrainte moyenne.

Les seuils de contraintes atteints lors des essais d'extension montrent une évolution analogue à celle des seuils des triaxiaux, mais ils se situent légèrement en dessous. On associe cette caractéristique à une influence du chemin de sollicitation. Pour ces niveaux de confinement, l'angle de Lode influe de manière visible sur le comportement du grès.

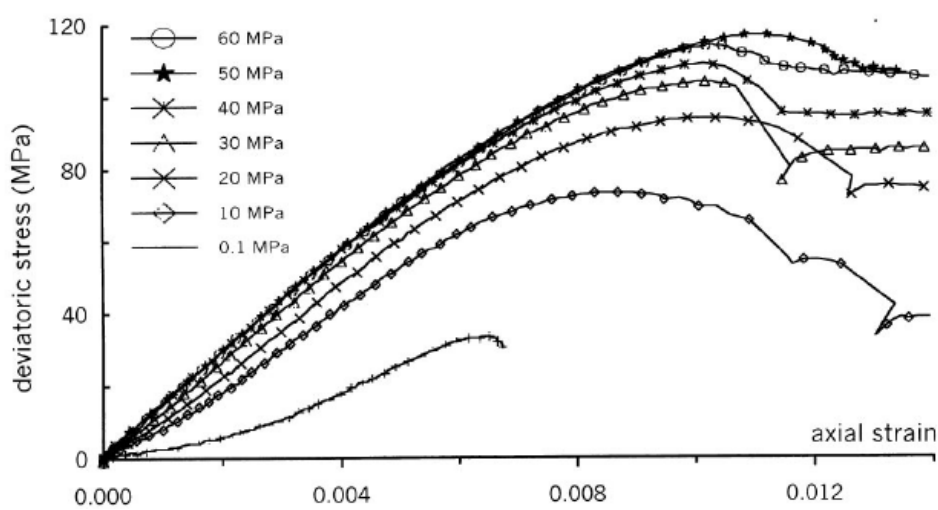


FIG. 1.10 – *Comportement axial d'un grès soumis à différentes pressions de confinement (Bésuelle et al. (2000))*

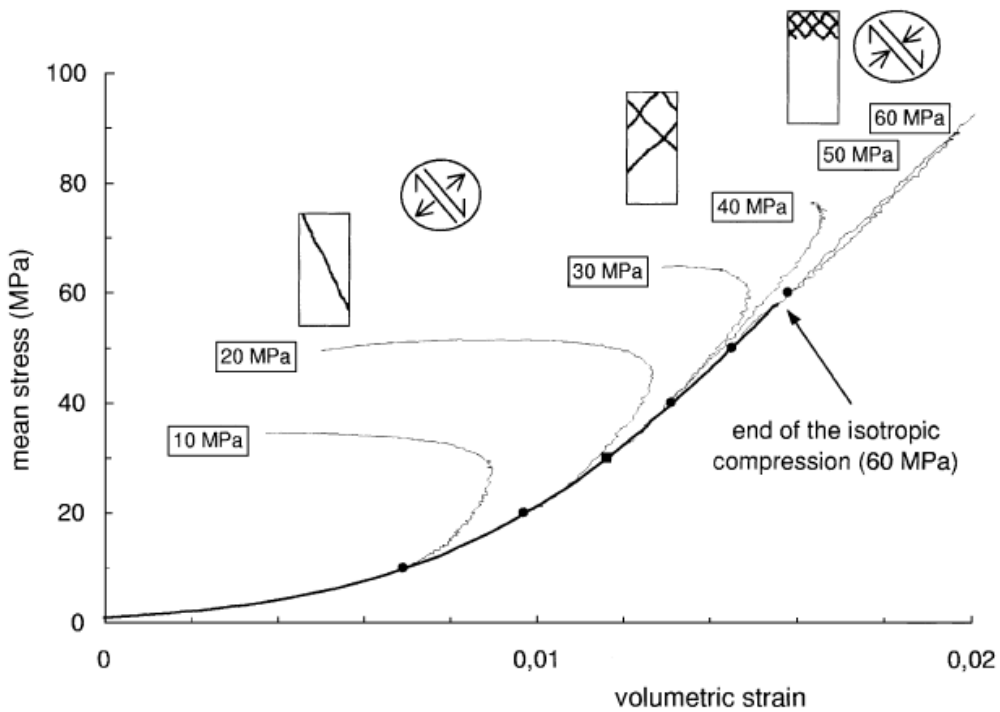


FIG. 1.11 – *Comportement volumique du grès sous différentes pressions de confinement et modes de rupture associés (Bésuelle et al. (2000))*

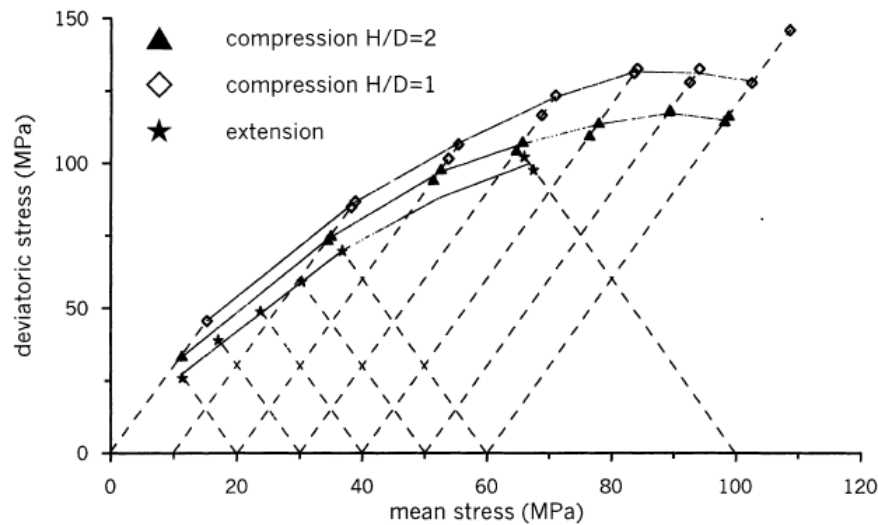


FIG. 1.12 – États limites des essais de compression triaxiale et d'extension sur grès (Bésuelle et al. (2000))

Effet de l'élancement sur le comportement à rupture

La comparaison des résultats d'essais sur des échantillons d'élancement 1 avec des échantillons d'élancement 2 met en évidence une influence de cet élancement sur le résultat de l'essai. Cet effet, tout aussi visible lors d'essais sur des échantillons de béton, est discuté dans le paragraphe 2.2.2. On l'associe en fait à des problèmes de conditions limites d'essais, notamment au frottement des faces de l'échantillon sur les plateaux de chargement (effet de freinage, Neville (2000)).

Influence du confinement sur la localisation de la déformation des roches

L'étude réalisée met en évidence l'évolution avec le confinement de la rupture localisée. Cette évolution est présentée sur la figure 1.13 et résumée sur la figure 1.11. Les schémas représentent l'état des échantillons après les essais triaxiaux et montrent l'évolution de l'inclinaison des bandes de localisation avec la pression de confinement. Pour des pressions nulles ou très faibles, les bandes sont quasi-verticales. Elles s'inclinent ensuite vers un angle de l'ordre de 45° à mesure que le confinement augmente. À faible pression de confinement, la localisation est franche et ne montre qu'un ou deux plans de localisation. Le nombre de ces plans augmente progressivement avec la pression.

Les faciès de localisation des essais d'extension présentent des caractéristiques inverses à celles des essais triaxiaux, les bandes sont horizontales à faible pression et s'inclinent avec l'augmentation du confinement.

P. Bésuelle établit une corrélation entre l'évolution de l'inclinaison des bandes de localisation et l'évolution du comportement volumique du matériau. Pour des pressions de confinement faibles, les bandes de localisation sont associées à de la rupture par extension, les bandes sont alors perpendiculaires à la direction de compression maximale. Lorsque la pression de confinement augmente, le cisaillement intervient de manière prépondérante sur la localisation. Il se trouve successivement couplé à de la dilatation puis à de la compaction à mesure que la pression de confinement augmente. La figure 1.11 résume cette

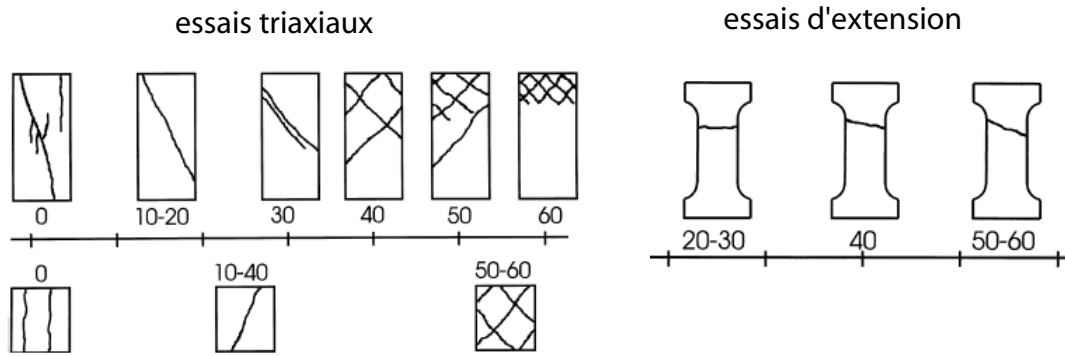


FIG. 1.13 – Évolution du type de localisation avec la pression de confinement pour les essais triaxiaux (à gauche) et les essais d'extension (à droite) sur un grès (Bésuelle et al. (2000))

évolution d'une localisation de cisaillement dilatante à une localisation de cisaillement compactante.

D'autres roches, comme le calcaire de Tavel, présentent des comportements similaires (Vajdova et al. (2004)), avec une évolution du niveau de déviateur et de la forme du seuil de contrainte (passant progressivement d'un pic de contrainte à un seuil asymptotique) avec la pression de confinement (figure 1.14 de gauche). Le seuil de déformation semble quant à lui disparaître, ou n'apparaître qu'à des niveaux de déformation volumique élevés (figure 1.14 de droite).

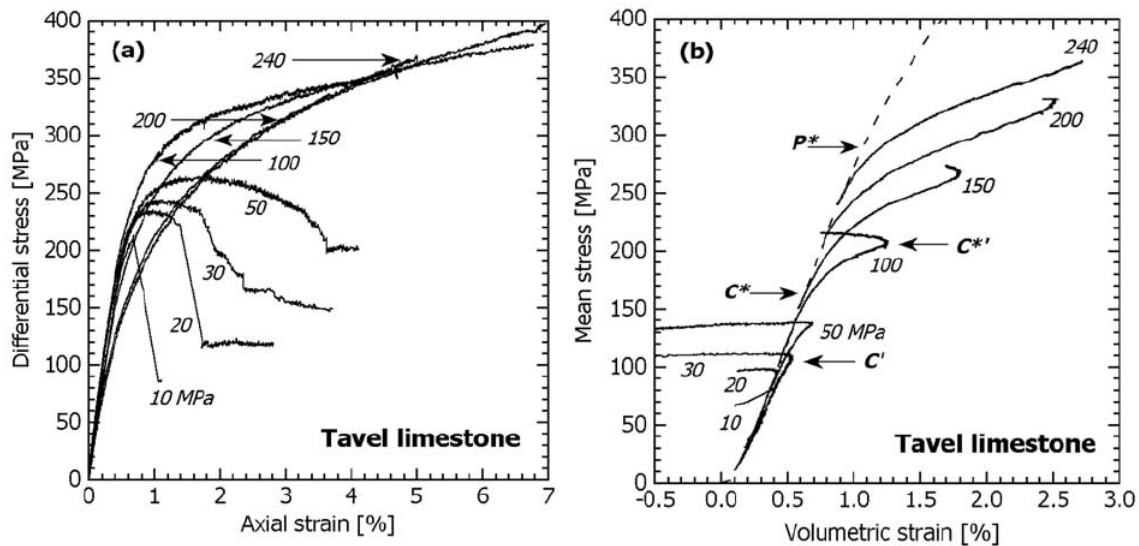


FIG. 1.14 – Essais triaxiaux sur calcaire (Vajdova et al. (2004))

1.3.2 Bandes de compaction dans les roches

Lorsque la pression de confinement devient relativement importante, des bandes de compaction peuvent apparaître à l'intérieur des échantillons de grès. Ces bandes de lo-

calisation sont fines et perpendiculaires à la direction de contrainte principale maximale. P. Baud met en évidence l'apparition de ces bandes de compaction lors de chargements triaxiaux (Baud et al. (2004)). Les caractéristiques des différentes roches étudiées dans cette section sont présentées dans le tableau 1.4.

Origine du grès	porosité	taille maximale des grains	degré de saturation
Bentheim	22.8%	0.105 mm	saturé
Berea	21%	0.13 mm	saturé
Darley Dale	13%	0,17 mm	saturé

TAB. 1.4 – *Caractéristiques du grès de Bentheim, de Berea et Darley Dale*

Des essais triaxiaux sur un grès de Bentheim à des pressions de confinement allant de 90 MPa à 350 MPa sont présentés sur la figure 1.15. Tous ces essais atteignent un plateau de contrainte. Une fois ce seuil atteint, les échantillons continuent d'être compactés à contrainte moyenne constante. Contrairement à l'ensemble des essais présentés préalablement, on n'observe pas de maximum de déformation. Compte tenu de l'ensemble des résultats précédents, on peut imaginer que ce seuil est susceptible d'être observé, mais à des niveaux de déformations volumiques beaucoup plus importants.

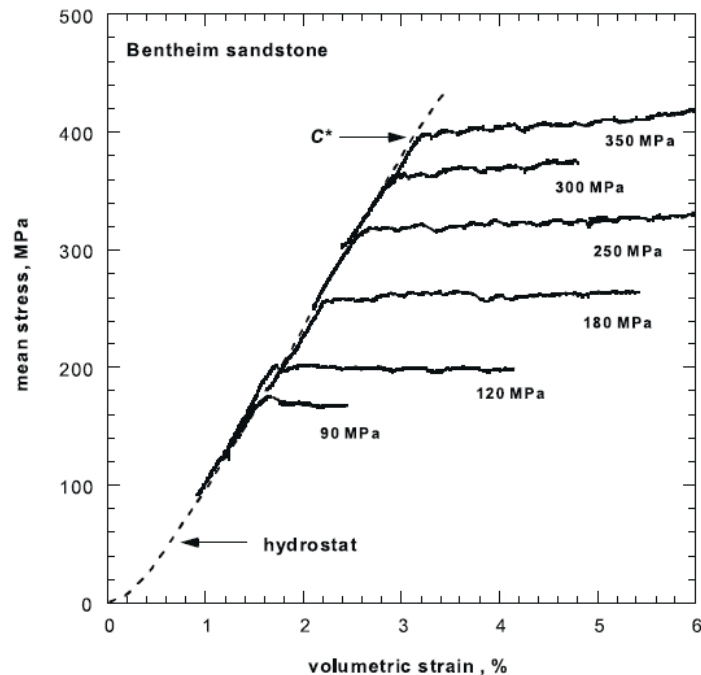


FIG. 1.15 – *Courbes de comportement volumique d'essais triaxiaux sur un grès de Bentheim (Baud et al. (2004))*

L'analyse des échantillons de Bentheim met en évidence un mode de compaction localisé qui apparaît progressivement sur toute la hauteur de l'échantillon au cours du chargement (figure 1.16). Les bandes de localisation sont relativement fines (en noir sur la figure), elles apparaissent progressivement à différentes hauteurs de l'échantillon jusqu'à en occuper

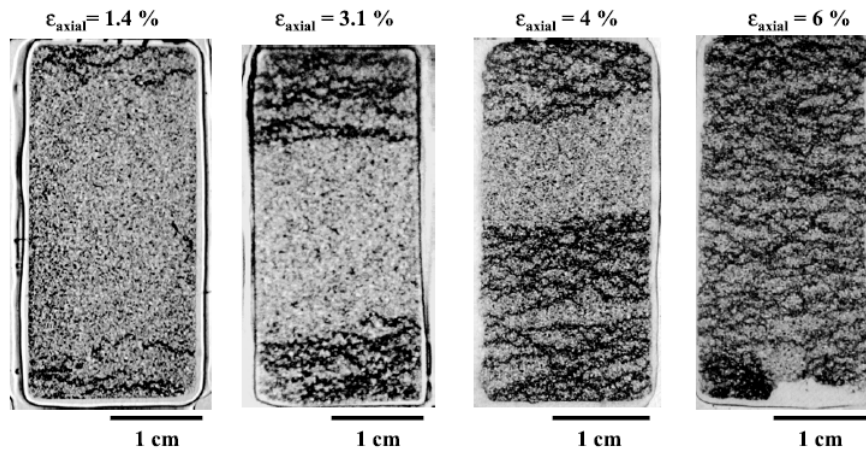


FIG. 1.16 – Évolution du faciès de l'échantillon avec le chargement lors d'un essai triaxial sur un grès de Bentheim (Baud et al. (2004))

tout le volume. Les photos³ montrent l'apparition simultanée de ces bandes à différents endroits de l'échantillon, cela infirme l'hypothèse d'une propagation de la rupture, telle que la coalescence des fissures qui conduit à la fissuration de l'intégralité de l'échantillon lors d'un essai de traction simple.

Des essais triaxiaux sur d'autres grès, notamment des grès de Berea et de Darley Dale ont montrés des modes de rupture assez différents. Les images présentées dans cette section sont issues d'une analyse stéréologique basée sur la distribution des micro-fissures à l'intérieur de l'échantillon.

Les échantillons de Berea ont mis en évidence de multiples modes de rupture : des bandes de cisaillement, de la compaction diffuse⁴ et des bandes de compaction. La répartition de ces modes de rupture est illustrée sur la figure 1.17.

Les échantillons de Darley Dale n'ont pas fait apparaître de bandes de compaction, quel que soit le chargement triaxial emprunté. L'échantillon de la figure 1.18 présente sur sa partie supérieure une zone de développement de bandes de cisaillement.

Selon l'auteur, le mode de rupture dépend certes du confinement, mais il dépend surtout de la porosité de l'échantillon testé. Tous les échantillons de type Bentheim ont présenté des bandes de compaction localisées, quel que soit le confinement. Ces échantillons sont par ailleurs les plus poreux avec une porosité de 22,8%. Ils ont aussi les grains les plus petits (0,105 mm). Les échantillons de Berea, avec une porosité intermédiaire de 21% et une taille maximale de grain de 0,13 mm, présentent des modes de rupture variés selon la pression de confinement : compaction localisée, diffuse et bandes de cisaillement. Quant aux échantillons de Darley Dale, dont la porosité est la plus faible (13%) et les grains plus gros (0,17 mm), ils ne présentent que des bandes de cisaillement, quel que soit le confinement.

3. Pour prendre ces photos, de la résine époxy est introduite dans l'échantillon, puis celui-ci est coupé après séchage dans le sens de sa hauteur à différentes étapes de chargement

4. La compaction est définie comme diffuse lorsque l'épaisseur de la bande dépasse quelques grains. L'épaisseur associée à cette définition dépend donc du matériau étudié.

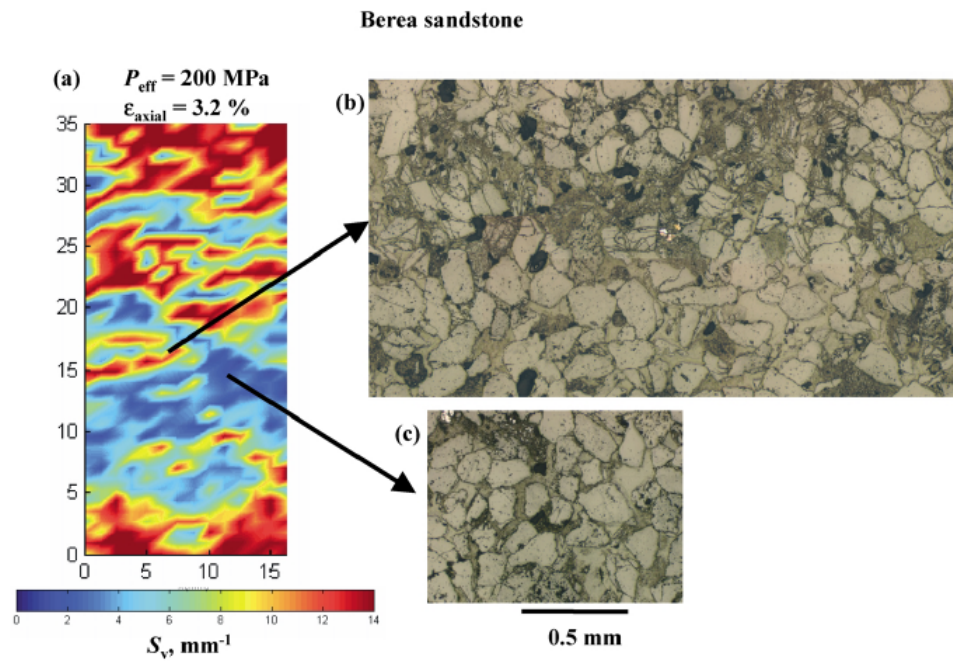


FIG. 1.17 – Modes de rupture dans un échantillon de grès de Berea (Baud et al. (2004))

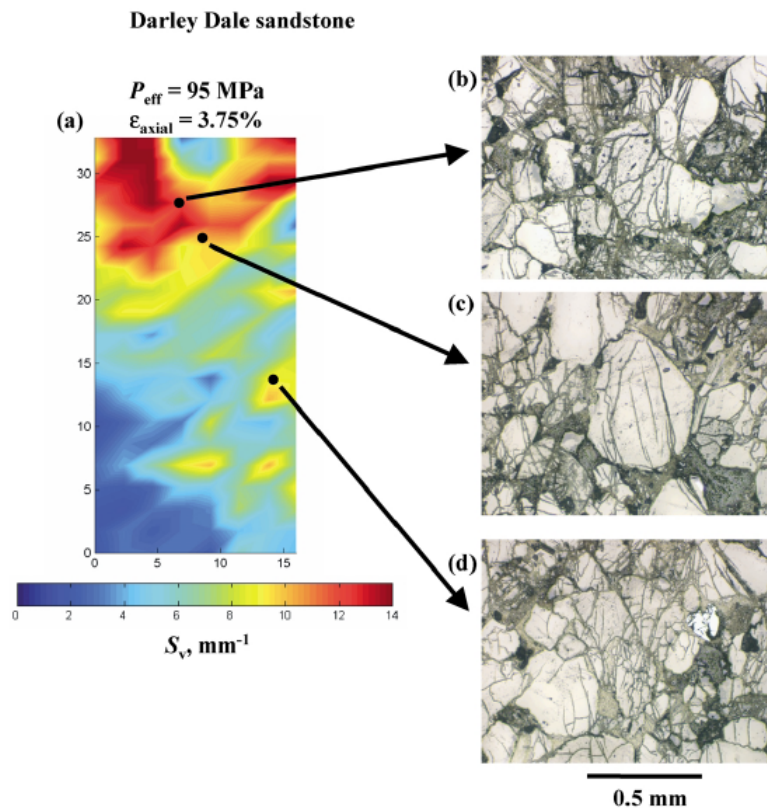


FIG. 1.18 – Modes de rupture dans un échantillon de grès de Darley Dale (Baud et al. (2004))

Ces résultats mettent en évidence l'influence couplée des propriétés du matériau et du chargement sur l'apparition des modes de rupture dans le géomatériau. Ainsi, la formation de bandes de compaction semble nécessiter une porosité importante, une taille maximale de grains relativement faible et des niveaux de contraintes élevés, ces niveaux de contrainte doivent être d'autant plus élevés que la porosité est faible et que la taille des grains est importante. Étant donné les niveaux de contraintes atteints lors des essais sur la presse GIGA, il sera possible de voir émerger des bandes de compaction sur les échantillons testés.

1.4 INFLUENCE DES GRANULATS

Une étude réalisée par S. Akers (Akers and Phillips (2004)) présente l'influence relative des granulats et de la matrice cimentaire sur le comportement du matériau béton, le béton étant considéré comme un composite mortier-granulats (figure 1.19). Cette étude montre des résultats d'essais réalisés sur des échantillons respectivement de mortier, de roche et de béton. Le béton est constitué d'un mélange du mortier étudié et des granulats issus de la roche étudiée.

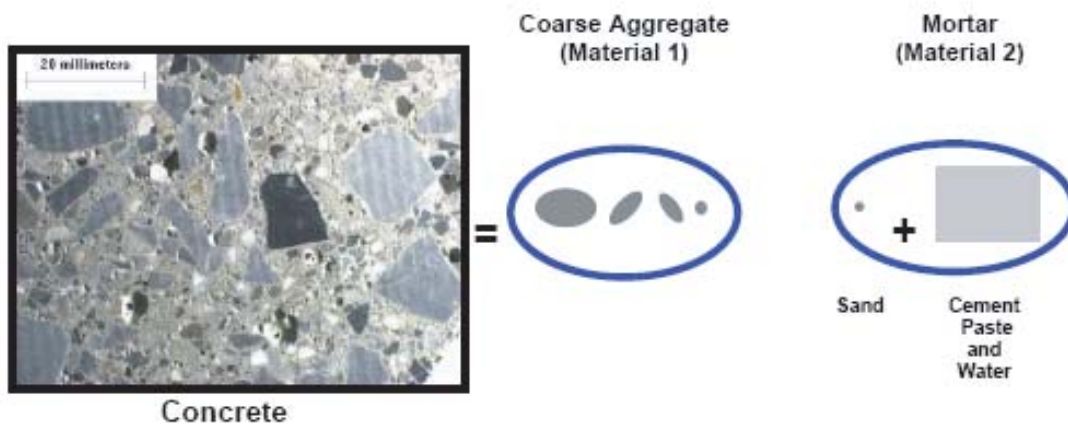


FIG. 1.19 – Béton caractérisé comme un matériau composite mortier-granulats (Akers and Phillips (2004))

Différents types d'essais ont été réalisés : des essais hydrostatiques, des essais de compression simple, des essais de compression triaxiale à 300 MPa de confinement ainsi que des essais œdométriques. Les résultats de ces essais sont présentés sur les figures 1.20 et 1.21. L'ensemble de ces essais met clairement en évidence l'influence respective des composants du béton sur sa réponse globale.

Les essais hydrostatiques et œdométriques (figure 1.20) montrent quelques caractéristiques remarquables du béton et de ses constituants. Le comportement élastique linéaire très raide de la roche contraste avec le comportement inélastique du mortier⁵, le module tangent de ce dernier étant nettement plus faible que celui de la roche. Le béton quant à lui se compacte de manière inélastique tout comme le mortier, mais présente un comportement beaucoup plus raide que celui-ci. Il paraît alors assez simple de décrire

5. Le caractère inélastique de la compaction est mis en évidence par les déformations irréversibles en fin de décharge.

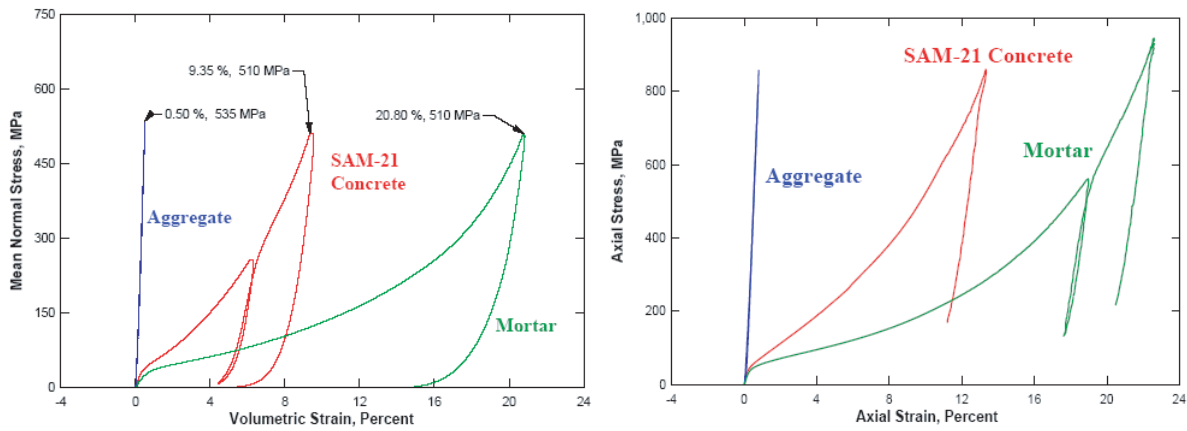


FIG. 1.20 – *Essais hydrostatiques (à gauche) et œdométriques (à droite) sur des échantillons de mortier, de granulats et de béton (Akers and Phillips (2004))*

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

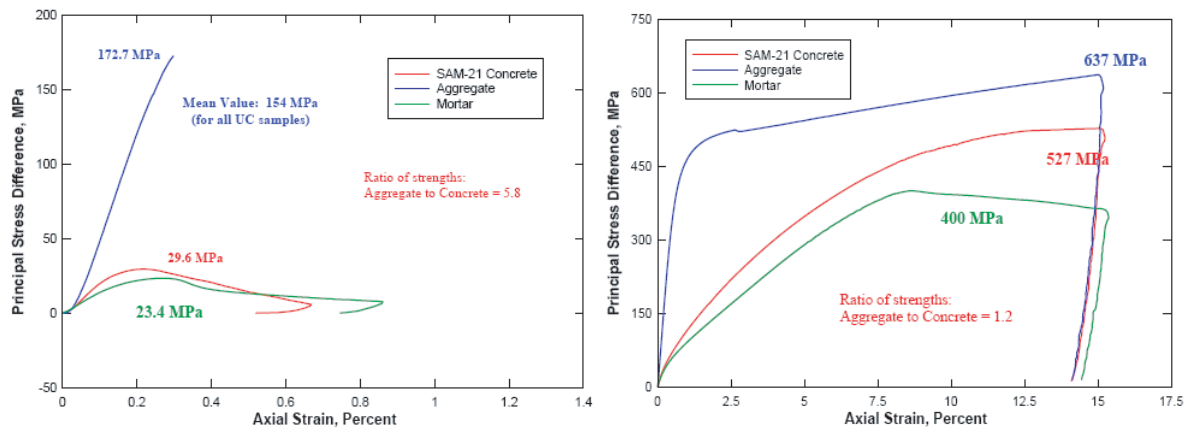


FIG. 1.21 – *Essais de compression simple (à gauche) et triaxiaux à 300 MPa de confinement (à droite) sur des échantillons de mortier, de roche et de béton (Akers and Phillips (2004))*

La comparaison des essais de compression simple sur les différents matériaux (figure 1.21 gauche) montre que le béton a un comportement globalement plus proche de celui de la matrice que celui des granulats pour ce type de chargement. Au début du chargement, les trois matériaux présentent des comportements élastiques nettement différents. On imagine aisément que le mortier et les granulats influent sur le comportement du béton à la mesure de leurs quantités respectives. Une fois la phase élastique dépassée, le béton révèle un comportement analogue à celui du mortier.

L'influence conjuguée des granulats et du mortier sur le comportement global du béton est mise en évidence lors de la comparaison des phases déviatoires des essais triaxiaux à 300 MPa de pression de confinement (figure 1.21 droite). L'échantillon de roche présente un comportement élastoplastique à écrouissage positif, bien plus raide que les deux autres échantillons. Au début de la phase déviatoire, le béton et le mortier ont des comportements très similaires même si les granulats durcissent le comportement du béton. Lorsque le

mortier atteint un pic de contrainte, le module tangent de la courbe du béton diminue très progressivement. Au delà du pic observé sur la courbe de comportement du mortier, les influences respectives du mortier et des granulats sur le comportement du béton sont difficiles à déterminer.

La comparaison de ces essais met en évidence une influence relative complexe des constituants du béton, qui dépend notamment du chemin de sollicitation emprunté. Il apparaît alors évident que la caractérisation d'un béton standard nécessite de faire des essais sur un matériau dont la composition est la plus proche possible de celle d'un béton ordinaire.

1.5 CONCLUSION

Cette étude bibliographique a permis de mettre en évidence les principales caractéristiques du comportement du béton et les principaux modes d'endommagement associés aux différents comportements. Dès les basses pressions, le confinement modifie de manière notable le comportement uniaxial du béton. Les capacités de chargement augmentent, le matériau tend à devenir plus raide et les états limites évoluent. Deux états limites sont fréquemment rencontrés : la transition d'une phase de contraction à une phase de dilatation et l'atteinte d'un seuil de contrainte (pic ou un plateau horizontal). Ces états limites sont atteints à des niveaux de déviateur de plus en plus importants à mesure que la pression de confinement augmente.

La compaction est un phénomène caractéristique des géomatériaux sous sollicitations triaxiales. Elle dépend à la fois du niveau de la contrainte moyenne et des contraintes de cisaillement au sein de la structure. Le trajet de chargement influe aussi sur les modes de rupture, qui évoluent progressivement d'un état diffus à basse pression de confinement vers de la rupture localisée pour des pressions de confinement importantes.

Il est difficile de caractériser l'évolution de l'orientation des bandes de localisation avec le confinement sur les échantillons de béton à partir des études présentées dans ce chapitre. Une analogie avec le comportement des roches permet cependant d'imaginer cette évolution. D'un point de vue comportemental, l'étude des résultats d'essais de différents grès sous sollicitations triaxiales a mis en évidence 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 de ces essais sur grès ont montrés l'apparition possible de bandes de compaction dans les échantillons. Ce mode de rupture n'a encore jamais été rencontré sur des échantillons de béton ou de mortier. Son apparition semble fortement dépendre de la porosité et du squelette granulaire du matériau étudié.

Enfin, des essais sur béton, mortier et roches ont clairement mis en évidence l'influence complexe et conjuguée de la matrice et du squelette granulaire sur le comportement triaxial du béton. Ils montrent la nécessité d'étudier et d'effectuer des essais sur un béton standard si l'on souhaite une caractérisation triaxiale la plus représentative possible.

DISPOSITIF EXPERIMENTAL, MISE AU POINT DES ESSAIS

Dans ce chapitre sont présentés la presse triaxiale « GIGA », qui a permis de réaliser les essais haute pression, le béton utilisé pour l'étude et les protocoles de préparation des échantillons de béton. La dernière partie est consacrée au traitement des signaux fournis par les différents capteurs.

2.1 PRÉSENTATION DE LA PRESSE TRIAXIALE

2.1.1 Description générale

La presse et la cellule de confinement

Les essais à haute pression de confinement ont été réalisés grâce à une presse (figure 2.1), commandée par la DGA et spécialement conçue pour cette étude par la société THIOT-INGÉNIERIE (Thiot (2004)). Cette presse permet de solliciter des échantillons cylin-

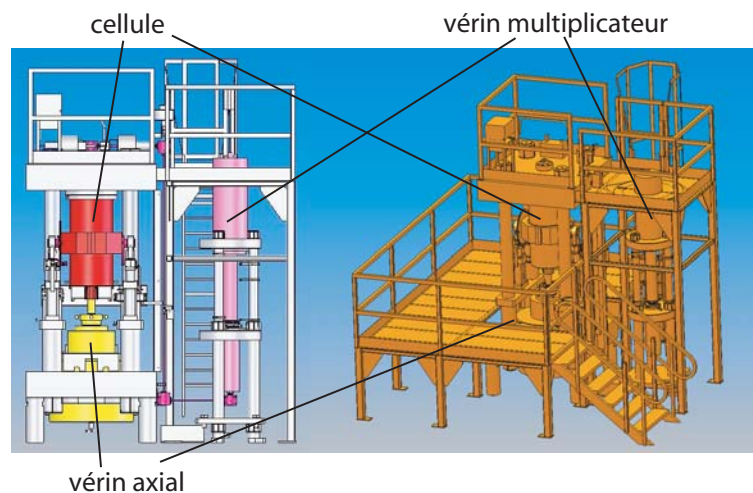


FIG. 2.1 – Schéma d'ensemble de la Presse GIGA

driques de 7 cm de diamètre et de 14 cm de long (soit un rapport $\frac{L}{D} = 2$) jusqu'à une pression de confinement de 0,85 GPa et une contrainte axiale maximale de 2,3 GPa. L'échantillon de béton est placé à l'intérieur de la cellule de confinement (figure 2.2). Le fluide de confinement, le di-2-ethylhexyl azelate (DOZ), est un composant organique

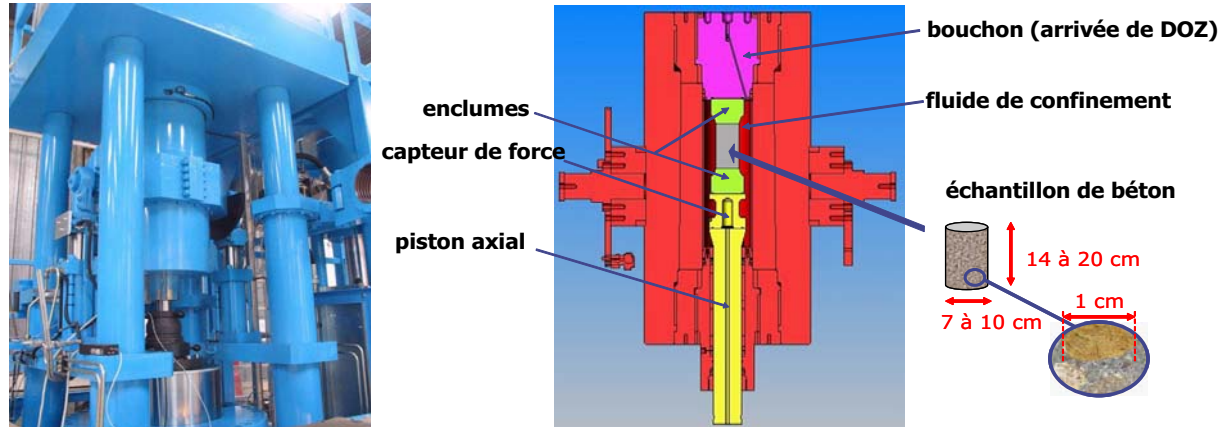


FIG. 2.2 – Photo de la cellule et vue en coupe

non-volatile, inerte et peu compressible. Il est injecté dans la cellule par des alésages usinés dans le bouchon supérieur. Le vérin multiplicateur est sollicité en pression par un circuit hydraulique primaire, son rapport de surface de 40 permet d'obtenir à l'intérieur de la cellule une pression 40 fois supérieure à celle du circuit primaire soit environ $25 \text{ MPa} \times 40 = 1 \text{ GPa}$. Les pompes hydrauliques, asservies en débit par le biais d'un capteur de pression situé dans la cellule, génèrent un débit d'huile comprimant le fluide primaire et le DOZ par le biais du vérin multiplicateur. L'écart observé entre les capacités nominales (1 GPa) de la machine et les pressions maximales atteintes lors des essais (0,8 GPa) s'expliquent par la mise en butée du vérin multiplicateur avant d'avoir atteint la capacité maximale des pompes. Initialement, des « corps morts » limitant le volume de fluide de confinement à l'intérieur de la cellule étaient prévus par le concepteur de la machine, mais ils ont été rendus inutilisables du fait de la présence d'une membrane de protection autour de l'échantillon, indispensable à la réussite des essais. Le fluide de confinement étant beaucoup plus compressible que l'acier, la pression maximale atteinte à l'intérieur de la cellule dépend fortement de la course du vérin axial Δu . Au premier ordre, on a $\Delta p = k \frac{\Delta u S}{V}$, avec S la section du piston et k le module de compressibilité du fluide. L'absence de corps morts à l'intérieur de la cellule augmente le volume V de fluide. Pour une course maximale Δu_{max} du vérin multiplicateur, la pression atteinte Δp est donc plus faible.

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 aussi le déplacement du vérin axial.

Un asservissement entre la pression dans l'enceinte et l'effort axial permet de solliciter l'échantillon selon différents trajets de chargement, présentés de façon détaillée dans le paragraphe 2.1.2.

L'équipage mobile

L'échantillon est placé à l'intérieur d'un équipage mobile, présenté sur la Figure 2.3. Cet équipage mobile a plusieurs fonctions techniques : il permet de mettre en place l'échantillon à l'intérieur de la cellule pendant la phase de préparation et assure le centrage de l'échantillon pendant l'essai. Cet équipage mobile sert aussi de support du capteur de déplacement LVDT. Les capteurs feront l'objet du paragraphe 2.1.4.

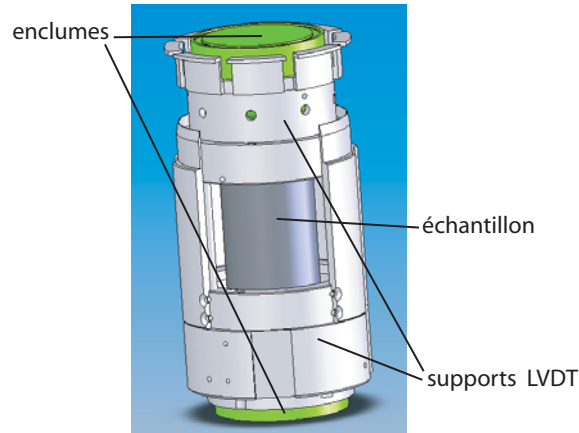


FIG. 2.3 – Équipage mobile

2.1.2 Trajets de chargement et asservissements associés

La presse est techniquement biaxiale de révolution. L'échantillon peut être sollicité d'une part selon son axe et d'autre part de façon hydrostatique. Le vérin se pilote en vitesse de déplacement, alors que la pression se pilote en vitesse de montée. Parmi l'ensemble des combinaisons possibles, cinq types de trajets de chargement ont été programmés par le concepteur. Ils sont présentés sur la figure 2.4.

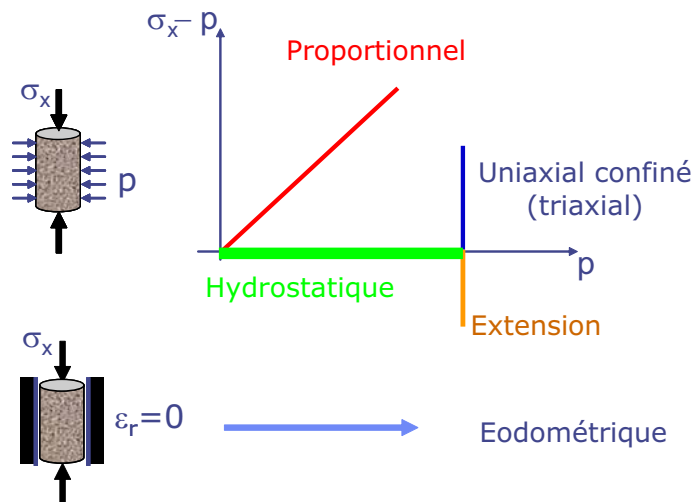


FIG. 2.4 – Trajets de chargement réalisables avec GIGA

Le chargement hydrostatique consiste à générer une pression de confinement autour de l'échantillon. La pression augmente de façon linéaire avec le temps. Il est possible d'augmenter et de diminuer celle-ci par paliers.

Le chargement triaxial s'effectue en deux étapes : on sollicite l'échantillon de façon hydrostatique jusqu'à une pression donnée par l'utilisateur, puis on vient charger cet échantillon axialement par le biais du vérin axial en maintenant la pression de confinement constante. On pilote le vérin axial en vitesse de déplacement.

Le chargement proportionnel consiste à charger l'échantillon axialement en imposant une vitesse de déplacement au vérin, tout en maintenant la pression proportionnelle à la contrainte axiale mesurée ($p = k \cdot \sigma_x$). Les deux cas extrêmes $k = 1$ et $k = 0$ représentent respectivement des chargements hydrostatique et de compression simple.

Pour solliciter un échantillon en extension, on vient dans un premier temps charger l'échantillon de manière hydrostatique, puis on relâche la contrainte axiale tout en maintenant la contrainte latérale constante. D'un point de vue technique, la phase de chargement hydrostatique est en fait un chargement proportionnel à $k = 1$, ce qui permet de maintenir un contact et donc une étanchéité entre l'échantillon et le vérin axial. On impose ensuite au vérin axial une vitesse de déplacement négative (dans le sens opposé à la compression triaxiale) permettant le relâchement de la contrainte axiale.

Le chargement œdométrique est le dernier type de chargement programmé dans la machine. Il s'agit d'une compression uniaxiale avec des déformations circonférentielles et radiales nulles. Il peut être réalisé avec ou sans chemise de confinement autour de l'échantillon¹. Dans les deux cas, cet essai consiste en un asservissement de la pression à la mesure de la déformation circonférentielle : la pression augmente pour maintenir cette déformation nulle. Cet essai est un peu plus complexe que les autres du fait de l'asservissement supplémentaire et de l'absence de mesure directe de la déformation axiale.

L'ensemble de ces trajets de chargement permettent de couvrir une partie importante de l'espace des contraintes, ce qui est rare pour de tels des niveaux de sollicitations.

2.1.3 Homogénéité et isotropie du chargement

L'homogénéité et l'isotropie du chargement 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. Lors de la phase hydrostatique, la pression de confinement génère une contrainte isotrope autour du groupe de solides [échantillon + enclumes + membranes], et non pas une pression isotrope autour de l'échantillon seul. Étant donné la grande souplesse de la membrane en latex (décrite dans le paragraphe 2.3.1), on peut supposer que celle-ci modifie de façon négligeable la sollicitation de l'échantillon en pression. L'effort axial est quant à lui transmis à l'échantillon par le biais des enclumes. Le contact n'étant pas parfait, il existe localement une certaine hétérogénéité de contraintes, que l'on peut considérer comme négligeable par rapport à l'hétérogénéité du matériau. 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

1. seul l'essai avec chemise de confinement a été réalisé, l'essai sans chemise de confinement nous paraissant trop risqué.

- du parallélisme de l'échantillon.

Les différents essais réalisés avec des échantillons d'acier ou d'aluminium dont les spécifications géométriques étaient très précises ont montrés que la machine ne présentait pas de défauts pouvant parasiter les mesures. Le défaut de parallélisme des faces, quant à lui, pose problème lors de l'accostage du vérin, c'est-à-dire en début de chargement. Une fois le contact établi au niveau des interfaces, l'influence du défaut de parallélisme sur la mesure de la déformation est négligeable.

Un défaut d'alignement de l'échantillon par rapport à l'axe central de chargement de la machine a été rencontré lors de quelques essais. Un tel défaut crée un moment de flexion parasite dans l'échantillon conduisant à un écart entre les mesures de déformation axiale des deux jauges diamétralement opposées. Une étude présentée dans le paragraphe 2.4.3 montre que ce défaut a une influence sur la précision des mesures. Il est donc nécessaire de s'assurer du bon alignement de l'échantillon avec l'axe de la machine, celui-ci est facile à réaliser lorsque la membrane autour de l'échantillon est assez épaisse, ce qui est toujours le cas pour les essais sur béton (figure 2.5).

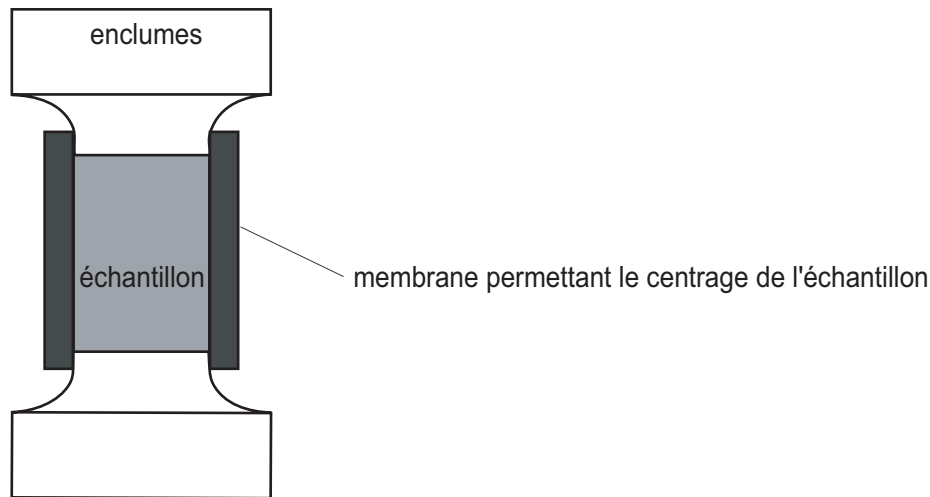


FIG. 2.5 – Membranes élastiques maintenant l'alignement de l'échantillon

Compte tenu des éléments présentés ci-dessus et des résultats d'essais obtenus, il semble raisonnable d'affirmer que les défauts géométriques inhérents aux essais triaxiaux expérimentaux influent de façon négligeable sur l'état de contrainte de l'échantillon. On peut en particulier considérer que le chargement en pression est homogène et isotrope et que le chargement axial est homogène.

2.1.4 Capteurs et chaînes de mesures

La presse est équipée de différents capteurs directement implantés sur la machine. Deux capteurs de pressions, situés respectivement à l'entrée de la cellule de confinement et en sortie du vérin multiplicateur, permettent de mesurer la pression dans l'enceinte et les pertes de charge dans le circuit hydraulique haute pression. Un capteur de force est placé entre l'enclume inférieure et le piston axial (figure 2.2). Il permet de déterminer les contraintes axiales déviatoires sur l'échantillon après soustraction des effets de la pression.

Un capteur de température est intégré au dispositif, mais je ne l'ai jamais utilisé, car il nécessite des manipulations supplémentaires et il n'est pas au coeur de la cellule. Un capteur dénommé X-SSI permet de mesurer les déplacements du vérin axial ainsi que son pilotage en vitesse. Le traitement de ce signal permet aussi après correction de mesurer la déformation de l'échantillon.

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.

Enfin, des jauges permettent de mesurer localement les déformations de l'échantillon. Leurs mesures sont plus précises mais leur durée de vie est plus courte. La mesure par jauges est indispensable du fait de la présence de membranes d'étanchéité autour de l'échantillon qui rendent difficiles l'utilisation d'un capteur de déformation radiale. L'utilisation de jauges d'extensométrie a ainsi permis la mesure des déformations circonférentielles, ainsi qu'une mesure supplémentaire de la déformation axiale, en complément de la mesure du LVDT, pour certains essais. Cette mesure plus locale permet notamment d'évaluer la cohérence des signaux et le caractère homogène de la déformation des échantillons. Le positionnement des jauges et du LVDT sur l'échantillon est décrit sur la figure 2.6.

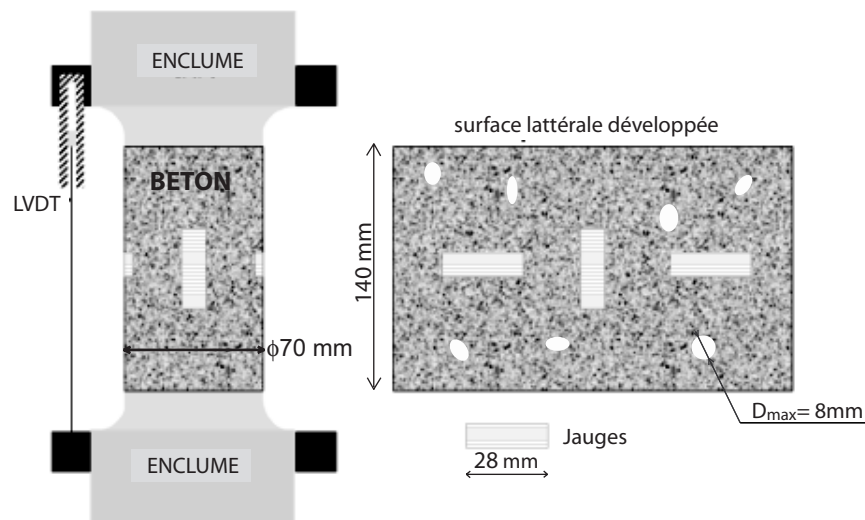


FIG. 2.6 – Positionnement du capteur LVDT et des jauges sur l'échantillon

2.2 ÉCHANTILLONS DE BÉTON

La formulation du béton a été effectuée par X.H. VU, qui a mis au point la procédure assurant la reproductibilité du matériau (Vu (2007), à paraître). La procédure de mise au point des essais a dans sa globalité fait l'objet d'un travail commun avec X.H. Vu.

2.2.1 Réalisation d'un béton standard

L'objectif est d'étudier le comportement triaxial d'un béton le plus standard possible. Ces bétons de résistance moyenne sont en effet utilisés dans la majorité des constructions

en béton, y compris pour les ouvrages sensibles. Des études ayant déjà été réalisées sur mortier, les granulats du béton étudié doivent être les plus gros possibles (jusqu'à 2,5 cm de diamètre), mais doivent cependant garder une taille suffisamment faible pour pouvoir considérer les échantillons de béton comme homogènes, en respectant les hypothèses de la mécanique des milieux continus.

Matériaux utilisés, composition

Une centaine d'essais ayant été réalisés, il était impossible de couler tous les échantillons de béton au même moment. Une procédure de réalisation du béton a donc été mise au point dans le but d'assurer une reproductibilité maximale des caractéristiques du matériau.

Les matériaux nécessaires à la réalisation du béton ont été achetés en grande quantité afin de pouvoir confectionner l'ensemble des blocs nécessaires à l'étude. Le ciment utilisé est de type *CEM I 52,5 N PM ES CP2 (Vicat)*. C'est un ciment de bonne qualité, issu d'un lot contrôlé dont les caractéristiques mécaniques varient peu. Il est conservé dans des sacs plastiques étanches avec des sels de dessiccation. Le sable est constitué de 97,3% de silice, roulé et reconstitué. Il est issu de deux gisements (bassin d'Arcachon et région parisienne). Sa dénomination est *silmix BB 1800 μ m* ($D_{max} = 1800 \mu\text{m}$). Le gravier est aussi un gravier siliceux (98,7% de silice) roulé de type *BB 0,5/8* ($D_{min} = 0,5 \text{ mm}$, $D_{max} = 8 \text{ mm}$). Le gravier et le sable sont livrés en sacs de 25 kg, ils sont conservés en atmosphère ambiante à l'intérieur du laboratoire.

Le béton réalisé est dénommé R30A7, sa composition est présentée dans le tableau 2.1. Elle a été choisie de façon à obtenir une résistance à compression simple de 30 MPa à 28 jours, et un affaissement de 7 cm, correspondant à un béton plutôt ferme qui nécessite d'être vibré. Un béton ferme limite les problèmes de ségrégation et assure donc une meilleure reproductibilité. Le volume d'une gâchée est de 13,2 litres, le béton est coulé dans un moule en bois de $17 \times 17 \times 27 \text{ cm}^3$, permettant d'obtenir neuf échantillons de béton par blocs.

Proportions du mélange	
Eau	169 kg/m ³
Sable D(diamètre) _{max} 1.8 mm	838 kg/m ³
Agrégats D 0.5 à 8 mm	1007 kg/m ³
Ciment CEM I 52.5 N PM ES CP2 (Vicat)	263 kg/m ³
Caractéristiques mécaniques	
Résistance à compression	≈ 30 MPa
Taille maximale des agrégats	8 mm
Porosité mesurée (§ 2.2.6)	12%
Masse volumique	2200 kg/m ³
Échantillons séchés à l'étuve	

TAB. 2.1 – Composition du R30A7

2.2.2 Géométrie des échantillons

Le choix du diamètre des échantillons résulte d'un compromis entre la nécessité de tester l'échantillon à des niveaux de sollicitations élevés, qui tend à le faire diminuer, et la volonté de tester une structure homogène vis-à-vis de la taille maximale des granulats, qui nécessite un diamètre assez important.

la longueur a été déterminée pour obtenir un élancement L/D de 2. Cet élancement est d'une part assez élevé pour limiter l'influence des conditions limites sur le comportement global de la structure, et d'autre part assez faible pour éviter tout problème de flambement de l'échantillon. Pour des essais de compression simple, A.M.Neville (Neville (2000)) explique l'influence de l'élancement par l'effet de frottement sur les échantillons. Plus les échantillons sont courts, plus le frottement occasionné par le contact entre le plateau et l'échantillon prend de l'importance sur le comportement global de l'échantillon. Murdock and Kelsner (1957) et Gonnerman (1925) présentent deux études qui montrent l'évolution de la résistance à compression simple avec l'élancement (figure 2.7). Elles mettent en évidence le fait qu'un élancement inférieur à 1,5 augmente de manière artificielle la résistance du matériau et qu'au delà de cette valeur, l'évolution de la résistance en fonction de l'élancement est nettement moins importante.

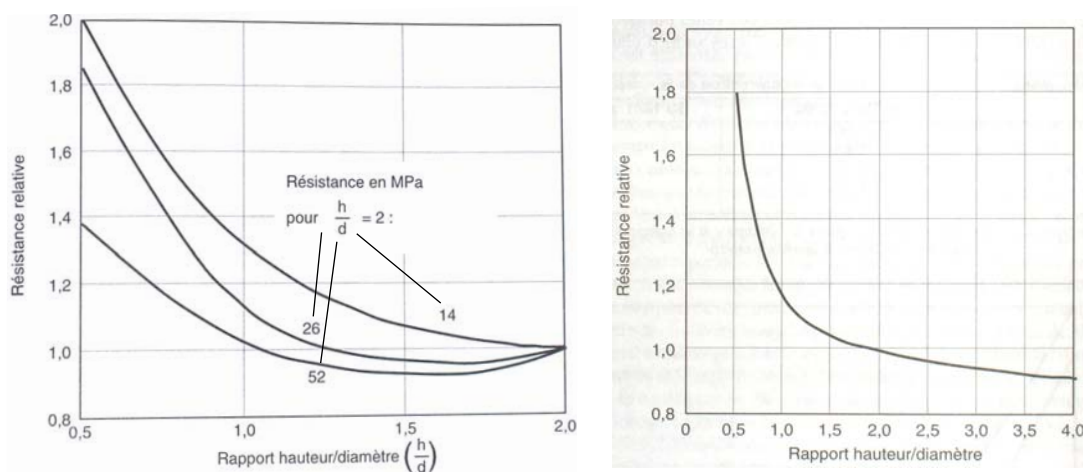


FIG. 2.7 – Influence de l'élancement sur la résistance en compression simple de différents béton (Murdock and Kelsner (1957) et Gonnerman (1925))

L'élancement $L/D = 2$ est couramment utilisé dans la caractérisation expérimentale du comportement des bétons et des géomatériaux. Il est souvent utilisé comme une référence, L'influence de ce paramètre n'apparaît donc pas lors de la comparaison de différentes études.

2.2.3 Usinage des échantillons

Après la réalisation du matériau et le stockage du bloc de béton pendant 28 jours dans l'eau, l'échantillon est usiné. L'usinage des échantillons est la première phase de la procédure de préparation des échantillons à un essai. les échantillons sont carottés, sciés puis rectifiés.

Les échantillons sont carottés à l'eau. L'eau permet d'évacuer la chaleur provoquée par les frottements d'usinage, cela protège l'outil et le béton de surchauffes locales pouvant

d'une part détruire l'outil et d'autre part provoquer des gradients de température dans le béton responsables de l'éclatement de la structure en surface.

Après le carottage, les échantillons sont sciés. Les blocs de béton ont une hauteur supérieure à celle souhaitée, ce qui permet d'éliminer de l'échantillon les zones proches des faces inférieures et supérieures du bloc de béton, soumises aux effets de bord (Neville (2000)). Ces effets de bord sont principalement des problèmes de réarrangement granulaires au niveau des surfaces du moule en bois et de la face libre conduisant à une modification locale de la compacité des granulats. Le sciage est aussi effectué à l'eau.

On utilise enfin la rectifieuse pour obtenir un bon état de planéité et de parallélisme des faces de l'échantillon. La rectification est aussi effectuée à l'eau.

2.2.4 Spécifications géométriques des échantillons usinés

Les échantillons ont un diamètre d'environ 70 *mm*. Le diamètre varie très peu et ne nécessite aucune spécification. La hauteur d'un échantillon est d'environ 140 *mm* et peut varier de ± 1 *mm* selon l'usinage. Leurs caractéristiques géométriques sont présentées dans le tableau 2.2.

Caractéristiques géométriques des échantillons	
Longueur	≈ 140 mm
Diamètre	70 mm
Parallélisme des faces	0,15 mm ($0,08^\circ$)

TAB. 2.2 – *Caractéristiques géométriques des échantillons*

Des échantillons légèrement plus longs ($L=155$ mm) ont été utilisés pour la réalisation des essais d'extension. Quant aux essais œdométriques avec chemise de confinement, ils ont nécessité des échantillons de dimensions $\phi 100 \times 100$ mm.

La mesure de parallélisme est réalisée grâce à un comparateur. On pose une face de l'échantillon sur un marbre et on déplace le comparateur sur la face supérieure, en prenant soin de ne pas passer sur des porosités locales. La figure 2.8 présente un relevé typique de surface d'échantillon à l'aide d'un comparateur. La mesure selon la hauteur de l'échantillon a été amplifiée pour rendre compte de l'état de surface.

La procédure de réalisation des échantillons et les outils utilisés étant toujours les mêmes, on obtient des défauts de parallélisme systématiques. Les écarts obtenus sont de 0,15 mm, pour un diamètre de 70 mm, soit un défaut angulaire de $0,08^\circ$ (figure 2.9).

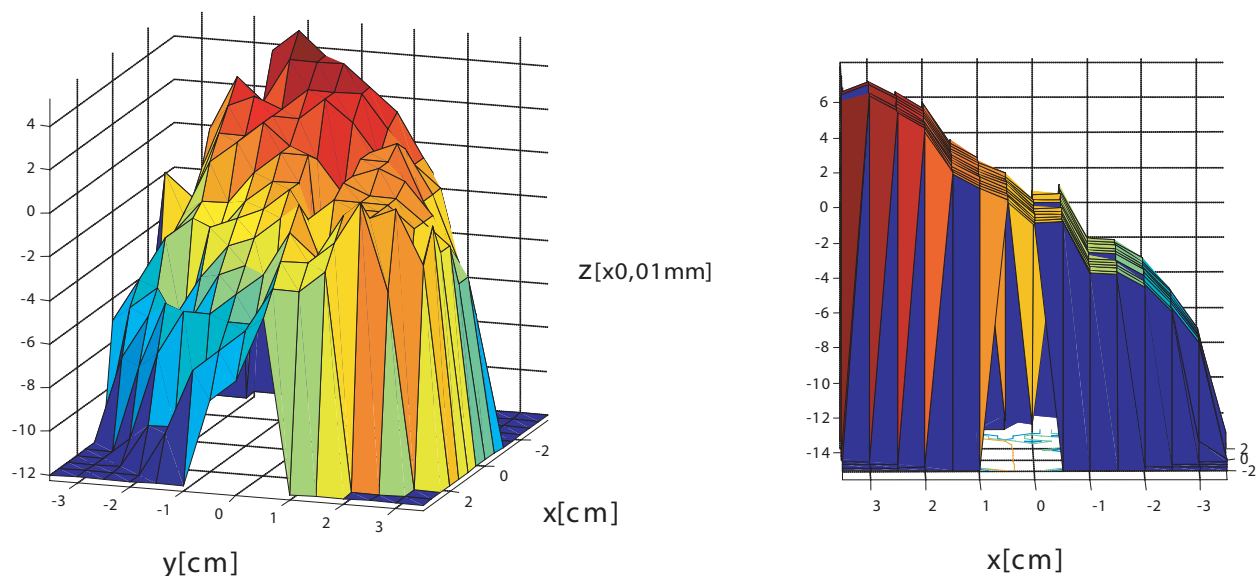


FIG. 2.8 – État de surface typique d'un échantillon de béton après usinage. La référence correspond au plan enveloppe de la face opposée.

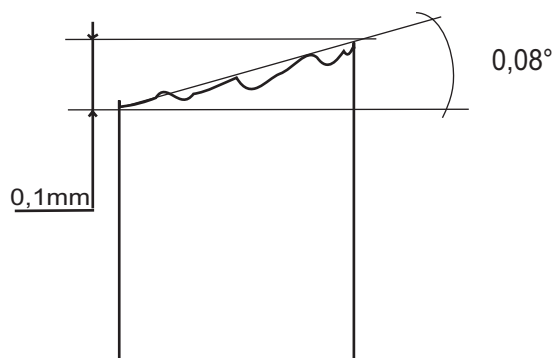


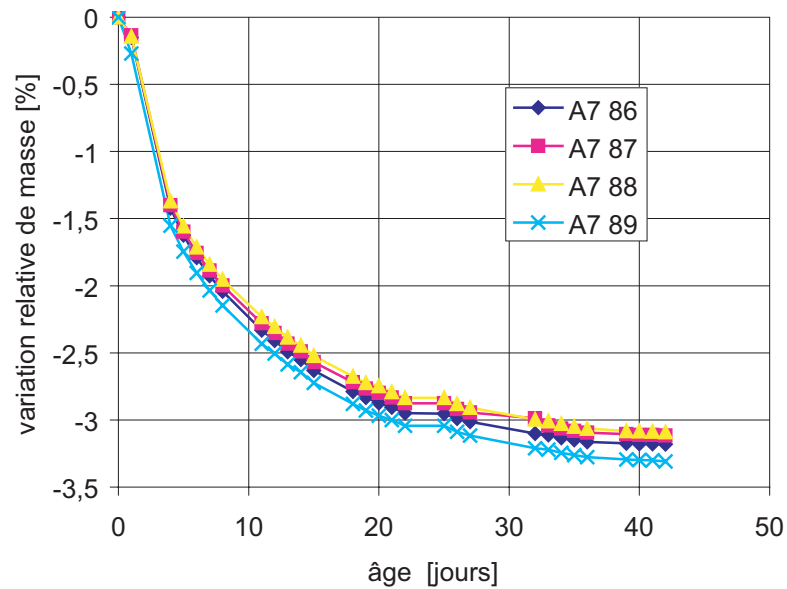
FIG. 2.9 – Défaut de parallélisme moyen des échantillons

2.2.5 Séchage des échantillons

Une fois usinés, les échantillons sont séchés à l'intérieur d'une étuve à 50°C. On contrôle la température de l'étuve, mais pas son degré d'humidité. Cette température a été choisie afin de ne pas endommager le matériau béton. Les échantillons restent à l'intérieur de l'étuve généralement plus d'un mois, jusqu'à ce que leur masse se stabilise. La masse est considérée comme stable lorsque sa variation relative journalière $\frac{\Delta m_{24h}}{m}$ ne dépasse plus 0,1%. La figure 2.10 présente des courbes de séchage obtenues pour quelques échantillons.

2.2.6 Porosité accessible à l'eau des échantillons

La porosité du béton R30A7 a été déterminée à partir de mesures effectuées sur deux échantillons provenant d'un même bloc. Le calcul de la porosité nécessite trois mesures : le poids de l'échantillon saturé, le poids de l'échantillon saturé plongé dans l'eau et le poids de l'échantillon complètement sec.

FIG. 2.10 – Courbes de séchages d'échantillons (non-saturés à $t=0s$)

norme	ISO 5017	EN-ISO 6275
critère de stabilité	$\frac{\Delta m_{24h}}{m} \leq 0,1\%$ ou $T_{sechage} \geq 32 \text{ jours}$	$\frac{\Delta m_{24h}}{m} \leq 0,2\%$

TAB. 2.3 – Critère de séchage selon les normes ISO 5017 et EN-ISO 6275

Mode opératoire

Le mode opératoire de la mesure de porosité des échantillons est basé sur les normes ISO 5017 et EN-ISO 6275. La première phase consiste à saturer l'échantillon dans l'eau juste après son usinage. La deuxième phase consiste à peser l'échantillon plongé dans l'eau, le résultat de la mesure est appelé M_{eau} . On pèse l'échantillon saturé à l'air libre, le résultat de la mesure est défini comme M_{air} . On sèche alors l'échantillon à l'étuve à 50°C , jusqu'à ce que sa masse se stabilise. Les critères de stabilité utilisés dans les normes sont présentés dans le tableau 2.3, où $\frac{\Delta m_{24h}}{m}$ est la variation de masse relative sur 24 heures et $T_{sechage}$ le temps de séchage de l'échantillon. Le critère que j'ai utilisé est basé sur la variation relative de masse de l'échantillon, que j'ai pris beaucoup plus petit, de l'ordre de $\frac{\Delta m_{24h}}{m} \leq 0,02\%$. L'évolution du séchage de deux échantillons est présentée sur la figure 2.11.

50 jours après la mise à l'étuve des échantillons, on observe des variations journalières maximales de l'ordre de $0,02\%$.

Calcul de la porosité

Les différentes pesées (tableau 2.4) permettent de déterminer la porosité η accessible à l'eau ainsi que la masse volumique apparente sèche ρ_d des échantillons. La porosité accessible à l'eau est définie comme le rapport entre le volume des pores ouverts et le volume apparent. La masse volumique apparente sèche est définie comme le rapport entre la masse sèche et le volume apparent.

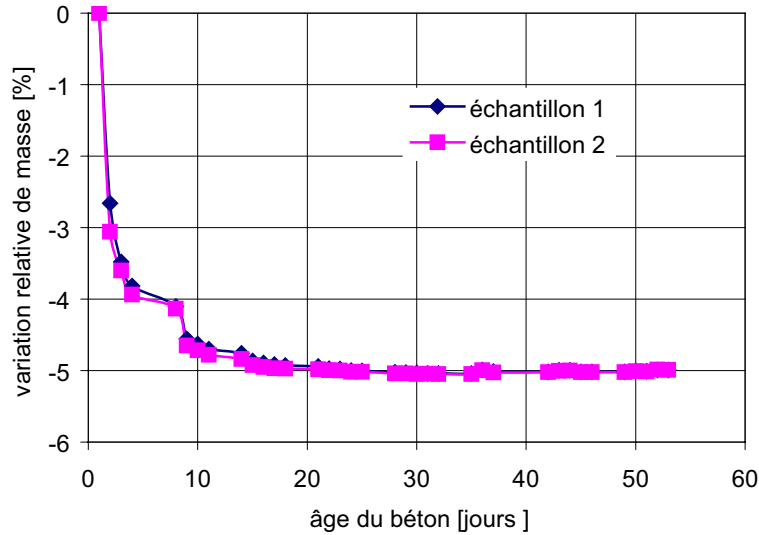


FIG. 2.11 – Variation relative de la masse de 2 échantillons séchés à l'étuve (saturés avant leur mise à l'étuve)

Masse (g)	échantillon 1	échantillon 2
M_{eau}	394,31	367,72
M_{air}	696,90	649,53
M_{sec}	661,77	616,72

TAB. 2.4 – Pesées des échantillons 1 et 2, avec M_{eau} la masse en pesée hydrostatique, M_{air} la masse de l'échantillon saturé et M_{sec} la masse de l'échantillon sec

Le volume apparent de l'échantillon saturé est déterminé grâce aux pesées à l'air M_{air} et hydrostatique M_{eau} . La poussée d'Archimède lie ces deux masses par la relation $M_{eau} = M_{air} - \rho_{eau}V_{app}$. On détermine donc la masse volumique apparente de l'échantillon par les calculs suivants:

$$\rho_d = \frac{M_{sec}}{V_{app}} = \frac{M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} \rho_{eau} \quad (2.1)$$

et:

$$\eta = \frac{V_{eau}}{V_{app}} = \frac{M_{air} - M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} \quad (2.2)$$

Les résultats de calcul de la porosité et de la densité sont présentés dans le tableau 2.5. Ils montrent une très bonne cohérence et sont confirmés par d'autres mesures réalisées par X.H. VU sur d'autres échantillons provenant d'autres blocs du béton R30A7.

	échantillon 1	échantillon 2
masse volumique ρ_d	2190 $kg.m^{-3}$	2190 $kg.m^{-3}$
porosité η	11.6 %	11.6 %

TAB. 2.5 – Masse volumique apparente et porosité des échantillons 1 et 2

2.3 MISE AU POINT DES ESSAIS

La majorité des tests effectués sont des essais de compression uniaxiale confinée réalisés sur des échantillons de dimension $\phi 70 \times 140 \text{ mm}$. On présente la mise au point de ces essais et les procédures associées dans le paragraphe 2.3.1. Cette procédure de préparation des échantillons a été mise au point afin de s'assurer de la cohérence et de la reproductibilité des essais. On décrit dans cette procédure l'ensemble des actions de préparation de l'essai :

- la préparation des surfaces de l'échantillon,
- la mise en place des jauges d'extensométrie,
- la mise en place du bouclier protégeant les jauges
- la mise en place des membranes de protection,
- la mise en place du reste de l'instrumentation.

Le test uniaxial confiné (œdométrique) a nécessité une mise au point particulière, décrite au paragraphe 2.3.3.

2.3.1 Mise au point des essais triaxiaux et proportionnels

Cette phase de mise au point a consisté à résoudre les problèmes liées au caractère poreux du béton étudié (Gabet et al. (2006)). La porosité macroscopique (Yaman et al. (2002)), majoritairement due à l'air occlus a été la cause des principaux problèmes. La présence de bulles d'air résiduelles lors du coulage de la prise du béton est responsable de la présence de pores sur les faces des échantillons. Il a fallu résoudre les problèmes d'étanchéité des membranes systématiquement perforées du fait de la présence de ces pores.

Premiers Constats

Les premiers essais sur béton ont été effectués de la même manière que les essais de validation de la machine réalisés sur des matériaux non poreux tels que l'acier, le polycarbonate ou l'aluminium : l'échantillon est maintenu sur l'enclume grâce à une fine membrane de nitrile d'un millimètre d'épaisseur assurant le centrage de l'échantillon dans l'équipage mobile. La haute pression hydrostatique autour de l'échantillon a provoqué une perforation de la membrane (figure 2.12) et l'ouverture de pores sous-jacents à la surface du béton (figure 2.13).



FIG. 2.12 – Photos illustrant la perforation des membranes et des jauges

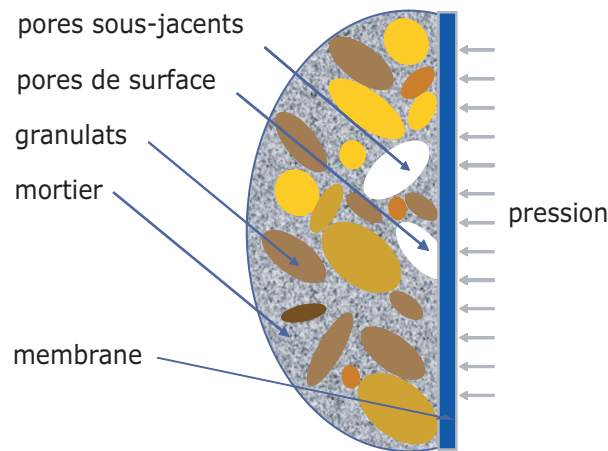


FIG. 2.13 – Porosité sous-jacente responsable de la perforation

Les deux conséquences majeures sont l'infiltration du DOZ à l'intérieur de l'échantillon, modifiant les propriétés du matériau, et la destruction des jauges et des fils de jauges lorsque ceux-ci se trouvent au-dessus des porosités sous-jacentes à la surface (figure 2.12).

Résolution des problèmes d'étanchéité, membrane multi-couche

La première étape a consisté à rendre les essais étanches au phénomène de poinçonnement présenté plus haut. Les problèmes ont été résolus principalement grâce à la conception d'une membrane multi-couche complètement étanche à l'infiltration de DOZ jusqu'à 1 GPa de confinement. Cela a nécessité qu'elle ne soit pas chimiquement altérée et quelle soit suffisamment déformable et résistante au cisaillement pour supporter le poinçonnement local. Il est aussi souhaitable qu'elle soit assez souple pour ne pas influencer sur les conditions de chargement. Plusieurs critères ont été pris en compte pour valider la membrane. Le premier a consisté à apprécier visuellement l'état de surface de la membrane après un essai. Le second a consisté à peser l'échantillon et la membrane avant et après essai, afin de mesurer une éventuelle infiltration de DOZ.

Différentes membranes en nitrile, silicone, néoprène et latex ont été envisagées et testées avant de trouver une solution². Le nitrile, préalablement utilisé par le concepteur de la machine pour les essais de validation sur aluminium, acier et polycarbonate est très résistant chimiquement, mais accepte très peu de déformations et ne résiste pas bien aux contraintes de cisaillement. Il est par ailleurs très difficile d'en superposer plusieurs couches car cette matière se déchire assez facilement.

Des membranes en silicone ont été testées. Le silicone utilisé est un matériau bicomposant que l'on moule pour lui donner la forme souhaitée. Différents essais ont mis en évidence la présence de bulles d'air à l'intérieur de la membrane moulée une fois celle-ci séchée, ce qui nous a poussé à mouler sous vide. Malgré une diminution notable des bulles d'air à l'intérieur de la membrane, celle-ci a été poinçonnée à chaque essai. Une

². Une membrane d'aluminium a été envisagée. Cette solution aurait posé des problèmes d'analyse des résultats assez compliqués et représentait un ultime recours si les problèmes de poinçonnement n'avaient pas pu être résolus

expérience consistant à plonger une membrane de silicone dans du DOZ a aussi mis en évidence l'altération de la membrane par le DOZ.

L'utilisation du latex a donné des résultats plus intéressants, à condition d'utiliser un nombre de couches suffisant. On a observé nettement moins de poinçonnement, mais toujours une légère augmentation de la masse globale de l'échantillon entouré de ses membranes. Une membrane en latex plongée dans le DOZ a montré, après quelques heures, une légère altération de ses caractéristiques mécaniques et un gonflement lié à l'absorption de DOZ. Il a donc fallu protéger le latex par une autre membrane. Le néoprène étant relativement résistant aux agressions chimiques du DOZ, on a recouvert les membranes de latex d'une membrane en néoprène de 1 mm d'épaisseur. Par ailleurs, le néoprène possède une grande déformabilité et une bonne résistance au cisaillement (inférieures tout de même à celles du latex), il assure ainsi une protection mécanique supplémentaire.

Pour augmenter le taux de réussite des essais, on superpose des couches de latex de 2 mm d'épaisseur. La solution finale est constituée de 8 mm de latex recouverts d'une couche de néoprène comme le montre la figure 2.14. Cette solution d'étanchéité s'est avérée très efficace mais imparfaite. Lors de quelques essais, l'intégralité de l'épaisseur de la membrane de protection a été perforée, du fait de la présence d'une porosité locale trop importante sous la surface latérale de l'échantillon.

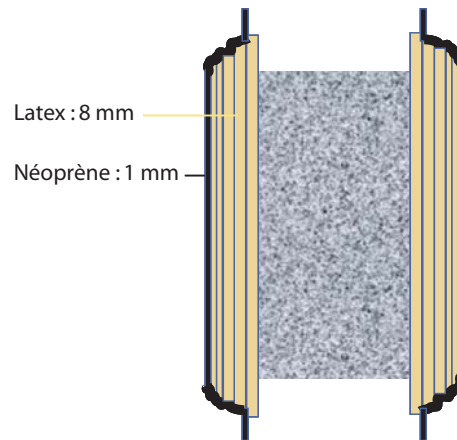


FIG. 2.14 – Membrane multi-couche en latex et néoprène

Mise au point des mesures par jauges d'extensométrie

Les jauges utilisées, de type *EP – 08 – 10CBE – 120* de la société *Vishay Micro – measurements* font 28 mm de long et permettent des mesures de déformations dépassant 15%. Elles sont collées sur l'échantillon avec de la colle de type *GA – 2* (de la même société). Cette colle est spécialement adaptée aux collages sur béton.

On trace dans un premier temps les lignes directrices de positionnement des jauges sur l'échantillon. Pour tracer les verticales, on place l'échantillon sur un marbre, et on utilise une équerre elle-même posée sur le marbre. Pour tracer les lignes circonférentielles, on utilise une feuille de papier classique de format *A4* que l'on referme sur elle-même en s'assurant de la parfaite superposition des bords de la feuille. Les modes d'obtention des lignes de collage sont présentés sur la figure 2.15.

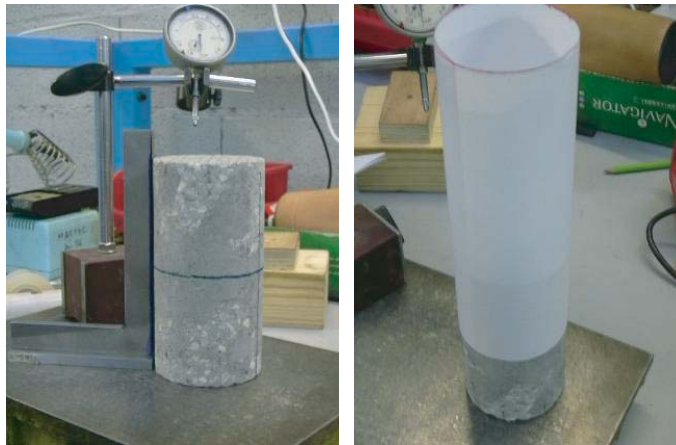


FIG. 2.15 – *Tracé des lignes de collage des jauges*

Les jauges sont ensuite mises en place selon la procédure préconisée par la société *Vishay Micro – measurements*. Une fois les jauges mise en place, on dispose une membrane de latex de 2 mm de diamètre autour de l'échantillon afin de maintenir une pression uniforme sur les jauges durant le temps de prise de la colle.

Bouclier protecteur (procédé mis au point par X.H. Vu)

La membrane multi-couche assure l'étanchéité de l'essai, mais n'empêche pas la détérioration des jauges et des fils de jauges par perforation. Afin de résoudre ce problème, un bouclier est positionné au-dessus des jauges et des cosses relais, protégeant localement les jauges et les fils de la perforation. Ce bouclier est réalisé à partir d'une plaque de plastique de type *Veralite*[®]200 thermoplastique plane à laquelle on donne une forme cylindrique par thermoformage en la plaquant sur un cylindre de même dimension que l'échantillon (figure 2.16). Ce bouclier assure la protection des jauges durant d'essai, mais aussi durant phase de préparation qui nécessite beaucoup de manipulations.

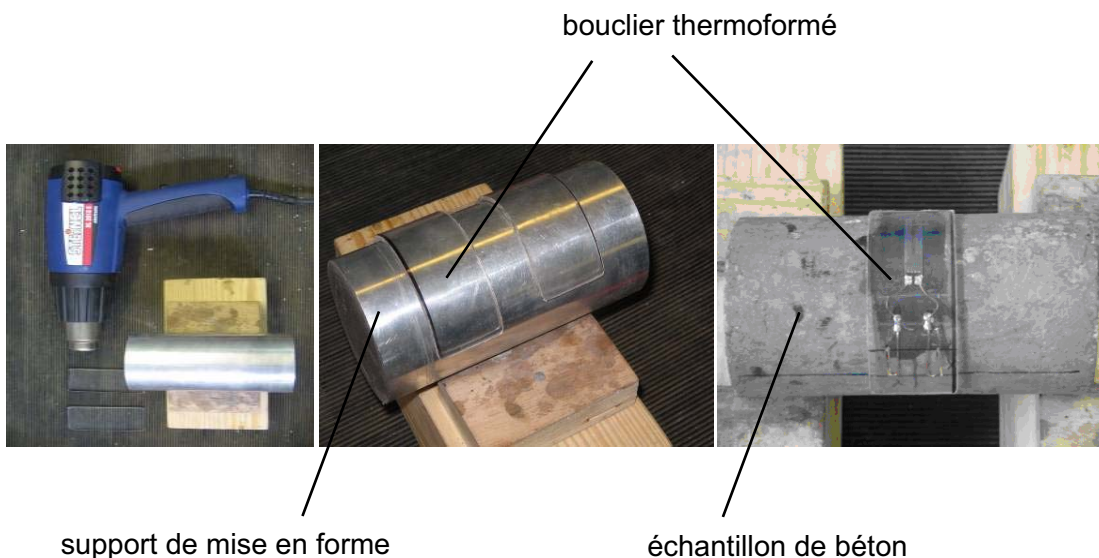


FIG. 2.16 – *Thermoformage du bouclier de protection*

La présence du bouclier a nécessité des montages de fils originaux, avec notamment l'utilisation de fils monobrins de grosse épaisseur, afin de limiter le risque de rupture. L'utilisation de fils classiques pose en effet des problèmes de rupture avec la pression. On utilise donc des monobrins de 0,35 mm de diamètre entre la jauge et les cosses relais. Par ailleurs, certains essais ont montrés que la pression écrase les soudures, pouvant mettre les deux soudures de la jauge en contact. Il est indispensable d'écarter les monobrins au maximum et de mettre un minimum d'étain afin d'éviter ces court-circuits (cf figure 2.17). Des monobrins de 0,6 mm de diamètre, soudés aux cosses relais, sont utilisés pour

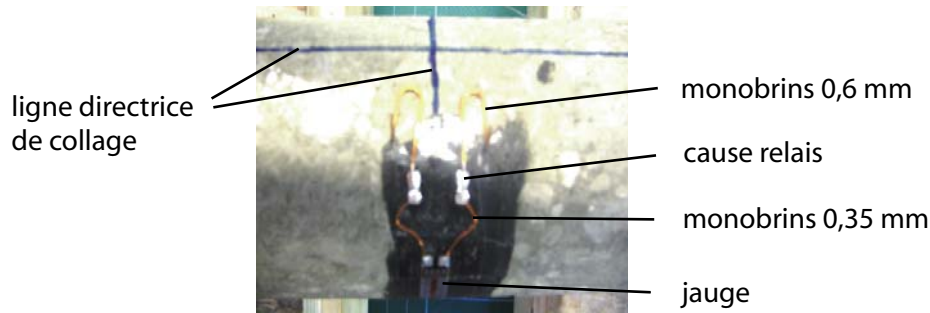


FIG. 2.17 – Soudage des deux types de monobrin

traverser le bouclier protecteur. Une fois le bouclier traversé, ces fils sont soudés à des fils électriques souples et gainés.

Outre une protection des jauges et des fils, le bouclier offre aussi une surface d'appui parfaitement plane aux fils électriques classiques se situant au-dessus du bouclier, assurant une sécurité supplémentaire lors de la mise sous pression.

Préparation de la surface latérale des échantillons

Malgré la membrane et le bouclier, le taux de réussite des essais est resté relativement faible. Les membranes et les jauges ont continué d'être perforées. Les porosités de surface étant responsables du poinçonnement, on a décidé de les boucher à l'aide d'un mortier à prise rapide.

La première étape de cette préparation de la surface consiste à ouvrir la porosité de surface pour la rendre accessible au coulage du mortier. Pour cela on utilise des objets pointus (pointeaux, clous). Cette manipulation est effectuée sur toute la surface latérale de l'échantillon.

Le matériau utilisé pour reboucher les porosités doit avoir des caractéristiques les plus proches possibles de celles du béton, doit être facile à mettre œuvre pour pouvoir être appliqué sur des échantillons cylindriques et doit être à prise rapide afin de ne pas trop allonger le temps de préparation des échantillons. Une étude comparative réalisée par X.H. Vu (Vu (2007)) a permis de choisir un mortier rapide de type *SIKATOP – SF – 126* dont les caractéristiques générales sont présentées dans le tableau 2.6.

Une fois les pores rebouchés, on localise sur la circonférence médiane de l'échantillon les zones les moins traitées au mortier, pour y coller les jauges. les jauges circonférentielles sont collées de manière diamétralement opposée.

densité	2,1
granulométrie	0 à 1 mm
résistance mécanique	à la compression
	20°C 28 MPa

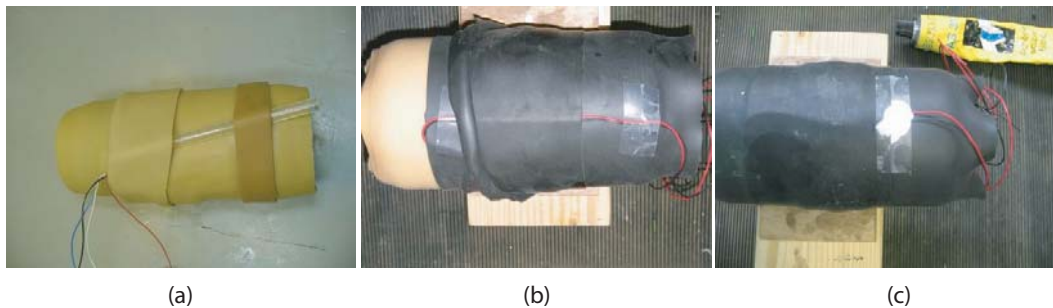
TAB. 2.6 – *Caractéristiques du SIKATOP – SF – 126*

Chronologie de la préparation, échantillon prêt à l'essai

Toutes les étapes présentées dans les paragraphes précédents constituent le protocole de préparation des échantillons à un essai. Ces étapes sont réalisées dans l'ordre chronologique suivant :

- ouverture des porosités de surface et sous-jacente
- rebouchage des pores avec le mortier
- mise en place des lignes de collage
- collage des jauges
- soudure des monobrins
- mise en place des boucliers
- soudure des monobrins avec les fils électriques
- mise en place des membranes et passage des fils électriques à travers les membranes

Cette dernière étape est décrite en image sur la figure 2.18(a).

FIG. 2.18 – *Passage des fils à travers les membranes successives*

Les fils passent à travers les membranes de latex par des trous décalés sur chaque couche de latex afin de limiter l'infiltration de DOZ. Les deux demi-membranes de néoprène permettent de réaliser une chicane (figure 2.18(b)) pour le passage des fils, sans endommager les membranes de néoprène. Ces membranes peuvent donc être utilisées plusieurs fois. On utilise au niveau de cette chicane et de la sortie des fils (figure 2.18(c)) un silicone de type CAF4 de la société Rhône – Poulenc. Ce silicone réalise un joint d'étanchéité limitant l'infiltration de DOZ le long des fils électriques. On soude ensuite des cosses permettant la liaison avec les fils situés à l'intérieur de l'enceinte. Enfin, on place au dessus des soudures et des fils des gaines thermo-rétractables qui empêchent les court-circuits éventuels et qui protègent les fils lors de l'insertion de l'équipage mobile dans l'enceinte de confinement.

La coupe d'un échantillon prêt à un essai est présenté figure 2.19.

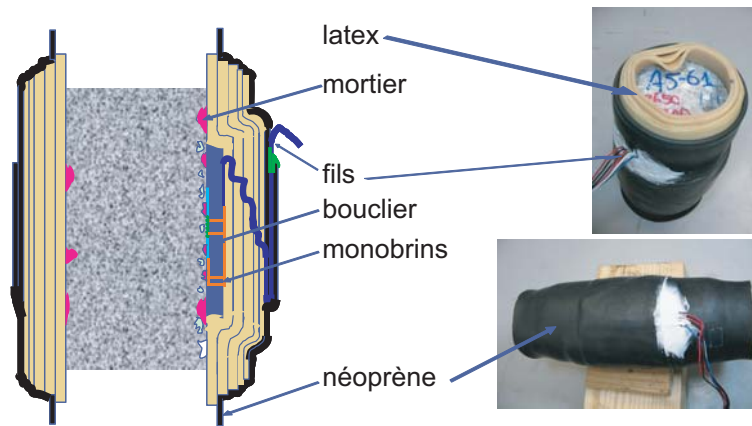


FIG. 2.19 – Échantillon prêt à être testé

2.3.2 Influence de la préparation des échantillons

Influence du bouclier et des membranes

Des essais hydrostatiques ont été réalisés sur des échantillons de polycarbonate afin de déterminer l'influence du bouclier et des membranes sur la réponse des échantillons. La figure 2.20 présente la réponse d'une jauge collée dans la direction axiale à un essai de compression hydrostatique dans trois configurations d'essais différentes : avec bouclier et membrane, avec le bouclier seul et avec la membrane seule. Le très faible écart entre les trois courbes montre que ces éléments n'ont pas d'effet sur les mesures.

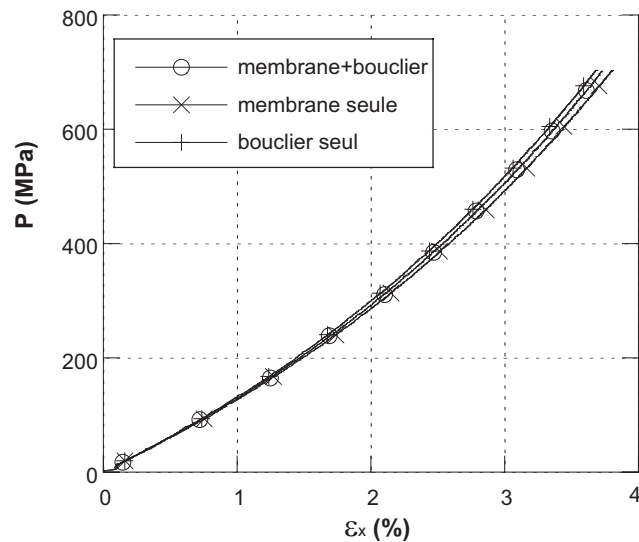


FIG. 2.20 – Influence des systèmes de protection sur le comportement des échantillons: essais hydrostatiques sur polycarbonate dans différentes configurations (Vu et al. (2005))

Échantillons à l'air libre pendant l'instrumentation

On cherche à montrer dans ce paragraphe que pendant le temps de mise en place de l'instrumentation (d'environ 4 jours), le degré de saturation de l'échantillon laissé à l'air libre évolue de façon négligeable.

Un échantillon de béton a été laissé à l'air libre afin de voir l'augmentation de sa masse au cours du temps. Les résultats sont présentés sur la figure 2.21.

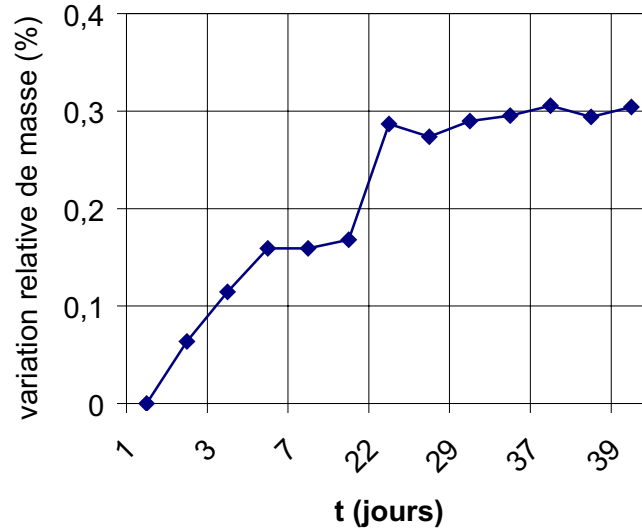


FIG. 2.21 – Évolution de la masse d'un échantillon laissé à l'air libre

La masse de l'échantillon évolue rapidement puis tend à se stabiliser autour d'une valeur représentant environ 0,3% de sa masse, ce qui correspond à une variation du degré de saturation ΔSr de 5,7%. Je rappelle que le degré de saturation est défini comme le rapport du volume de l'eau sur le volume des vides soit :

$$\Delta Sr = \frac{V_{eau}}{V_{vides}} = \frac{\frac{M_{sat} - M_{sec}}{\rho_{eau}}}{n \frac{M_{sec}}{\rho_d}} = \frac{M_{sat} - M_{sec}}{n \frac{M_{sec}}{\rho_d}} = 5,7\% \quad (2.3)$$

On suppose que cette faible quantité d'eau à l'intérieur de l'échantillon ne modifie pas significativement les caractéristiques du matériau, en terme de module de Young ou de résistance à rupture. Elle ne risque d'influer sur le comportement triaxial du matériau que lorsque $100 - 5,7 = 94,3\%$ des vides auront été refermés, soit pour une déformation volumique de l'ordre de 11%, ce qui correspondant aux sollicitations les plus élevées. On peut donc considérer cette réhumidification de l'échantillon comme négligeable.

Porosité des échantillons après préparation

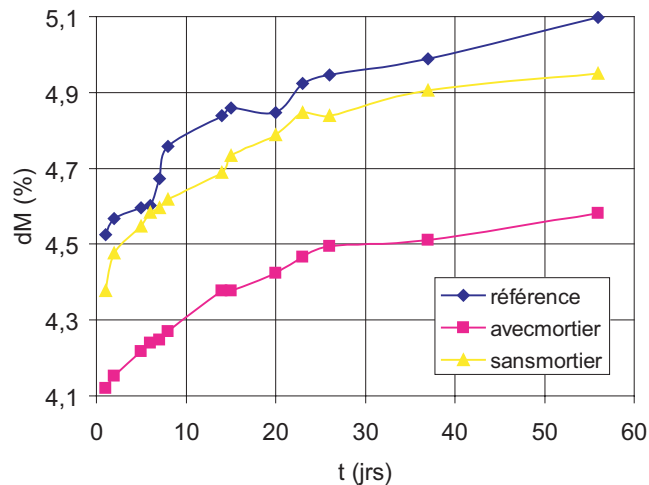
L'objectif de cette étude est de montrer que la préparation de la surface ne modifie que de façon négligeable les caractéristiques structurelles du matériau. Le rebouchage au mortier augmente en moyenne la masse de l'échantillon de 10 grammes, et au maximum de 20 grammes, ce qui représente moins de 2% de la masse totale. Les caractéristiques mécaniques du mortier étant très proches de celle du béton étudié, on peut considérer que l'évolution des caractéristiques mécaniques de l'échantillon est du même ordre de grandeur que le rapport de poids.

	éch. de réf. première mesure	éch. de réf. deuxième mesure	échantillon avec mortier	échantillon sans mortier
densité	2,19	2,22	2,24	2,23
porosité (%)	11,6	11,4	10,3	11,1

TAB. 2.7 – *Pesées, calculs de porosités et de densités*

La méthode de détermination de la porosité avec mortier est un peu différente de celle décrite précédemment. Les échantillons à disposition sont en effet des échantillons séchés à l'étuve, qu'il a fallu saturer de nouveau pour obtenir les différentes masses nécessaires au calcul. Trois échantillons ont été utilisés, des échantillons avec et sans mortier issus d'un même bloc, et un échantillon de référence dont on a déjà déterminé la porosité, qui a permis de valider le nouveau protocole.

La figure 2.22 montre l'évolution de la saturation de ces trois échantillons au cours du temps. Celle-ci est légèrement plus lente que le séchage, car au bout de 60 jours l'échantillon de référence n'a pas retrouvé sa masse saturée initiale. Par manque de temps on décide tout de même de réaliser les pesées saturées dans l'eau (Meau) et dans l'air (Mair). Le tableau 2.7 présente les différentes pesées ainsi que les résultats de calculs de porosité et de densité. La comparaison des mesures sur l'échantillon de référence montre

FIG. 2.22 – *Resaturation des échantillons avec mortier, sans mortier et de référence*

une légère sous-estimation de la porosité avec la nouvelle méthode. On peut alors penser que pour les autres mesures, la porosité sera aussi légèrement sous-estimée. Les porosités de l'échantillon de référence et de l'échantillon sans mortier devraient en théorie être identiques, puisqu'il s'agit du même béton. L'écart ainsi observé met en évidence une certaine variabilité de la mesure de la porosité.

Si l'on compare maintenant les deux échantillons avec et sans mortier, on observe une évolution de densité de moins de 1% et une évolution relative de la porosité de moins de 8%, ce qui est faible.

2.3.3 Mise au point des essais œdométriques

Les essais œdométriques avec chemise de confinement nécessitent de mettre en place des échantillons de type $\phi 100 \times 100 \text{ mm}$ à l'intérieur d'une chemise épaisse en acier. La compression uniaxiale est réalisée grâce à des enclumes qui glissent parfaitement à l'intérieur de la chemise (figure 2.23).

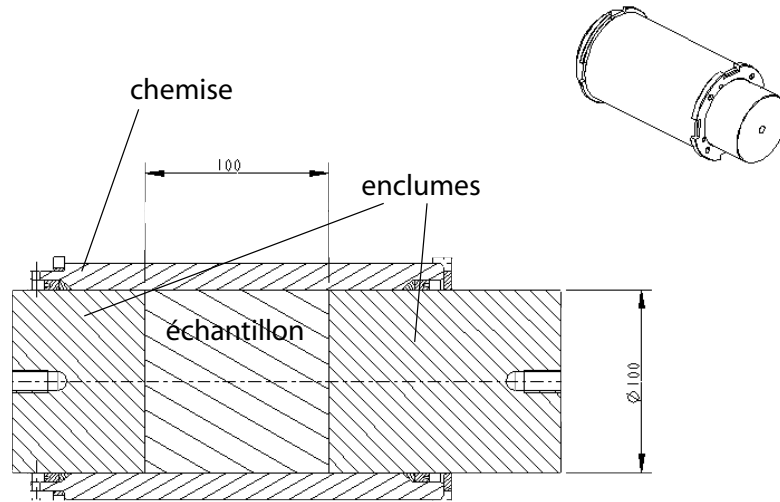


FIG. 2.23 – Dispositif œdométrique

L'objectif de cette mise au point est d'assurer un contact le plus parfait possible entre l'échantillon et la chemise d'une part et entre l'échantillon et les enclumes d'autre part. La solution utilisée est inspirée des essais œdométriques réalisés par N.Burlion (Burlion (1997)). Elle consiste à injecter une colle autour de l'échantillon pour compenser les défauts de contact.

Procédure de préparation des échantillons

Le procédé utilisé est décrit en détail sur la figure 2.24. La première étape consiste à poser l'enclume et la chemise sur un support en empêchant tout mouvement relatif. Ensuite, à l'aide d'un produit siliconé de type *CAF4*, on réalise une étanchéité entre la chemise et l'enclume. On centre l'échantillon de béton sur l'enclume. On dépose ensuite la colle sur la partie supérieure de l'enclume, et on la recouvre avec l'autre enclume. L'extrusion est réalisée à l'aide d'une presse, l'effort maximum est déterminé de telle sorte que les contraintes générées sur l'échantillon ne dépassent pas 10 MPa , permettant ainsi une extrusion la plus rapide possible tout en protégeant l'échantillon d'un éventuel endommagement. La presse étant asservie en effort, on relâche la pression lorsque le déplacement du vérin devient nul, ce qui signifie une absence totale de mouvement de la colle et donc la fin de l'extrusion.

L'étape suivante consiste à ôter l'enclume supérieure. On enlève grossièrement le surplus

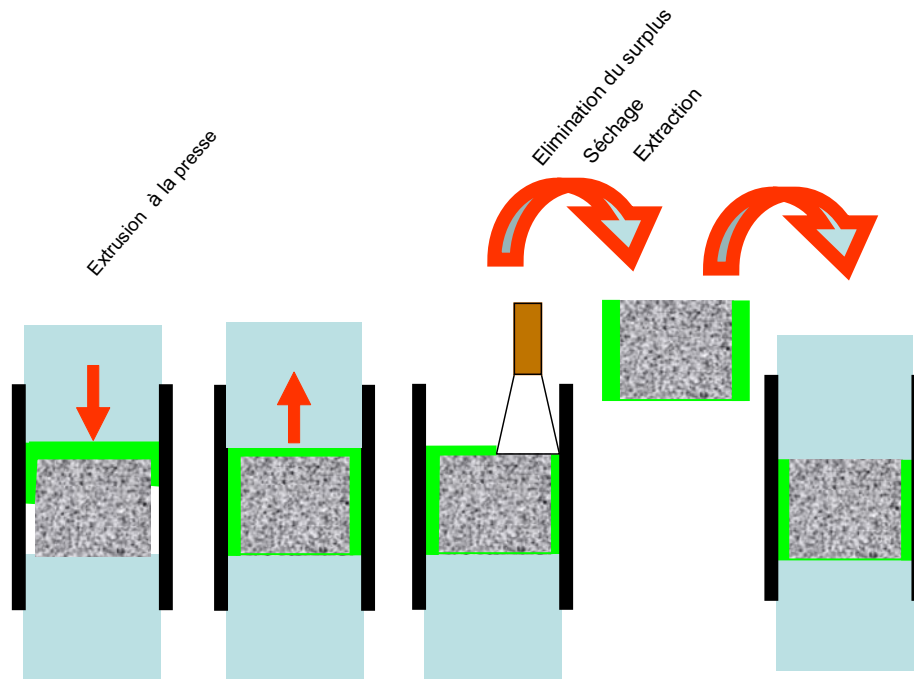


FIG. 2.24 – *Resaturation des échantillons avec mortier, sans mortier et de référence*

densité		1,5
Résistance à 28 jours	compression	100 MPa
	traction	20 Mpa
	Cisaillement	28 MPa
Polymérisation		1 journée à 20°

TAB. 2.8 – *Caractéristiques principales du Chrysor*

de colle à l'aide d'une spatule, on laisse durcir la colle 24 heures, et on termine d'éliminer le surplus de colle, à l'aide de papier abrasif.

Lors de la dernière étape, l'échantillon est extrait de la chemise à l'aide de la presse pour vérifier son état de surface.

Choix du produit à injecter

Différents types de produits ont été testés pour assurer le contact entre la chemise et l'échantillon : un mortier rapide aux caractéristiques très proches de celles du béton et une colle époxy de type ChrysorC6120. Le mortier rapide est bi-phasique et s'injecte difficilement entre l'échantillon et la chemise. Dans le cas de nos échantillons, la tentative d'extrusion s'est soldée par une séparation des deux phases du mortier, la partie solide restant au-dessus de l'échantillon, la partie liquide glissant le long de l'échantillon. Les caractéristiques mécaniques du Chrysor sont relativement plus élevées que celles du béton étudié, avec un rapport de 3 pour la compression axiale (cf tableau 2.8), cependant sa viscosité le rend particulièrement adapté à ce type de manipulation.

Malgré ses caractéristiques mécaniques plus élevées, on peut supposer que le Chrysor influe de manière négligeable sur le comportement global de l'échantillon. Il comble en

effet un vide dont l'épaisseur sur le diamètre est de l'ordre de 0,5 mm, soit 0,5% du diamètre. La quantité de chrysor ne représente que 2% du volume total de l'échantillon.

2.4 TRAITEMENT DES DONNÉES

Les mesures effectuées par les différents capteurs sont stockées dans un fichier de type « *essailambda.csv* ». Les paramètres d'essais tels que la vitesse de montée en pression, la vitesse d'avance du vérin axial, les dimensions de l'échantillon, la température d'essai... sont stockés dans un fichier associé « *essailambda.txt* ». Les jauges, le LVDT et le capteur de force se situant à l'intérieur de l'enceinte, ils subissent l'influence de la pression, il est donc nécessaire de corriger les mesures en fonction de cette influence. L'un des objectifs de cette section est de donner un ordre d'idée de la précision de chacun des capteurs une fois les corrections nécessaires apportées.

Je présente successivement le traitement des mesures issues du capteur de pression, du capteur de force, des jauges et du LVDT. Le capteur de pression sera considéré comme un capteur de référence.

2.4.1 Précision de la mesure de pression

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. L'ensemble des corrections en pression sur le capteur de force et sur le LVDT partent de l'hypothèse que le signal du capteur de pression est stable dans le temps. Cette hypothèse est particulièrement importante pour l'étalonnage du capteur de force car on suppose a priori que les différences observées entre les deux capteurs résultent uniquement d'une dérive du capteur de force.

2.4.2 Traitement du signal du capteur de force

Étalonnage du capteur

Le capteur de force a été conçu par la société *THIOT INGENIERIE*. Il s'agit en fait d'une pièce métallique qui se déforme de façon élastique dans la gamme de sollicitations de la machine. On déduit de ces déformations les efforts appliqués sur le capteur. D'un point de vue pratique, il est utilisé en capteur de « force déviatoire ». Le signal mesuré en nombre de points est à la fois proportionnel à la pression et à la force déviatorique, on lui soustrait l'influence de la pression pour obtenir la force déviatorique :

$$F_{mes}(npt) = \frac{1}{K_1} \cdot \left(\frac{F_d(kN)}{10} + K_2 \cdot P(10^5.Pa) \right) \quad (2.4)$$

soit :

$$F_d(kN) = K_1 (F_{mes}(npt) - K_2 \cdot P(10^5.Pa)) \quad (2.5)$$

Les coefficients présentés dans l'équation 2.5 sont déterminés par deux étalonnages différents.

Le coefficient K_1 est déterminé à l'aide d'un capteur de force étalon. Ce capteur est supposé être très précis et avoir une grande répétabilité. Une procédure permet de placer les deux capteurs en série et de réaliser un essai de compression simple. Lors de cet essai, la pression reste nulle à l'intérieur de l'enceinte, K_1 est étalonné de manière directe. Le coefficient K_1 n'était au départ mis à jour qu'une fois par an. Mais les différents étalonnages présentés dans le tableau 2.4.2 ont montrés une variation de 20% sur un an, ce qui a nécessité d'augmenter la fréquence des étalonnages.

Date d'étalonnage	16/05/05	17/05/05	16/06/05
coefficient K1	-0,158	-0,183	-0,183

Une étude a mis en évidence le fait que cette variation a été accidentelle et due à un essai œdométrique qui a sollicité le capteur aux limites de sa zone élastique à 700 tonnes. Un deuxième essai œdométrique a montré une autre variation importante de K_1 , puis celle-ci n'a plus jamais dépassé 1%. Pour étudier précisément cette variation de K_1 , des essais triaxiaux (TRX650) successifs à différentes dates ont été effectués sur un échantillon d'acier de référence, l'évolution du module d'élasticité mesuré est présentée dans le tableau 2.9. Ces résultats valident l'hypothèse de la variation accidentelle et permettent d'estimer la précision de ce coefficient à 1%.

date	19/01/2006	16/03/2006	17/05/2006	18/05/2006
E_{xx} (GPa)	229	229	230	231

TAB. 2.9 – Évolution des modules tangents avec le temps

Pour déterminer le coefficient K_2 , il suffit de solliciter le capteur de façon hydrostatique. En pratique, on détermine ce coefficient aussi souvent qu'on le peut, c'est-à-dire après chaque essai hydrostatique ou triaxial. Entre chaque étalonnage, les variations observées ne dépassent pas 3%.

Contrainte vraie, correction de section

Lors des essais, des variations de circonférence de l'ordre de 4% ont été observées. Il s'est donc avéré nécessaire de déterminer la contrainte axiale déviatoire en fonction de l'effort et de la section vraie de l'échantillon. On détermine la contrainte déviatorique vraie à l'incrément i en divisant la force déviatoire par la surface à l'incrément i .

$$\sigma_d(i) = \frac{F_d(i)}{S(i)} \text{ avec } S(i) = \frac{\pi \cdot D(i)^2}{4} \quad (2.6)$$

Le diamètre est calculé de façon incrémentale à partir de la mesure de la déformation circonférentielle :

$$D(i+1) = D(i)(1 + \delta\varepsilon_r(i)) \quad (2.7)$$

2.4.3 Essais triaxiaux sur un échantillon d'acier

L'objectif des essais triaxiaux présentés ci-dessous est de caractériser l'influence de la pression sur les mesures des jauges et du LVDT. Pour cela des essais à différentes pressions

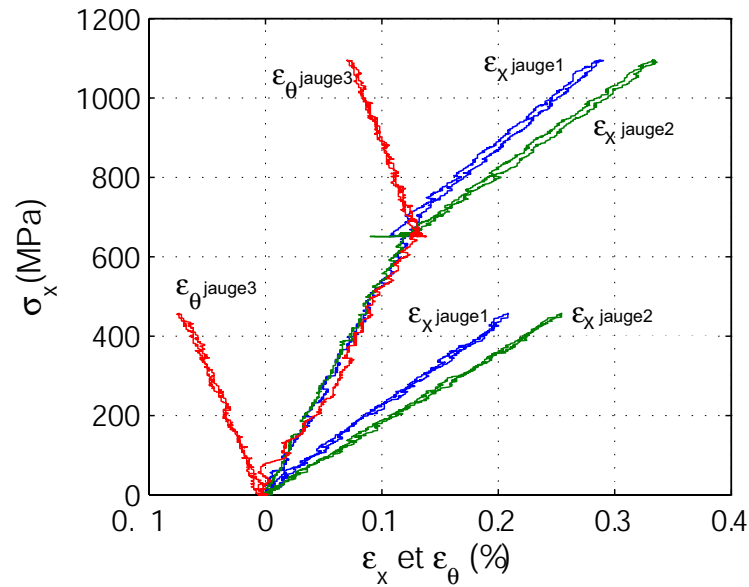


FIG. 2.25 – Courbes contrainte-déformations d'un essai de compression simple et d'un essai de compression triaxiale à $p=650$ MPa : divergence des signaux des jauges axiales

de confinement ont été effectués. Ces essais ont été réalisés sur de l'acier car le comportement déviatoire de ce matériau est supposé être indépendant de son comportement isotrope. D'un point de vue théorique, des essais de compression uniaxiale à différents niveaux de confinement doivent donner des réponses équivalentes. Le capteur de force étant préalablement étalonné, on supposera que des réponses différentes sont le résultat de l'influence de la pression sur les capteurs LVDT et les jauges.

Ces essais nécessitent une analyse spécifique du fait de la réponse particulière des jauges axiales lors de ces essais. La figure 2.25 présente les résultats d'un essai de compression simple et d'un essai triaxial à 650 MPa de pression de confinement. La contrainte axiale est représentée en fonction des déformations axiales mesurées par les jauges 1 et 2 et de la déformation circonférentielle mesurée par la jauge 3.

On remarque que les deux jauges axiales donnent des mesures de déformation différentes. Cet écart n'est d'ailleurs présent que lors du chargement axial, les signaux étant parfaitement cohérents en phase hydrostatique.

Origine de la différence des mesures de déformation axiale

On élimine d'emblée les problèmes de mesure (collage des jauges ou éventuel dysfonctionnement des jauges) du fait de la parfaite cohérence des signaux en phase hydrostatique. Un mauvais alignement des jauges axiales par rapport à l'axe de charge pourrait être à l'origine de ce défaut, mais un rapide calcul conduit à un angle entre les deux jauges qui serait de 23° , ce qui est impossible compte tenu d'une précision de collage de l'ordre du degré.

Le problème est en fait dû à un mauvais centrage, l'axe de l'échantillon est décalé par rapport à l'axe de charge, ce qui a pour effet de générer un moment fléchissant sur l'échantillon. Un calcul classique de poutre en flexion simple présenté sur la figure 2.26 permet de quantifier de façon approchée le défaut d'alignement, correspondant à l'écart

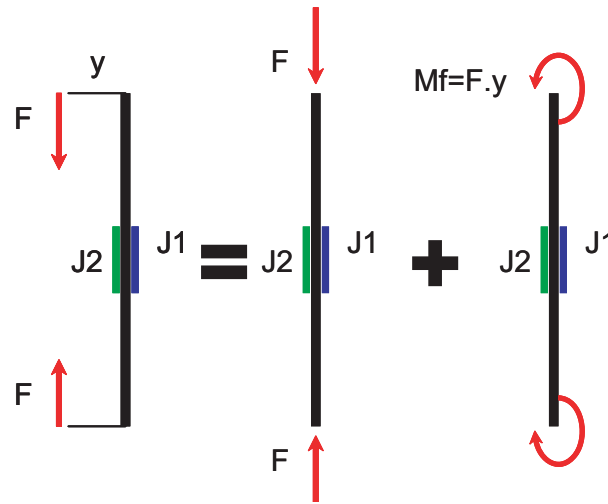


FIG. 2.26 – défaut d'alignement de l'échantillon par calcul de poutre

de pente observé.

Soient F l'effort exercé, y le défaut d'alignement, S l'aire de la section circulaire de rayon R , σ_{x1} , ε_{x1} et σ_{x2} , ε_{x2} les contraintes et déformations au niveau des jauges 1 et 2, M_f le moment de flexion et I_{gz} le moment quadratique de flexion, E_1 et E_2 les modules tangents :

$$\sigma_{x1} = \frac{F}{S} + R \frac{M_f}{I_{gz}} \text{ et } \sigma_{x2} = \frac{F}{S} - R \frac{M_f}{I_{gz}} \quad (2.8)$$

soit en soustrayant les équations :

$$E(\varepsilon_{x1} - \varepsilon_{x2}) = 2R \frac{M_f}{I_{gz}} = 2R \frac{yF}{I_{gz}} = 2R \frac{\sigma_x S y}{I_{gz}} = \frac{8\sigma_x}{R} y \quad (2.9)$$

d'où:

$$E \left(\frac{1}{E_1} - \frac{1}{E_2} \right) \sigma_x = \frac{8\sigma_x}{R} y \quad (2.10)$$

en prenant E comme la moyenne de E_1 et E_2 on obtient:

$$\frac{E_2}{E_1} - \frac{E_1}{E_2} = \frac{16y}{R} \quad (2.11)$$

Avec des modules tangents de 210 GPa et 180 GPa et un rayon de 70 mm, on obtient un défaut d'alignement de 1,3 mm.

Ce problème d'alignement n'est apparu que pour l'essai sur acier du fait de la faible épaisseur de membrane autour de l'échantillon. Lors de la mise en place (à l'horizontale) de l'équipage mobile dans l'enceinte, l'échantillon mal maintenu s'est désaxé du fait de son poids et ne s'est pas recentré lors de la mise à la verticale de l'enceinte. Afin de vérifier cette théorie, un autre essai triaxial à 650 MPa de pression a été effectué sur ce même échantillon d'acier, entouré des 8 mm de membrane garantissant le centrage de l'échantillon. Les résultats présentés sur la figure 2.27 mettent en évidence une parfaite cohérence des signaux axiaux lors de la phase déviatoire.

Ces essais montre la nécessité d'utiliser une membrane épaisse autour de l'échantillon pour obtenir un bon centrage. Les jauges axiales étant diamétralement opposées sur

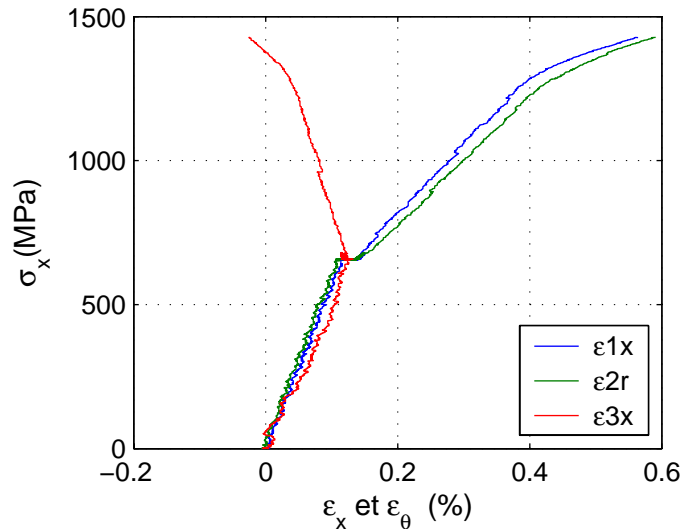


FIG. 2.27 – TRX650 sur le même échantillon d'acier centré par une membrane de 8 mm d'épaisseur.

l'échantillon d'acier, on pourra définir le module élastique axial comme la moyenne des modules axiaux des deux jauges.

2.4.4 Traitement des signaux des jauges

Étalonnage des chaînes de mesures, variation dans le temps

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 relative de résistance est proportionnelle à la déformation incrémentale de la jauge :

$$\frac{\delta R}{R} = K \frac{\delta L}{L} \quad (2.12)$$

avec :

$$K = 2,065.(1 + 7.10^{-5}(T - 24)) \quad (2.13)$$

où K est le facteur de jauge et T est la température en degrés Celsius. Le signal enregistré est un signal en nombre de points. Un étalonnage a permis d'établir le rapport entre la variation de résistance et la variation du nombre de points. Les résultats sont présentés dans le tableau 2.10.

J1	$R(Ohms) = 9,799.10^{-08}Pt^2 + 4,888.10^{-03}Pt + 1,182.10^{+02}$
J2	$R(Ohms) = 9,761.10^{-08}Pt^2 + 4,900.10^{-03}Pt + 1,185.10^{+02}$
J3	$R(Ohms) = 9,743.10^{-08}Pt^2 + 4,884.10^{-03}Pt + 1,181.10^{+02}$
J4	$R(Ohms) = 9,747.10^{-08}Pt^2 + 4,858.10^{-03}Pt + 1,170.10^{+02}$

TAB. 2.10 – Étalonnage des chaînes de mesures des jauges

Dans le but d'étudier la stabilité des ponts et des conditionneurs constituant les chaînes de mesures, un second étalonnage a été effectué un an après. Sur la figure 2.28, on compare

pour chaque chaîne de mesure les deux étalonnages à un an d'intervalle. Les résultats mettent en évidence l'absence de dérive des mesures, ce qui indique une bonne stabilité des ponts et des conditionneurs.

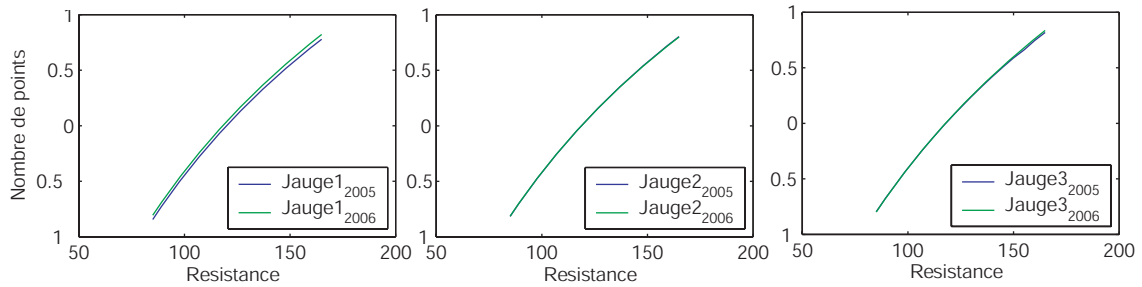


FIG. 2.28 – *Variation de calibration des jauges sur 1an*

Influence de la pression sur la sensibilité des jauges

Différents essais triaxiaux sur acier ont été réalisés afin de caractériser l'influence de la pression sur les jauges. Ces mêmes essais ont aussi permis d'étudier l'influence de la pression sur le LVDT. Sept essais à des pressions de confinement $p=0, 100, 150, 200, 300, 400$ et 650 MPa sont présentés sur les figures 2.29 (a),(b)et(c).

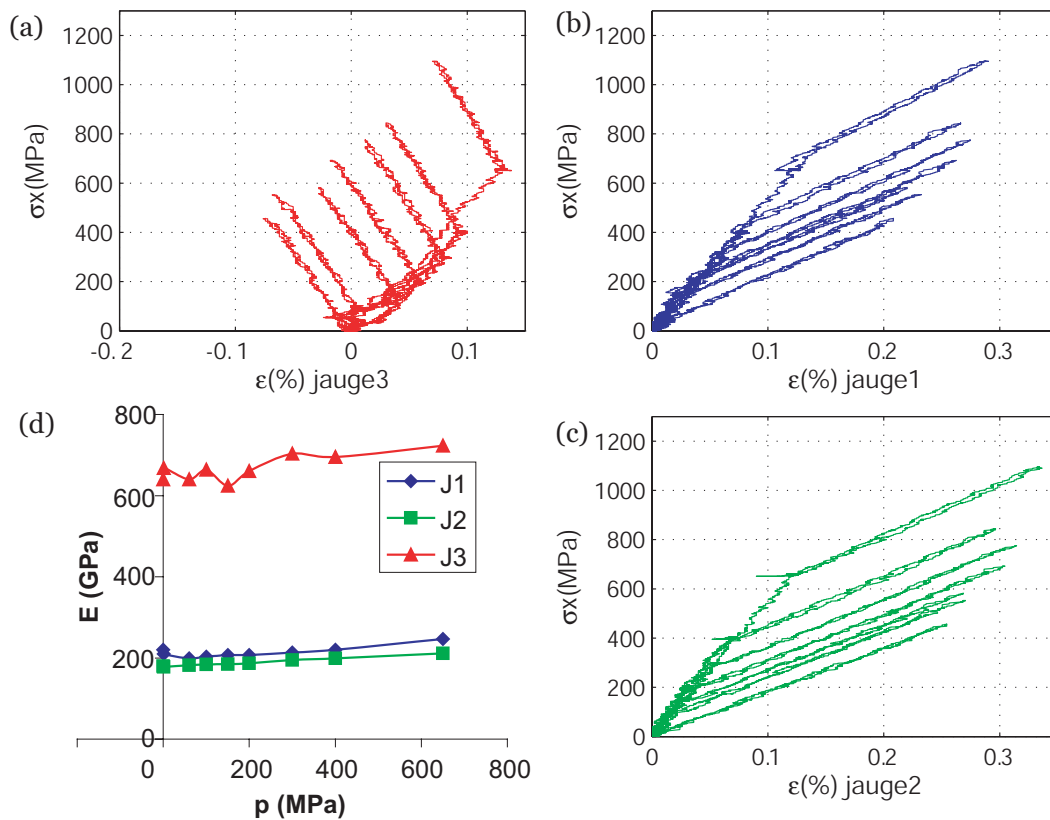


FIG. 2.29 – *Évolution des signaux des jauges avec la pression*

La contrainte axiale σ_x appliquée sur l'acier est exprimée en fonction des déformations axiales ε_x^1 et ε_x^2 mesurées par les jauges 1 et 2 et de la déformation circonférentielle ε_θ^3 mesurée par la jauge 3. La figure 2.29 (d) montre l'évolution des modules tangents avec la pression, les valeurs de ces modules étant présentés en parallèle dans le tableau 2.11.

pression (MPa)	0	60	100	150	200	300	400	650
E_{xx}^1 (GPa)	220	199	203	207	207	213	220	247
E_{xx}^2 (GPa)	180	182	184	185	187	195	199	211
$E_{x\theta}^3$ (GPa)	640	640	664	624	660	703	695	723

TAB. 2.11 – *Évolution des modules tangents avec la pression*

L'influence de la pression sur les jauges n'est pas clairement visible sur les courbes contrainte-déformations. Par contre, le tableau ci-dessus ainsi que la figure 2.29(d) montrent une évolution de la sensibilité des jauges avec la pression. Le module tangent moyen passe de 200 à 225 GPa, soit une évolution de 12%. Ainsi, une déformation de 11.2% communément atteinte lors d'essais triaxiaux à 650 MPa sur béton ne vaudrait en réalité que 10%. Pour une plus grande simplicité de traitements des signaux, j'ai décidé de négliger l'influence de la pression sur les jauges. Cette simplification de traitement a d'autant moins d'influence que les déformations axiales sont essentiellement définies par la mesure du LVDT, et que les déformations circonférentielles ne dépassent pas les 5%.

2.4.5 Traitement du signal du LVDT

Influence de la pression sur le LVDT

L'influence de la pression sur le capteur a été déterminée grâce à différents essais sur des matériaux connus tels que l'acier ou le carbure de tungstène :

$$u_{LVDT}(mm) = LVDT_{memo}(mm) - k * Pression(bar) \quad (2.14)$$

Ce coefficient a été évalué à $k = 0.002$. La non prise en compte de ce coefficient a donné des résultats particulièrement surprenant, comme le montre la figure 2.30. Cet artefact de mesure peut être expliqué par le fait que sous pression hydrostatique, la tige du capteur LVDT se déforme plus que l'acier de l'échantillon, ce qui provoque un éloignement relatif du noyau et du corps du LVDT, donnant ainsi une mesure d'extension. Cette correction en pression est donc nécessaire, mais elle n'est pas suffisante.

Prise en compte de la déformation des enclumes

Quels que soient les essais réalisés, on a toujours observé une différence notable entre les modules tangents mesurés avec les jauges ou avec le LVDT pendant la phase déviatoire (figure 2.31 gauche), ce qui met en évidence une insuffisance du traitement (équation 2.14). X.H. Vu (Vu (2007)) a expliqué cette différence par la façon dont est mis en place le capteur LVDT sur le support mobile. Chaque partie du LVDT est positionnée sur une enclume. Lorsque l'on sollicite l'échantillon, on sollicite aussi les enclumes et la déformation mesurée est donc la somme des déformations de l'échantillon et des enclumes.

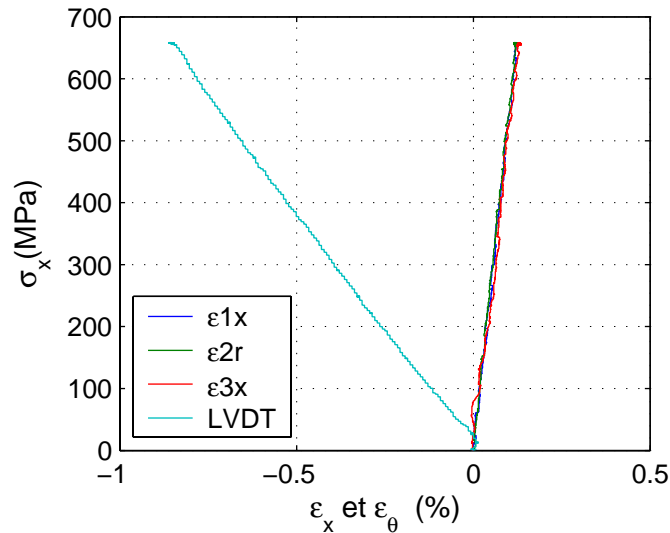


FIG. 2.30 – *TRX650 sur $42CD4$, phase hydrostatique : le LVDT non-compensé en pression indique une mesure d’extension*

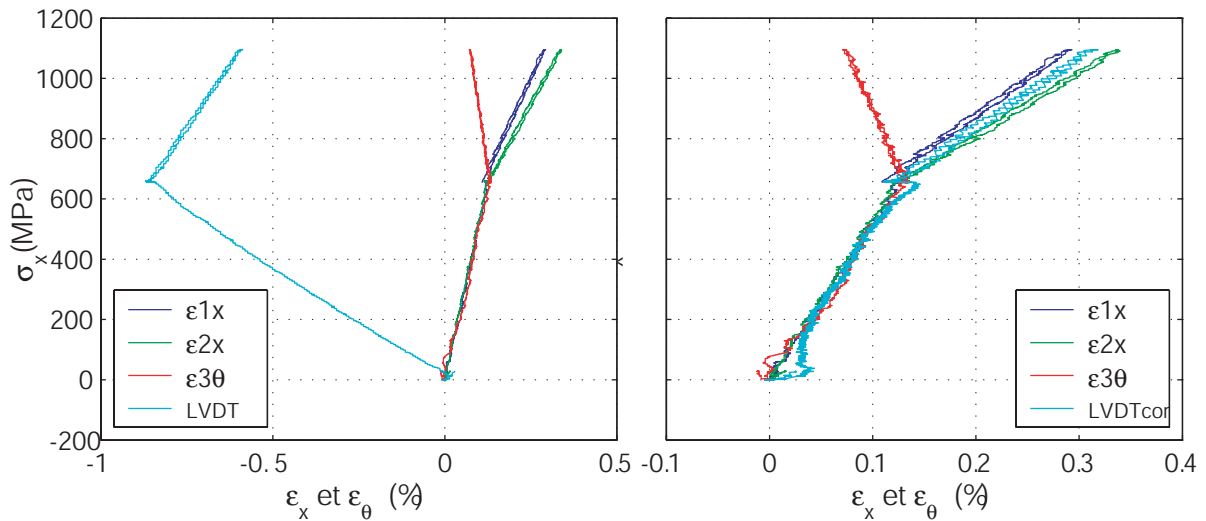


FIG. 2.31 – *LVDT avant et après correction en pression et déviateur*

Un deuxième coefficient a donc été ajouté à l’équation 2.14 afin de prendre en compte les déformations élastiques des enclumes pendant la phase déviatoire. Ces déformations étant proportionnelles à la force déviatoire, le traitement du signal du LVDT devient donc :

$$u_{LVDT}(mm) = LVDT_{memo}(mm) - k_p * Pression(bar) - k_d * F_d(kN) \quad (2.15)$$

Les essais triaxiaux nous ont permis d’évaluer ces deux coefficients à :

$$k_p = 2,1 \cdot 10^{-3} \quad [mm/10^5 Pa] \quad (2.16)$$

$$k_d = 6,0 \cdot 10^{-5} \quad [mm/kN] \quad (2.17)$$

Les résultats de ce traitement sont présentés sur la figure 2.31 droite, pour un essai à 650 MPa de pression de confinement. Ils mettent en évidence une très bonne corrélation entre le signal du LVDT corrigé et les signaux des jauges.

D'autres tests réalisés par X. H. Vu sur des échantillons de polycarbonate, d'aluminium et de carbure de tungstène confortent les résultats obtenus et mettent en évidence les mêmes influences de la pression et de la déformation des enclumes.

Précision d'étalonnage, influence du DOZ sur la mesure

Un test a été réalisé pour connaître l'influence de la présence du DOZ sur la mesure du LVDT, ainsi que pour évaluer la précision de l'étalonnage. 14 mesures successives à 0 et 50 mm ont été effectuées, les huit premières à l'air libre et les 6 autres avec le capteur plongé dans le DOZ. Les résultats sont présentés dans le tableau 2.12. Ils montrent une in-

Étalonnage (mm)	avec DOZ				sans DOZ		
0	0.02	0.03	0.00	0.01	0.01	-0.06	-0.05
50	49.99	49.96	49.96	49.95	49.95	49.95	49.93

TAB. 2.12 – Influence du DOZ sur le LVDT, précision de l'étalonnage

fluence négligeable du DOZ sur le signal et permettent d'évaluer la précision d'étalonnage à environ 0,15%.

Évaluation de la précision des mesures

On souhaite obtenir un ordre de grandeur de la précision de la mesure du LVDT dans des conditions normales d'utilisation. Cette précision dépend de la précision du capteur, de son étalonnage, de la précision des coefficients utilisés ainsi que des conditions d'essais, c'est-à-dire de la pression et de l'effort axial. On s'intéresse à titre d'exemple à un essai triaxial à 650 MPa de pression de confinement, pour une déformation de l'échantillon de l'ordre de 10% (14 mm).

La précision de l'étalonnage sur 14 mm est d'environ 0,021 mm. Le coefficient k_p est déterminé à 5% et la mesure de pression à environ 2% (1% pour 1000 MPa). La mesure de k_d est déterminé à environ 10% et la mesure de F_d à 5%.

$$LVDT(mm) = 14mm^{\pm 0,021/2} + 650MPa^{\pm 2\%/2} * (2,1e^{-3})^{\pm 5\%/2} - 1700kN^{\pm 5\%/2} * (6e-5)^{\pm 10\%/2} \quad (2.18)$$

d'où :

$$\Delta LVDT(mm) = LVDT_{max} - LVDT_{min} \approx 0,27 mm \quad (2.19)$$

On obtient ainsi une précision relative d'environ 2%, qui dépend certes de l'état de sollicitation, mais qui donne un bon ordre d'idée de la précision moyenne de la mesure.

2.4.6 Traitement en grandes déformations

Lors des essais effectués avec la machine GIGA, les déformations de l'échantillon peuvent atteindre 15 %. Il est nécessaire de raisonner en grandes déformations.

On introduit les déformations logarithmiques couramment utilisées dans le cadre de la caractérisation expérimentale des grandes déformations:

$$\varepsilon_x = \ln \frac{l}{l_0} \text{ et } \varepsilon_\theta = \ln \frac{2\pi.r}{2\pi.r_0} \quad (2.20)$$

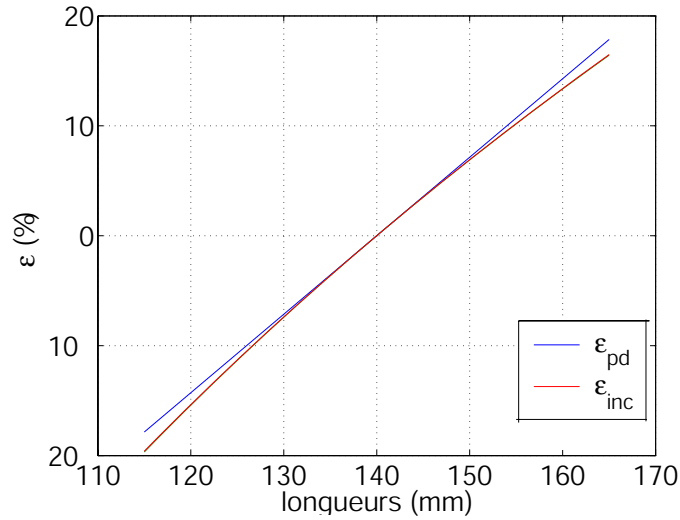


FIG. 2.32 – comparaison entre les petites déformations et les déformations incrémentales

Ces déformations logarithmiques sont particulièrement pratiques à utiliser lorsque que les directions principales de chargement ne varient pas. Un autre avantage de ces déformations est qu'une série de transformations constitue une somme de déformations. Si l'on considère deux transformations successives d'un état de référence 0 à i et de l'état i à $i + 1$:

$$\varepsilon_{0 \rightarrow i+1} = \ln \frac{l_{i+1}}{l_0} = \ln \left(\frac{l_{i+1}}{l_i} \cdot \frac{l_i}{l_0} \right) = \ln \frac{l_{i+1}}{l_i} + \ln \frac{l_i}{l_0} = \varepsilon_{0 \rightarrow i} + \varepsilon_{i \rightarrow i+1} = \varepsilon_i + \delta\varepsilon_{i+1} \quad (2.21)$$

Cette propriété est particulièrement pratique car elle va nous permettre de sommer les déformations entre deux incréments de déformation:

$$\varepsilon_i = \sum_{k=1}^i \delta\varepsilon_k \quad (2.22)$$

Enfin, on fait l'hypothèse qu'entre deux incréments de déformation l'hypothèse des petites transformations est valable et que l'on peut confondre la déformation logarithmique avec la déformation classiquement utilisée en petites déformations :

$$\delta\varepsilon_i = \ln \frac{l_i}{l_{i-1}} \approx \frac{l_i - l_{i-1}}{l_{i-1}} \quad (2.23)$$

La figure 2.32 montre l'écart obtenu entre les grandes et les petites déformations pour des déformations de l'ordre de 15%. Si la déformation classique est proportionnelle à la variation de longueur et symétrique par rapport à zéro, la déformation logarithmique n'a plus ces propriétés. On perd en effet la symétrie extension-contraction, ce qui nécessite de faire attention aux conventions de signe utilisées.

2.5 CONCLUSION

La mise en place d'un protocole de préparation des échantillon a permis la réalisation d'essais triaxiaux sous sollicitations sévères sur des échantillons de béton standards dont la bonne reproductibilité sera montrée dans les chapitres suivants. Les problèmes d'étanchéité, dus à la présence d'une importante porosité macroscopique, 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 et à la préparation des surfaces de l'échantillon.

La mesure des déformations est effectuée grâce à un capteur de déplacement et à des jauges d'extensométrie, ce qui est original pour ce type de matériau à ces pressions de confinement. Les mesures de pression et de force sont réalisées grâce à des capteurs intégrés à la machine GIGA. La mesure de pression est considéré comme mesure de référence. On soustrait au capteur de force l'influence de la pression afin qu'il ne mesure que la force déviatoire. Le capteur LVDT et des jauges permettent les mesures des déformations axiales et circonférentielles. La pression modifiant fortement les mesures du LVDT, il est nécessaire de soustraire cette influence lors du traitement des données. L'influence de la pression sur les jauges est considérée comme négligeable. Enfin, les déformations axiales pouvant atteindre 15%, les déformations sont calculées de manière incrémentale, dans le cadre des grandes déformations. La précision de l'instrumentation est de l'ordre de 2% pour l'ensemble de l'instrumentation, ce qui est très correct compte tenu du niveau de sollicitations atteint.

RÉSULTATS D'ESSAIS

DANS ce chapitre sont présentées les différentes campagnes d'essais hydrostatiques triaxiaux, proportionnels et d'extension. Les essais réalisés sont résumés dans le tableau 3.1.

Essais	chargement	gâchée n°	échantillon	dimensions $\phi[mm] \times L[mm]$
hydro. cycliques	HYD400, HYD650, HYD650	7	A7-87	70-140
triaxiaux	TRX50	4	A4-55	70-140
	TRX100	9	A9-75	70-140
	TRX200	9	A9-76	70-140
	TRX500	9	A9-72	70-140
	TRX650n1	9	A9-74	70-140
	TRX650n2	7	A7-81	70-140
proportionnels	PRP02	9	A9-77	70-140
	PRP03	9	A9-71	70-140
	PRP035	9	A9-79	70-140
	PRP05	9	A9-73	70-140
d'extension	EXT200	10	A10-E3	70-155
	EXT400	10	A10-E4	70-155
	EXT450	10	A10-E4	70-155
œdométrique		14	A14-oedo1	100-100

TAB. 3.1 – *Récapitulatif des essais effectués*

Une série d'essais cycliques hydrostatiques permet de caractériser le phénomène de compaction et met en évidence l'influence de l'histoire du chargement sur la réponse du matériau. Les essais triaxiaux ont été les plus nombreux car ils ont été utilisés pour la mise au point. Les six essais les plus intéressants sont présentés. Ils permettent de montrer l'influence du confinement sur le comportement uniaxial du béton. Une campagne de quatre essais proportionnels est ensuite présentée, elle met en évidence l'influence du chemin de sollicitation sur le comportement triaxial du béton. Un premier essai œdométrique donne

des informations supplémentaires sur la réponse triaxiale des échantillons, notamment sur l'influence du cisaillement sur le processus de compaction. Les essais d'extension réalisés permettent enfin de tirer les premières conclusions quant à l'influence de l'angle de Lode sur le comportement triaxial du matériau à ces niveaux de pression. Les résultats sont présentés sous la forme de courbes $(\varepsilon_x; \sigma_x)$ et $(\varepsilon_\theta; \sigma_x)$, que l'on appelle courbes contrainte-déformations et de courbes $(\varepsilon_v; \sigma_m)$ que l'on appelle courbes de comportement volumique. Les chemins de sollicitation sont présentés dans l'espace $(\sigma_m; q)$, que l'on appelle espace des contraintes.

3.1 ESSAIS HYDROSTATIQUES CYCLIQUES

Une série d'essais hydrostatiques successifs a été effectuée sur l'échantillon A7-87. Cet échantillon a d'abord été sollicité à 400 MPa de confinement, puis deux fois à 650 MPa de confinement. À la fin de la deuxième montée en pression à 650 MPa, la pression a été maintenue pendant une heure afin d'évaluer le fluage sur une échelle de temps correspondant à un essai classique.

Essai hydrostatique à 400 MPa

La première sollicitation hydrostatique à 400 MPa de pression est décrite en terme de déformations en fonction du temps sur la figure 3.1. Les courbes de déformation soulignent la cohérence des signaux des jauges circonférentielles et du LVDT. La jauge 3 ayant rompu prématurément, la jauge 2 sert de mesure de déformation circonférentielle. Les déformations axiales et circonférentielles restent très proches jusqu'en fin d'essai, même si l'on observe une légère dérive.

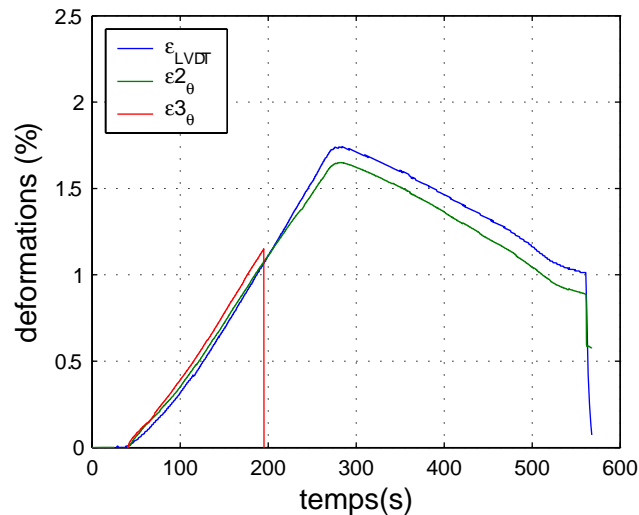


FIG. 3.1 – *HYD400* : déformations en fonction du temps

Les résultats sont présentés respectivement en terme de courbes contrainte-déformations et de courbe de comportement volumique sur les figures 3.2 de gauche et de droite. Ils montrent les principales caractéristiques des essais hydrostatiques sur béton. On observe d'abord une baisse progressive du module tangent au début de la charge, qui s'atténue

en fin de charge. Lorsque l'on décharge l'échantillon, le béton est plus raide qu'au cours de la charge. Il présente un comportement relativement linéaire jusqu'à une pression de 50 MPa en dessous de laquelle on observe une forte non-linéarité. Enfin, des déformations irréversibles subsistent à la fin de la décharge.

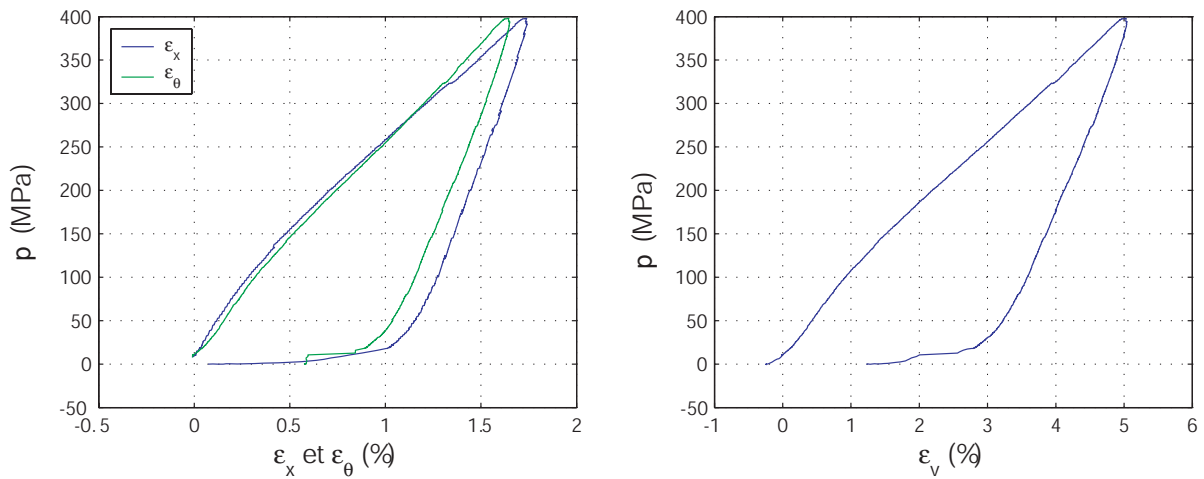


FIG. 3.2 – *HYD400: Courbes Contrainte-déformations et courbe de comportement volumique*

Essai cyclique à 400 et 650 MPa

Une fois l'essai hydrostatique à 400 MPa de pression terminé, on recharge l'échantillon à 650 MPa de pression. Les résultats sont présentés sur la figure 3.3 de gauche en terme de courbe contrainte-déformation. On observe un décalage important entre la décharge hydrostatique à 400 MPa et la recharge à 650 MPa.

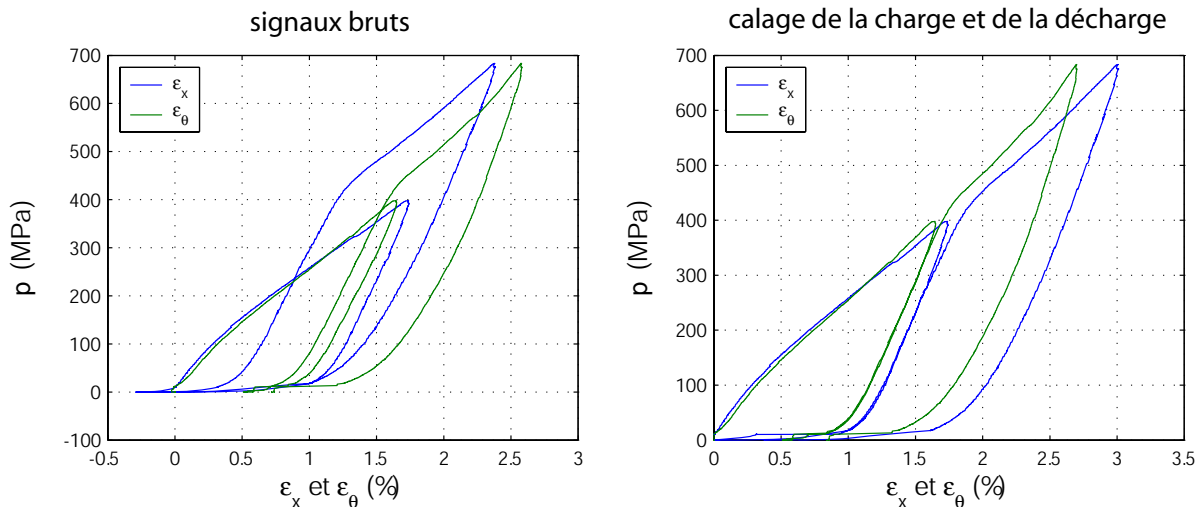


FIG. 3.3 – *HYD400-650: Courbes Contrainte-déformations brutes (à gauche) et avec calage de la charge et de la décharge (à droite)*

Ce décalage résulte d'un problème de traitement des données enregistrées par l'automate. À chaque début de chargement, les mesures de déformation du LVDT et des jauges

sont réinitialisées, indépendamment des déformations résiduelles issues des chargements précédents. Ceci a pour effet de translater les courbes de recharge vers la gauche. Pour éliminer cet artefact, le début de la recharge est décalé de telle sorte à coïncider avec la fin de la décharge de l'essai précédent (figure 3.3 de droite).

Une fois le calage effectué, on remarque que la recharge suit un trajet parfaitement identique à celui de la décharge, jusqu'à une pression de confinement de 350 MPa. Une fois le niveau maximum de sollicitation de l'essai précédent atteint (400 MPa), la courbe de comportement volumique bifurque et suit la courbe de comportement volumique hydrostatique que l'on aurait obtenue sans décharge intermédiaire. Notons que l'écart entre les déformations axiales et circonférentielles s'accroît un peu. Le début de la phase de décharge à 650 MPa est relativement linéaire. Puis une non-linéarité apparaît plus tôt et de manière plus progressive que sur l'essai précédent.

Nouveau chargement hydrostatique à 650 MPa

Un chargement supplémentaire à 650 MPa de pression est effectué sur le même échantillon. Les résultats sont présentés sur les figures 3.4 de droite et de gauche. Ce nouveau chargement montre la très bonne cohérence des signaux de décharge et de recharge.

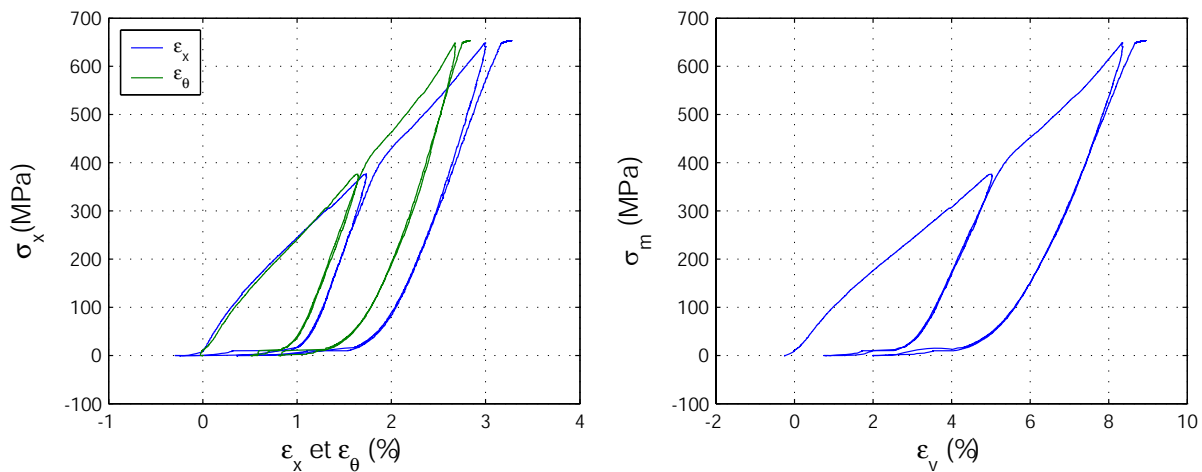


FIG. 3.4 – *HYD400-650-650*: Courbes contrainte-déformations et courbe de comportement volumique

Discussion sur les essais cycliques

Les résultats montrent qu'une sollicitation isotrope à haute pression fait progressivement apparaître des mécanismes irréversibles au sein du béton. Ceux-ci dépendent de l'état de contraintes maximum atteint pendant le chargement. Lors de la décharge, le béton présente un comportement plus raide et élastique résultant de l'absence de ces mécanismes irréversibles pendant cette phase. Cette hypothèse est validée par le fait que la décharge et la recharge suivent des chemins identiques. En fin de décharge, la réponse du béton est fortement non-linéaire, le module de compressibilité tangent tendant vers zéro lorsque la pression tend vers zéro. À la recharge, lorsque le niveau de contraintes atteint le niveau maximal de confinement des chargements précédents, la courbe de comportement

volumique bifurque et suit la courbe de comportement volumique hydrostatique que l'on aurait obtenue si l'échantillon avait été sollicité de manière monotone. La comparaison

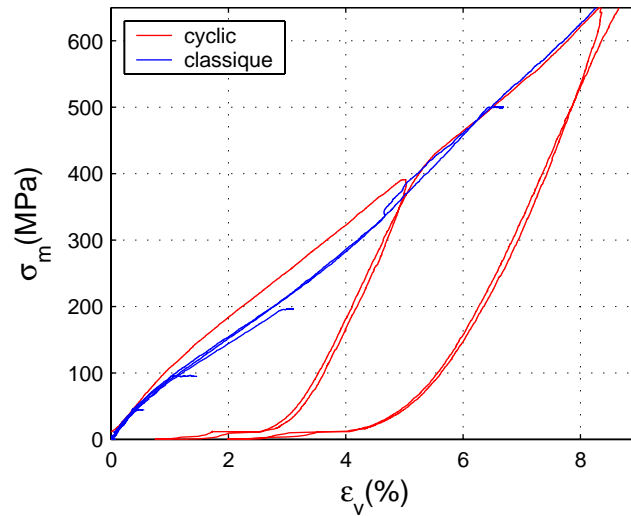


FIG. 3.5 – Comparaison des courbes de comportement volumique des essais hydrostatiques cycliques et hydrostatiques classiques

des courbes de comportement volumique cycliques et des courbes de comportement volumique issues de la phase hydrostatique des essais triaxiaux¹ (figure 3.5) confirme cette dernière hypothèse.

L'ensemble des mécanismes d'endommagement de la structure expliquant le comportement du matériau sous chargement hydrostatique cyclique sont présentés en détail dans le chapitre suivant.

Le phénomène de fluage

L'essai de fluage est réalisé sur le même échantillon à la fin de la deuxième montée hydrostatique. La pression de confinement a été maintenue à 650 MPa pendant une heure. Les figures 3.6 de gauche, de droite et basse présentent respectivement la contrainte axiale, les déformations et un zoom des déformations en fonction du temps. Le zoom des déformations est présenté juste sous les contraintes afin de pouvoir établir plus facilement le moment à partir duquel commence le fluage. Ce zoom met parfaitement en évidence une augmentation des déformations axiales et circonférentielles malgré la stabilisation de la pression autour de 1250 secondes, ce qui montre l'existence d'un fluage hydrostatique du béton. On observe une différence de comportement entre la jauge circonférentielle et le LVDT. En effet, la mesure de la jauge tend vers une asymptote horizontale alors que la déformation axiale continue d'augmenter. La variation de déformation circonférentielle à contrainte constante est clairement associée à du fluage. Ce phénomène semble s'estomper avec le temps de façon exponentielle.

Un artefact de mesure lié à une dérive du signal dans le temps est l'hypothèse la plus probable pour expliquer l'évolution continue de la déformation axiale mesurée avec le LVDT. Cette hypothèse semble d'autant plus réaliste que l'on observe une dérive du signal LVDT avant l'étalonnage.

1. Ces essais sont présentés en détail dans la section suivante

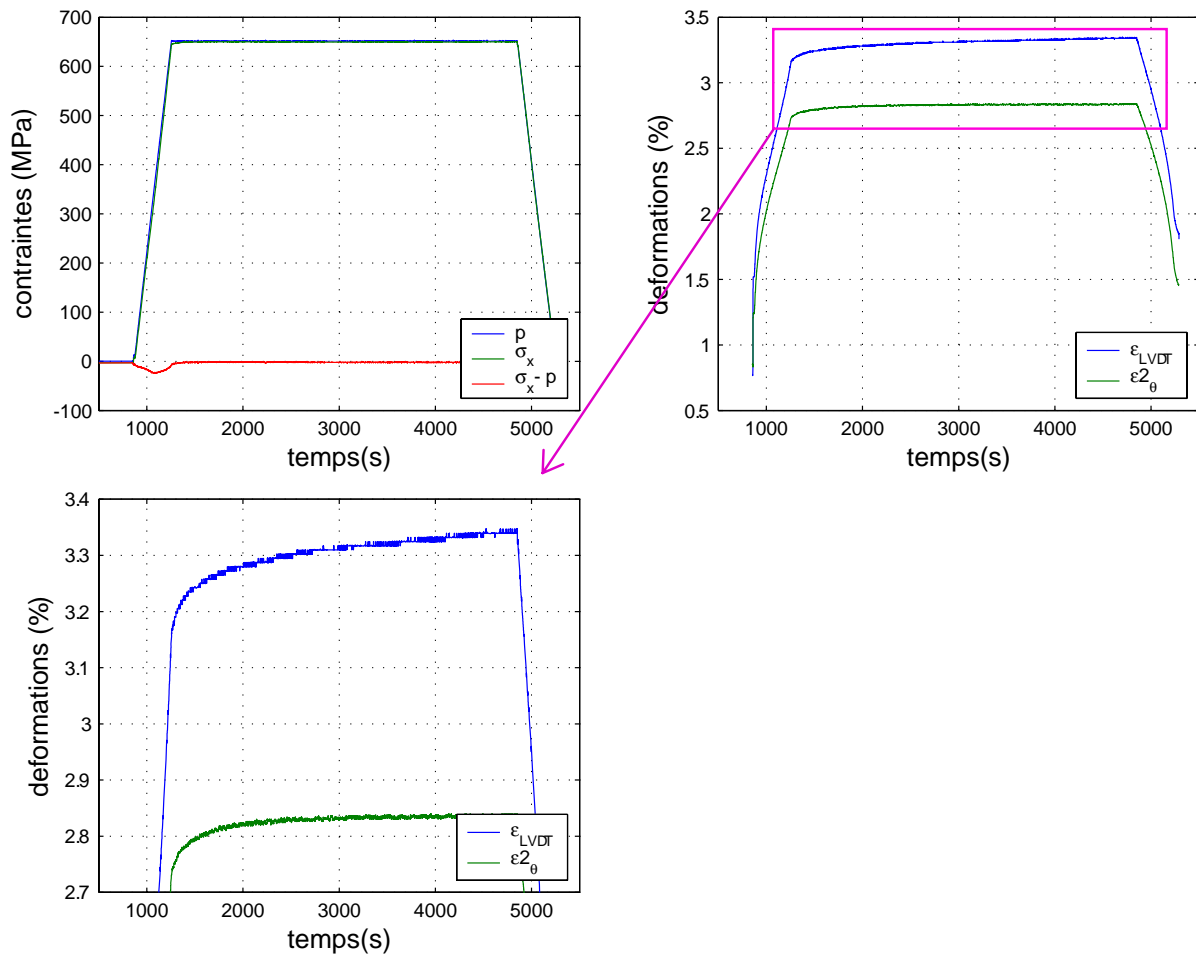


FIG. 3.6 – *Fluage*: contraintes (à gauche), déformations (à droite) et zoom des déformations (en bas) en fonction du temps

Compte tenu des résultats obtenus, on peut affirmer que le fluage est un phénomène négligeable vis-à-vis de l'amplitude des déformations atteintes lors d'un essai. Au bout d'une heure, la déformation de fluage ne représente que 1% de la valeur de la déformation circonférentielle et environ 3% de la valeur de la jauge axiale. Ce résultats aurait certainement été différent si le matériau n'avait pas été testé de manière cyclique. Il donne cependant un bon ordre de grandeur du phénomène.

3.2 ESSAIS TRIAXIAUX

Un test triaxial consiste à appliquer une contrainte hydrostatique autour de l'échantillon, jusqu'à obtenir une pression donnée. On impose ensuite un déplacement du vérin axial à vitesse constante, en maintenant la pression de confinement constante. La phase de décharge est symétrique par rapport à la phase de charge. La vitesse de montée en pression est de 100 MPa.min^{-1} , et la vitesse de déplacement du vérin principal est de $5 \mu\text{m.s}^{-1}$. On rappelle que la contrainte axiale de compression et la pression sont définies positives. En terme de déformations, les contractions sont définies positives et donc les extensions négatives.

Cinq tests triaxiaux ont été réalisés à des pressions de confinement de 50, 100, 200, 500 et 650 MPa (Gabet et al. (2006)). D'autres essais ont été réalisés à d'autres pressions de confinement mais n'ont pas été présentés du fait d'une trop grande difficulté de traitement ou d'un manque conséquent de mesures exploitables. La figure 3.7 présente les chemins de sollicitations triaxiales dans l'espace des contraintes $(\sigma_m; q)$, où p est la pression de confinement, σ_x la contrainte axiale, $\sigma_m = (\sigma_x + 2p)/3$ la contrainte moyenne et $q = \sigma_x - p$ le déviateur des contraintes.

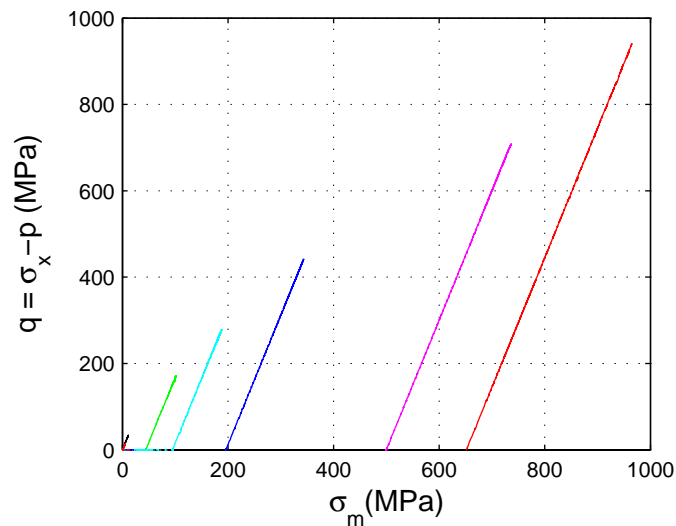


FIG. 3.7 – Essais triaxiaux dans l'espace des contraintes $(\sigma_m; q)$

Dans cette section, les résultats des deux essais triaxiaux à 650 Mpa de pression sont comparés pour mettre en évidence la reproductibilité des essais. L'ensemble des résultats des essais triaxiaux sont ensuite présentés pour mettre en évidence l'influence du confinement sur le comportement uniaxial du béton.

3.2.1 Essai de compression simple

L'essai de compression simple peut être considéré comme un essai triaxial, avec une pression de confinement nulle. Les résultats présentés sont ceux d'un essai réalisé par le biais d'un autre dispositif expérimental (Vu (2007)). Cet essai est effectué sur un échantillon conservé à l'air libre, 28 jours après la confection du béton. La figure 3.8 présente

les résultats, avec respectivement la contrainte axiale (σ_x) en fonction des déformations axiales (ε_x) et circonférentielles (ε_θ).

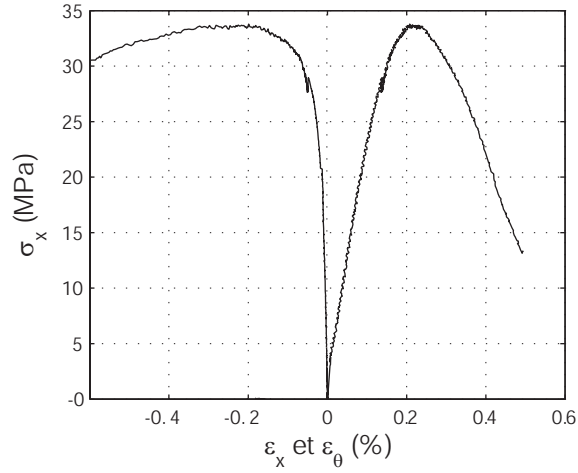


FIG. 3.8 – Compression simple : courbes ($\sigma_x; \varepsilon_x$) et ($\sigma_x; \varepsilon_\theta$)

Ces résultats donnent une idée du comportement du béton R30A7 en compression simple. On peut en déduire le module de Young, la contrainte maximale à rupture et le coefficient de Poisson. Le module de Young et le coefficient de Poisson sont déterminé à partir des modules tangents des droites des moindres carrés prenant en compte les points situés entre 0 et 27 MPa. Les valeurs obtenues sont présentées dans le tableau 3.2.

Contrainte à rupture (σ_{max})	34 MPa
module de Young (E)	26 GPa
coefficient de Poisson (ν)	0,21

TAB. 3.2 – Caractéristiques uniaxiales du béton R30A7 établies à partir d'un essai de compression simple

3.2.2 Résultats d'essais triaxiaux

les résultats des essais triaxiaux sont présentés de manière succincte dans ce paragraphe en terme de courbes contrainte-déformations et de courbes de comportement volumique sur les figures 3.9, 3.10, 3.11 et 3.12. Leur analyse est effectuée dans le paragraphe 3.2.4.

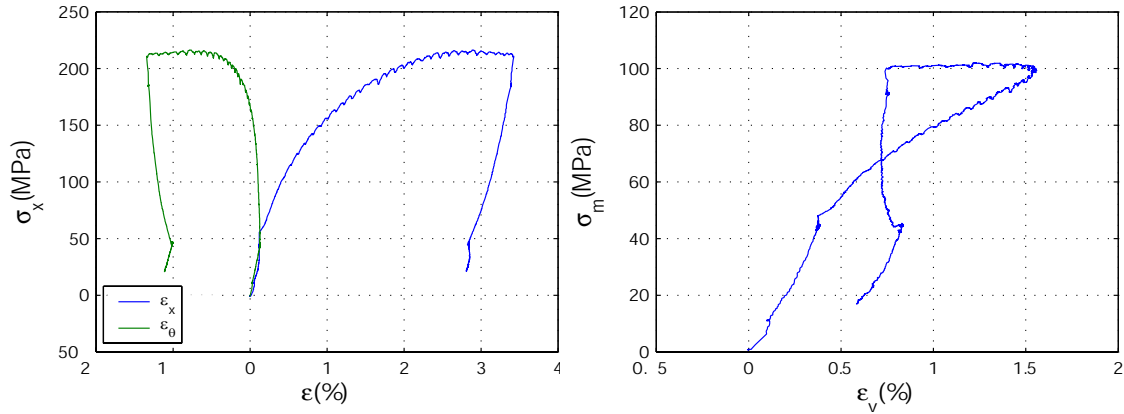


FIG. 3.9 – TRX50: Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)

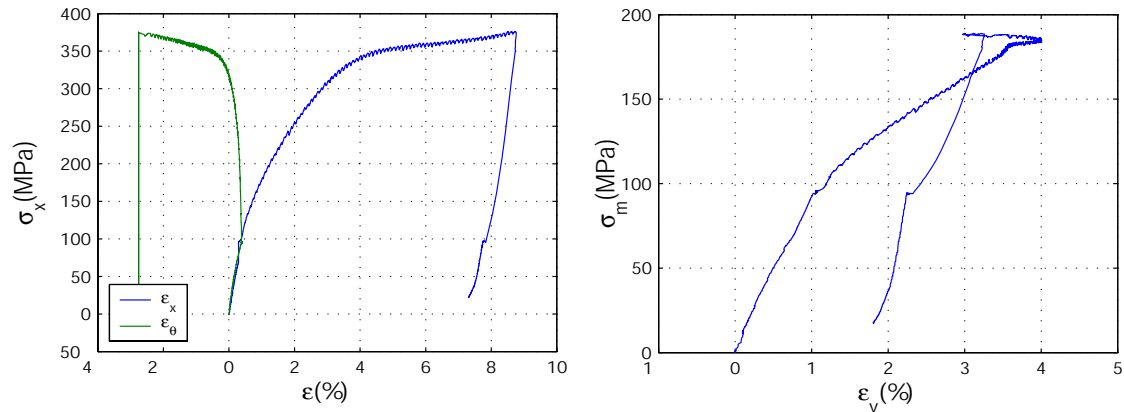


FIG. 3.10 – TRX100: Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)

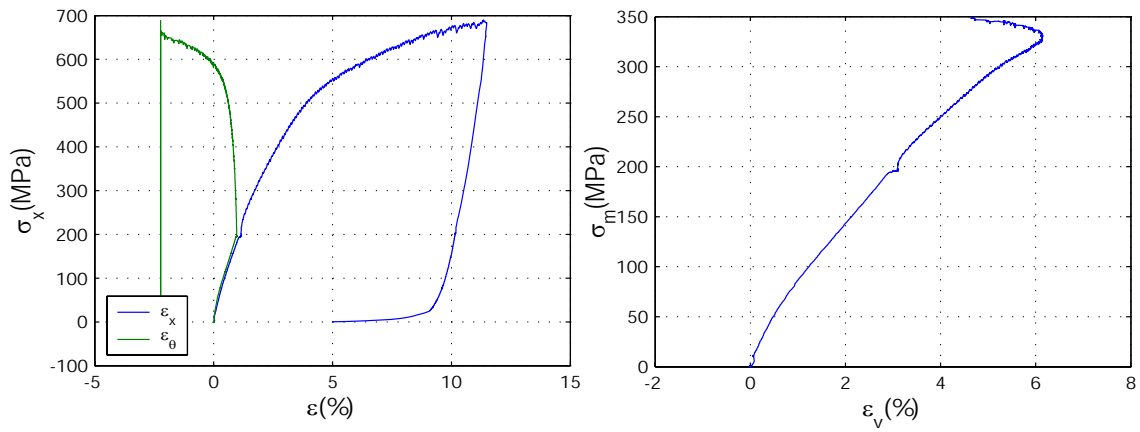


FIG. 3.11 – *TRX200*: Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)

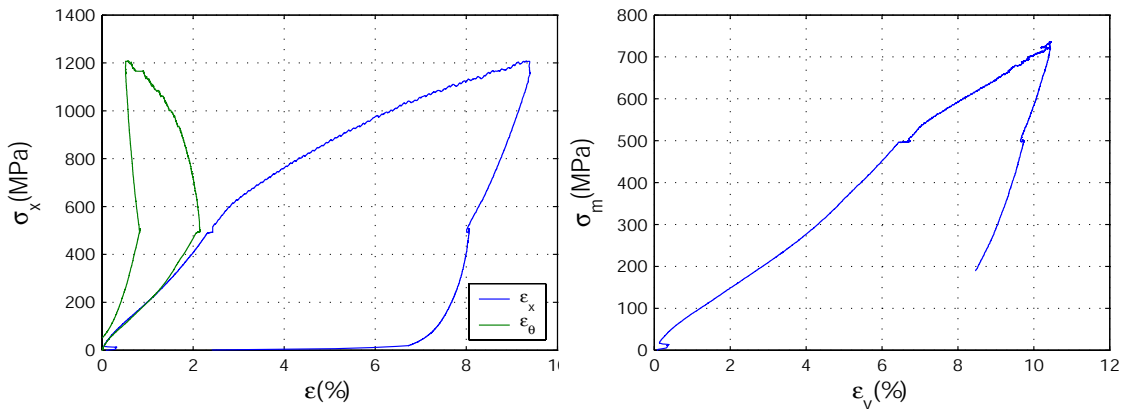


FIG. 3.12 – *TRX500*: Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)

3.2.3 Comparaison des deux essais TRX650n1 et TRX650n2

Les figures 3.13 présentent la comparaison des courbes contrainte-déformations (à gauche) et de comportement volumique (à droite) des essais triaxiaux TRX650n1 et TRX650n2. Les figures 3.14 présentent la phase hydrostatique (à gauche) et la phase déviatoire (à droite) des courbes contrainte-déformations. Les courbes contrainte-déformations montrent une bonne cohérence des signaux, particulièrement si l'on néglige le comportement défaillant du LVDT (TRX650n2) en début de phase hydrostatique et la dérive du signal de la jauge circonférentielle (TRX650n1) en fin de phase hydrostatique. La phase déviatoire montre une bonne cohérence de l'intégralité des signaux, avec un comportement légèrement plus raide de l'échantillon TRX650n1.

Le comportement volumique des deux échantillons (figure 3.13 droite) est difficilement comparable en phase hydrostatique du fait de la défaillance d'une partie des signaux. En début de phase déviatoire, les courbes sont parallèles. L'apparition de la perturbation des signaux sur les courbes se manifeste pour des niveaux de sollicitations proches sur les deux courbes. À la fin du chargement triaxial, on observe pour l'essai trx650n1 une importante perturbation des signaux sans variation de pente notable alors que l'essai trx650n2 met

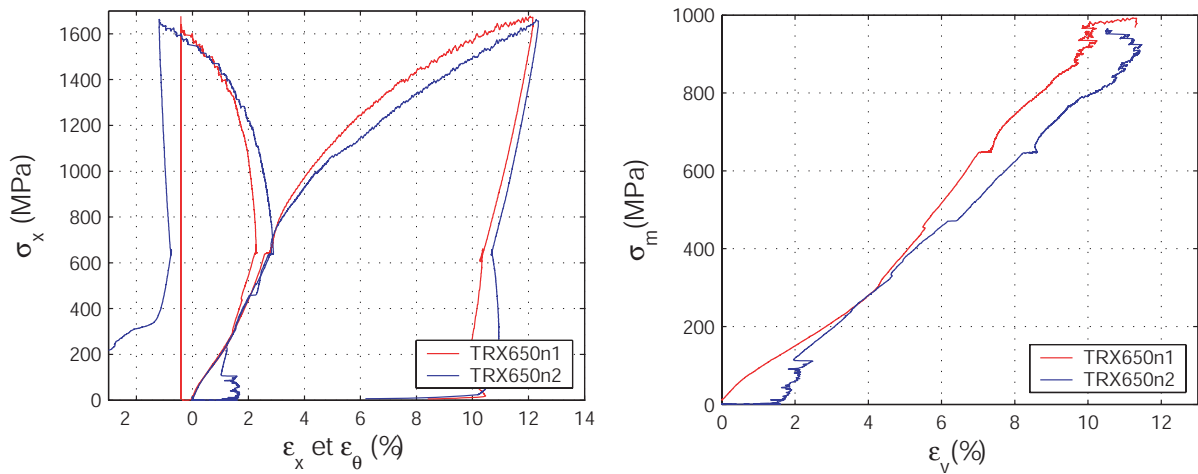


FIG. 3.13 – *TRX650n1 et n2: Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)*

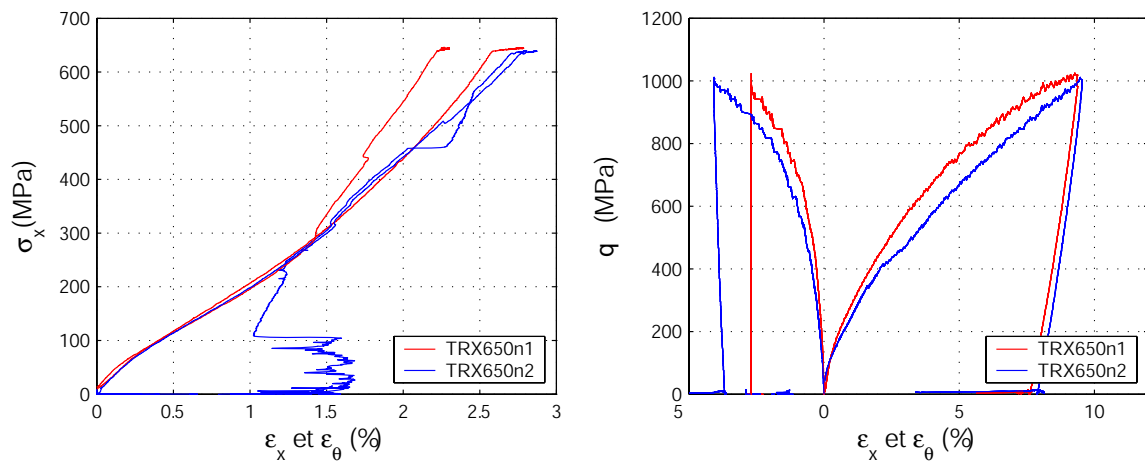


FIG. 3.14 – *TRX650n1 et TRX650n2: phase de chargement hydrostatique (à gauche) et déviatoire (à droite)*

en évidence une transition d'un état de compaction à un état de dilatation nettement plus marquée. À ces niveaux de chargement, les échantillons semblent être soumis à de fortes contraintes locales responsables d'une certaine dispersion des signaux des jauges. Or ceux-ci interviennent dans le calcul de la déformation volumique ($\varepsilon_v = \varepsilon_x + 2\varepsilon_\theta$), ce qui explique la dispersion des réponses volumiques.

Lors de la comparaison de tous les essais, l'essai présenté est l'essai TRX650n2. Afin de rendre les graphiques plus lisibles, la déformation axiale défaillante fournie par le LVDT en phase hydrostatique a été remplacée par la déformation circonférentielle fournie par la jauge. On fait ici l'hypothèse que l'essai est isotrope en phase hydrostatique.

3.2.4 Comparaison de tous les essais triaxiaux

Cette comparaison permet de dégager les grandes caractéristiques de la réponse du béton sous chargement uniaxial confiné. Les figures 3.15 de gauche et de droite présentent respectivement la comparaison des courbes contrainte-déformations et des courbes de comportement volumique. Les figures 3.16 de gauche et de droite présentent séparément les phases hydrostatiques et déviatoires des essais en terme de courbes contrainte-déformations.

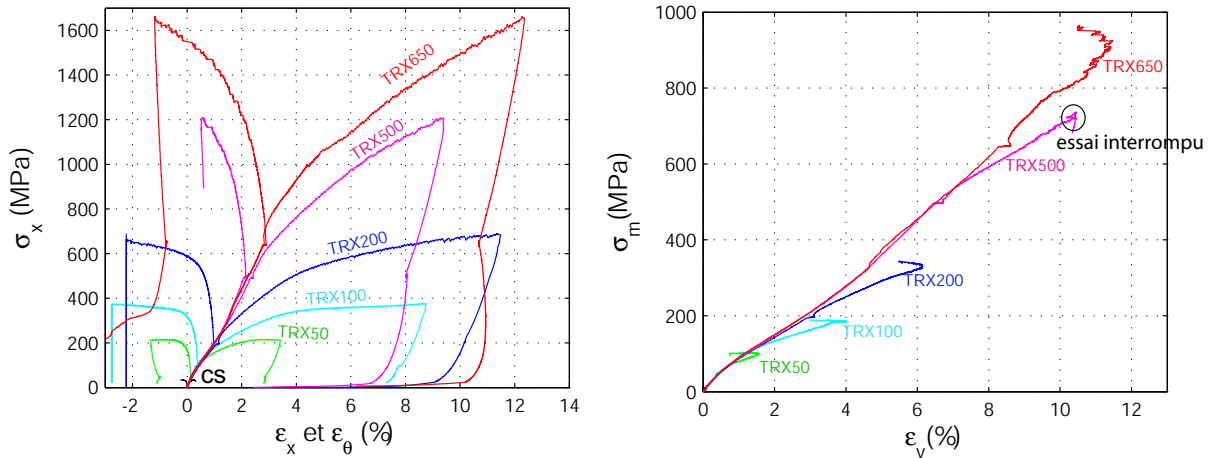


FIG. 3.15 – Essais triaxiaux : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbes de comportement volumique (à droite)

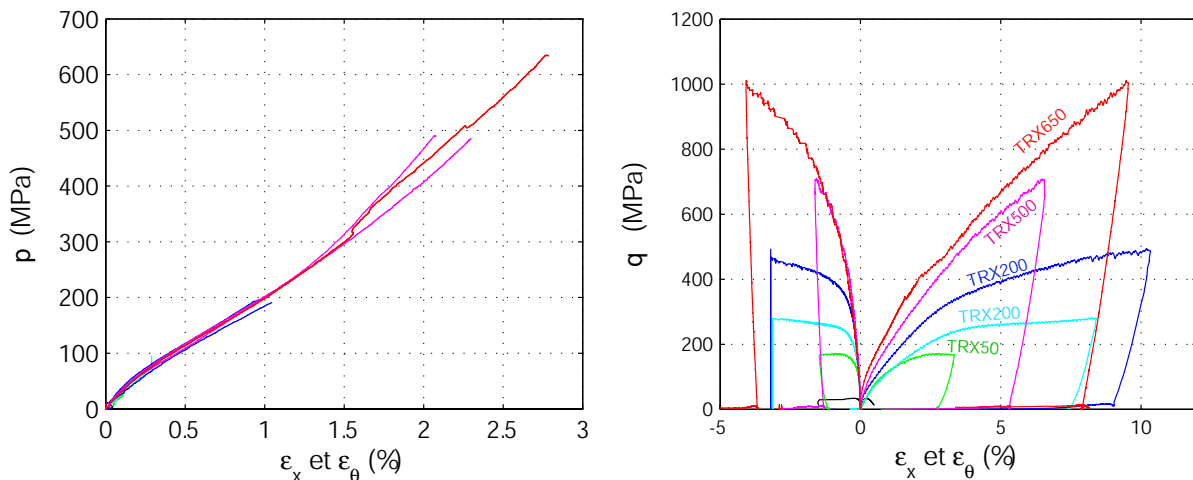


FIG. 3.16 – Essais triaxiaux : Phases hydrostatiques (à gauche) et déviatoires (à droite)

On remarque que la capacité de chargement du béton augmente de manière significative avec la pression de confinement. À 650 MPa de confinement, le béton peut supporter un déviateur de 1000 MPa, alors que sa résistance à compression simple est de l'ordre de 35 MPa, soit un déviateur des contraintes trente fois inférieur.

Phase hydrostatique des essais

Durant la phase hydrostatique des tests, tous les échantillons suivent une même courbe contrainte-déformation, ce qui montre une bonne reproductibilité des essais et ceci malgré le fait que les échantillons proviennent de blocs différents, coulés à des dates différentes. Ceci montre que les procédures de réalisation du béton et de préparation des échantillons aux différents essais sont pertinentes. Sur la plupart des essais effectués, la déformation axiale et la déformation circonférentielle sont identiques durant la phase hydrostatique, ce qui permet d'affirmer que le béton est isotrope. Enfin, le fait que la mesure du LVDT, qui est une mesure de déformation moyenne, soit identique à celle des jauges, qui est une mesure locale, indique que le béton étudié est aussi homogène. Ce matériau peut donc être considéré comme un matériau reproductible, homogène et isotrope.

La courbe de comportement volumique est d'un point de vue qualitatif similaire à celles que l'on a pu rencontrer dans la littérature (Burlion (1997); Schmidt (2003); Warren et al. (2004)). Elle met en évidence le processus de compaction du béton, caractérisé par une phase plus ou moins linéaire (peu visible) suivie d'une diminution du module tangent. Un point d'inflexion, situé aux alentours de 200 *MPa* marque la transition vers une augmentation progressive de ce même module.

Phase déviatoire des essais

La figure 3.16 de droite montre que le comportement uniaxial déviatoire du béton dépend fortement de la pression de confinement appliquée autour de l'échantillon. Plus la pression est élevée, plus le déviateur maximum atteint est important. On peut aussi remarquer un raidissement du matériau avec la contrainte de confinement qui se caractérise par un module tangent plus élevé à déformation donnée. Ce phénomène peut s'expliquer par une augmentation de la densité du matériau avec la diminution du volume de l'échantillon. Cette figure montre aussi une évolution du comportement limite avec la pression de confinement. Pour l'essai de compression simple, la contrainte semble chuter assez rapidement une fois le pic de contrainte atteint. Pour l'essai TRX50, un pic de contrainte est atteint, on observe ensuite une très légère baisse de contrainte avant l'arrêt du chargement. Les courbes de l'essai TRX200 semblent atteindre un plateau en fin d'essai et non un pic comme les deux essais précédents. Les courbes contrainte-déformations des essais TRX500 et TRX650 n'atteignent pas de niveau de contrainte maximal avant la décharge, mais voient leur module tangent diminuer progressivement.

Si l'on considère les courbes de comportement volumique (figure 3.15 de droite), on observe pour chaque essai une variation du module tangent avec le commencement de la phase déviatoire. Cette diminution du module semble cependant être d'autant moins marquée que la pression de confinement est élevée. On peut donc affirmer que la présence de contraintes déviatoires (associées à du cisaillement dans la structure) accentue la compaction. Plus le rapport du déviateur des contraintes sur la contrainte moyenne est élevé, plus le module tangent est faible, et plus la compaction est importante.

Ces courbes mettent aussi en évidence une évolution du comportement limite de l'échantillon avec le confinement. L'ensemble des courbes montre en fin de chargement une transition contraction-dilatation, excepté pour l'essai TRX500. Cet état de dilatation est toujours atteint avant le seuil de contrainte, lorsque celui-ci existe. Il semble que plus la contrainte de confinement est élevée, plus la différence entre la contrainte maximale et la contrainte à dilatation est grande.

Comme beaucoup d'autres géomatériaux, le comportement déviatoire du béton est très fortement dépendant des contraintes isotropes appliquées.

3.3 ESSAIS PROPORTIONNELS

Un test proportionnel consiste à imposer un déplacement du vérin axial à vitesse constante, en maintenant la pression de confinement proportionnelle à la contrainte axiale par le biais d'un asservissement de la machine : $p = k\sigma_x$. Cette contrainte axiale est calculée à partir de la mesure de la force axiale fournie par le capteur de force. La vitesse de déplacement du vérin principal est de $5 \mu m.s^{-1}$.

Quatre essais proportionnels ont été effectués avec des coefficients de proportionnalité de 0,2 ; 0,3 ; 0,35 ; 0,5 (Gabet et al. (2006)). Ces essais sont comparés à l'essai de compression simple et à un essai de compression hydrostatique, représentant respectivement des essais proportionnels à $k=0$ et $k=1$. Les chemins de chargement sont présentés sur la figure 3.17 dans l'espace des contraintes $(\sigma_m; q)$, avec σ_m la contrainte moyenne et q le déviateur des contraintes ($q = \sigma_x - p$).

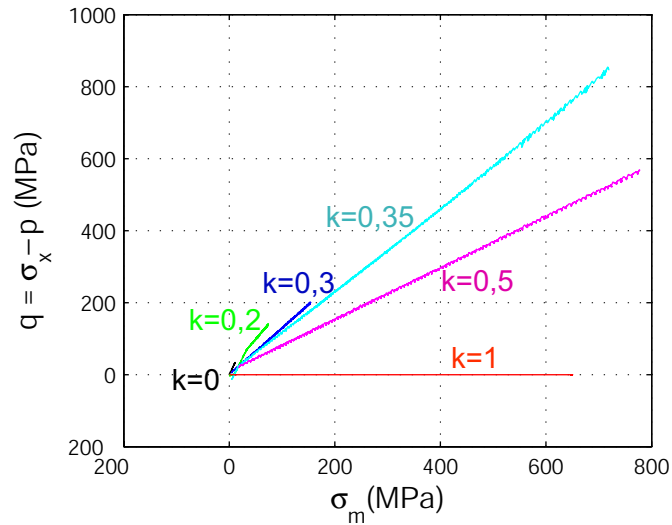


FIG. 3.17 – Essais proportionnels dans l'espace des contraintes $(\sigma_m; q)$

3.3.1 Résultats des essais proportionnels

Les résultats des essais proportionnels sont présentés de manière succincte dans ce paragraphe en terme de courbes contrainte-déformations et de courbes de comportement volumique sur les figures 3.18, 3.19, 3.20 et 3.21. Ils sont présentés de manière détaillée en annexe C, leur analyse est effectuée dans le paragraphe 3.3.2.

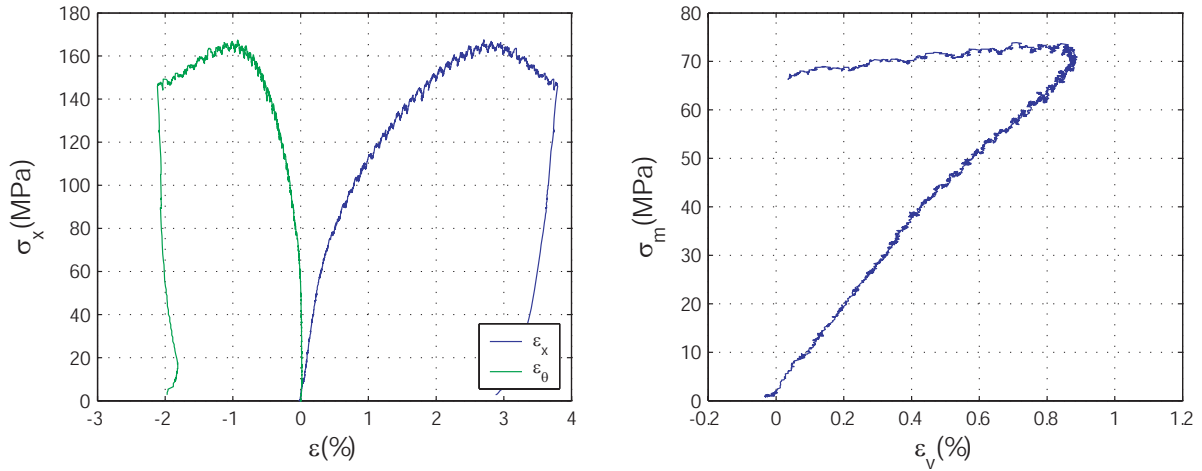


FIG. 3.18 – PRP02: Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)

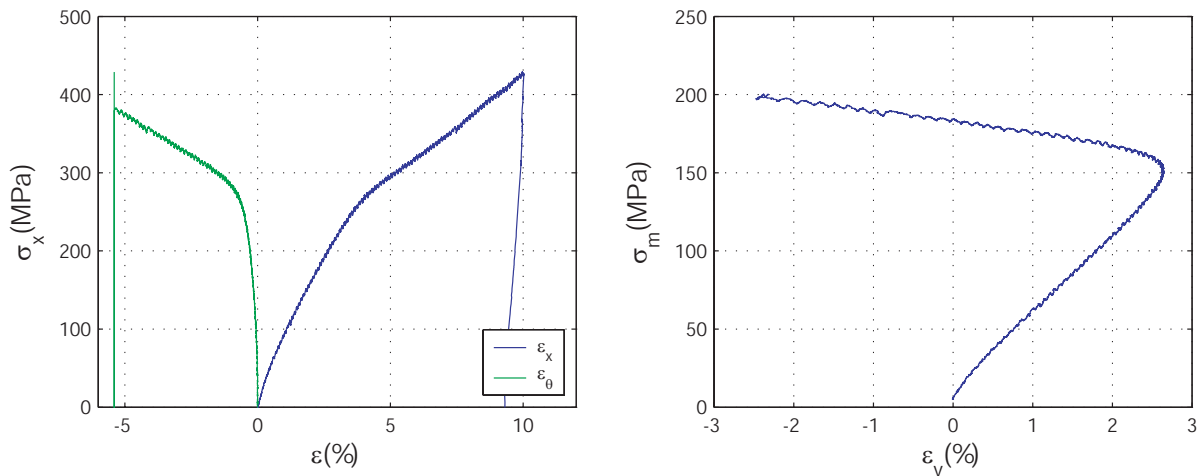


FIG. 3.19 – PRP03: Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)

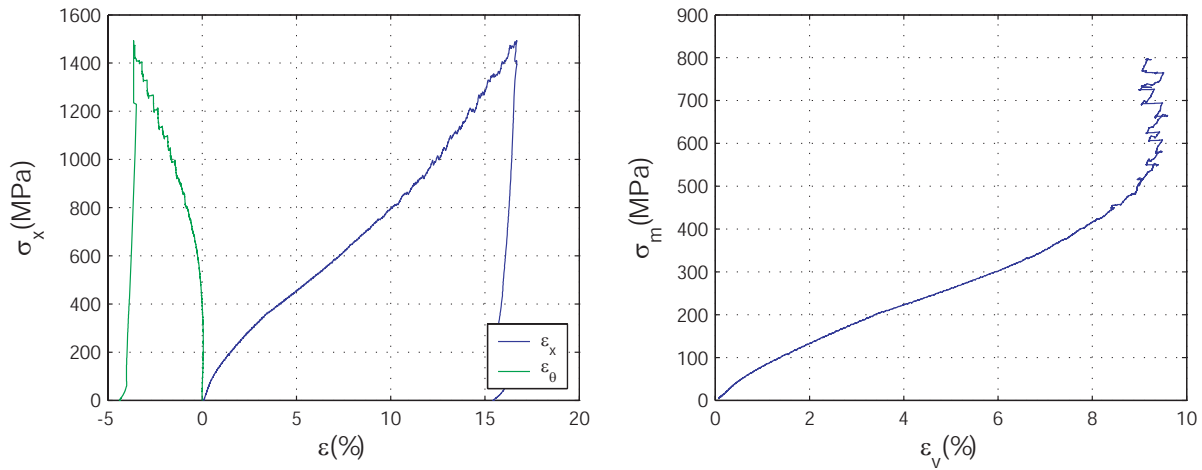


FIG. 3.20 – PRP035 : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)

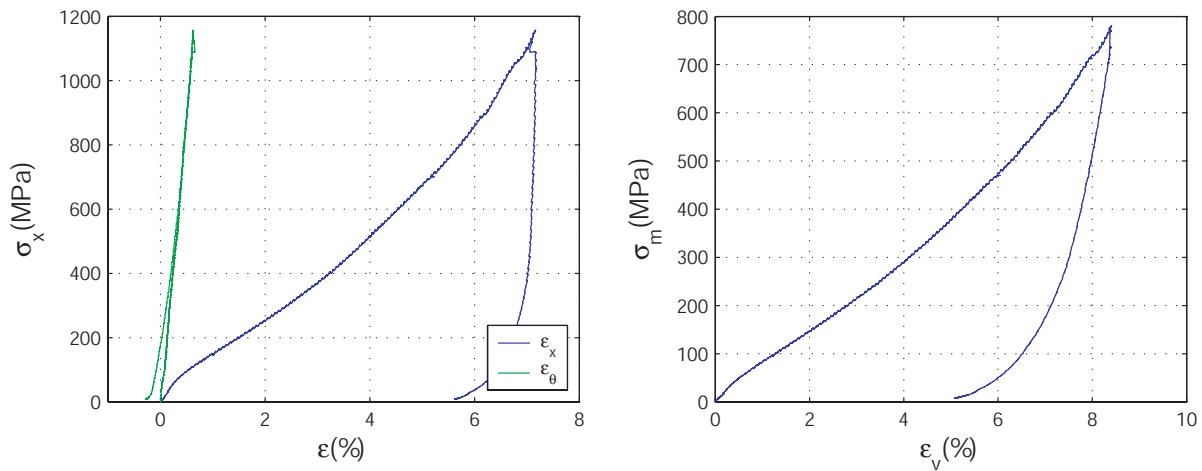


FIG. 3.21 – PRP05 : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)

3.3.2 Comparaison des essais proportionnels

Les figures 3.22 de gauche et de droite présentent les résultats de l'ensemble des essais proportionnels réalisés en terme de courbes contrainte-déformations et de courbe de comportement volumique.

Courbes contrainte-déformations

Les courbes contrainte-déformations tendent à montrer que la résistance du matériau augmente de manière significative avec k entre $k = 0$ et $k = 0,35^2$. Si l'on s'intéresse aux courbes de déformation axiale, on remarque qu'à déformation axiale donnée, le niveau de

2. Concernant l'essai à $k = 0,5$, le chargement maximal atteint ne correspond pas au chargement limite du béton mais à la charge maximale supportée par la machine. En effet, une contrainte axiale de 1200 MPa correspond à une pression de confinement de 600 MPa, ce qui est une valeur très proche de la pression maximale admissible pour ce type d'essai.

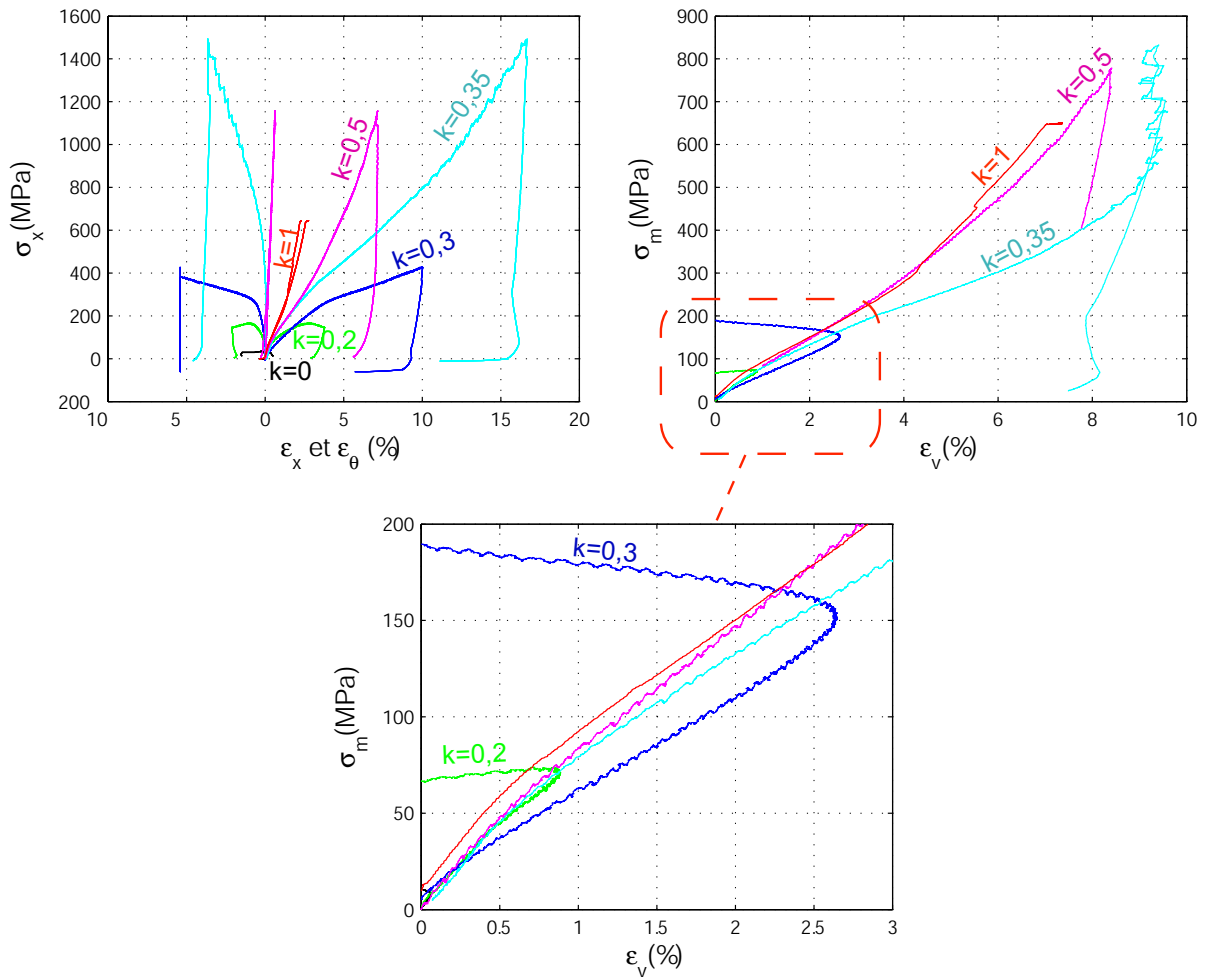


FIG. 3.22 – Essais proportionnels : Courbes contrainte-déformations (à gauche), de comportement volumique (à droite) et zoom du comportement volumique (en bas)

contrainte ainsi que la pente augmentent avec le rapport de proportionnalité. La forme de chaque courbe dépend aussi de k . En effet, pour $k = 0$ et $k = 0,2$, le module tangent ne fait que diminuer. L'essai proportionnel à $k = 0,3$ représente l'essai de transition pour lequel on voit apparaître un point d'inflexion suivi d'une augmentation du module tangent.

Si l'on s'intéresse aux courbes de déformation circconférentielle, on observe aussi un raidissement des courbes avec k , $k = 0,35$ étant le coefficient à partir duquel la déformation circconférentielle reste contractante au cours du chargement.

Courbes de comportement volumique

Tous ces tests mettent en évidence un processus de compaction, qui paraît d'autant plus important que la valeur de k est faible. On peut affirmer de nouveau que les contraintes déviatoires, que l'on associe aux contraintes de cisaillement, accentuent le processus de compaction.

États limites

L'augmentation de k fait aussi évoluer les états limites rencontrés lors des différents essais. Pour l'essai à $k = 0,2$, on rencontre deux états limites différents : un pic de contraction immédiatement suivi d'un pic de contrainte. Pour l'essai à $k = 0,3$, on observe une transition contraction-dilatation, mais aucun pic ou maximum de contrainte n'est atteint. Pour l'essai à $k = 0,5$, aucun état limite n'est clairement atteint. D'un point de vue qualitatif, la réponse du béton semble relativement proche de celle d'un essai hydrostatique.

L'essai $k = 0,35$ représente un essai de transition en terme d'état limite. En fin de chargement, l'augmentation de la contrainte moyenne s'effectue à volume constant. Par ailleurs, on observe une forte perturbation du signal. Cet état limite particulier a déjà été rencontré lors de l'essai TRX650n1, mais paraissait être une transition contraction-dilatation contrariée par les défauts de mesure. Pour l'essai PRP035, la tendance à la dilatation n'est pas visible. Une discussion plus approfondie sur les états limites rencontrés est présentée dans le chapitre 4.

Conclusion

On retrouve les mêmes caractéristiques de comportement que lors de l'analyse de la réponse du béton soumis à un chargement triaxial, avec une forte augmentation des capacités de chargement des échantillons lorsque le coefficient de proportionnalité est élevé (ce qui correspond à un rapport de la contrainte hydrostatiques sur la contrainte moyenne élevé). On observe aussi un raidissement du béton et une compaction plus faible avec l'augmentation de k , ce qui montre que les contraintes de cisaillement augmentent la compaction et amènent plus vite à la ruine du béton.

Les états limites évoluent avec l'augmentation de k . Pour des valeurs de k égales à 0,2 et 0,3, on observe respectivement un pic de contrainte et une variation du module tangent. Ces deux états limites sont associés à une transition contraction-dilatation sur la courbe de comportement volumique. L'essai proportionnel à $k = 0,35$ semble être l'essai de transition au delà duquel aucun état limite n'apparaît, conduisant alors à un raidissement progressif du comportement de l'échantillon avec l'augmentation du niveau de sollicitation.

3.4 ESSAIS D'EXTENSION

L'essai d'extension consiste à solliciter l'échantillon de façon hydrostatique, puis à relâcher la contrainte axiale en maintenant la contrainte latérale constante. Lors de la phase d'extension, le déviateur diminue. Trois essais d'extension ont été réalisés sur trois échantillons différents. Le premier essai d'extension à 400 MPa de confinement n'a pas fonctionné. On a observé une chute du déviateur quelque temps après le début de la phase d'extension, correspondant à une perte d'étanchéité au niveau de l'enclume mettant fin à cette phase d'extension. Le deuxième essai d'extension à 450 MPa de confinement a été effectué avec le même échantillon. Le troisième essai à 200 MPa de confinement a parfaitement fonctionné.

Avant de présenter les essais d'extension, les résultats d'un essai de traction directe est montré. Cet essai peut être considéré comme un essai d'extension avec une contrainte de confinement nulle, de même que l'essai de compression simple est considéré comme un essai de compression triaxiale à confinement nul.

3.4.1 Essai de traction

Spécificités de l'échantillon de traction

L'échantillon a été testé sur une presse triaxiale de moins grande capacité qui permet de faire de la traction directe et de la traction confinée. Il est constitué du même béton R30A7 et a été usiné selon le même protocole que les autres échantillons, mais ses dimensions sont différentes ($\phi 100 \times 200\text{mm}$). L'échantillon est donc plus grand, mais le rapport L/D est maintenu égal à deux.

La préparation de l'échantillon de traction est légèrement différente. Un traitement de surface au mortier au niveau de la zone de collage des jauges est suffisant pour éliminer les porosités de surface et assurer un bon collage. La particularité de ces essais est qu'il faut coller l'échantillon aux deux enclumes, sans quoi la traction est impossible. Après avoir usiné un réseau de fentes de 1 mm de profondeur au niveau des surfaces planes de l'échantillon, on colle les enclumes grâce à une colle époxy de type Sikadur 30 de la marque Sika.

Instrumentation de l'essai

Un capteur de force axiale permet d'obtenir la contrainte axiale sur l'échantillon. Deux jauges axiales et deux jauges circonférentielles permettent d'obtenir les déformations (figure 3.23).

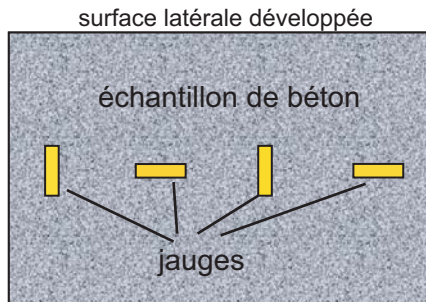


FIG. 3.23 – Essai de traction : position des jauges sur la surface latérale développée de l'échantillon

Résultats de l'essai de traction

La figure 3.24 gauche présente la contrainte axiale en fonction du temps. La figure 3.24 droite présente les différents signaux de déformation en fonction du temps. Les jauges 1 et 2 donnent la déformation axiale, les jauges 3 et 4 la déformation circonférentielle.

À la fin de l'essai, les signaux des jauges 1 et 4 partent à l'infini. Le démontage de l'échantillon met en évidence la présence d'une fissure horizontale passant par ces deux jauges. Les jauges 2 et 3 restent en bon état après essai.

La figure 3.25 présente la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale et de la déformation circonférentielles. La déformation axiale est définie comme la moyenne des signaux des jauges 1 et 2 et la déformation circonférentielle est définie comme la moyenne des jauges 3 et 4.

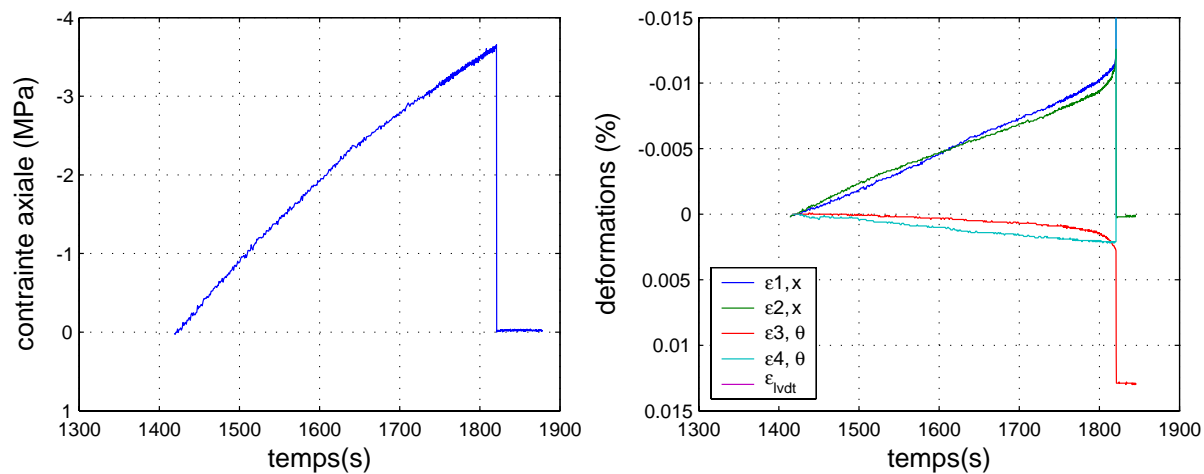


FIG. 3.24 – *Essai de traction : Contrainte axiale (à gauche) et déformations (à droite) en fonction du temps*

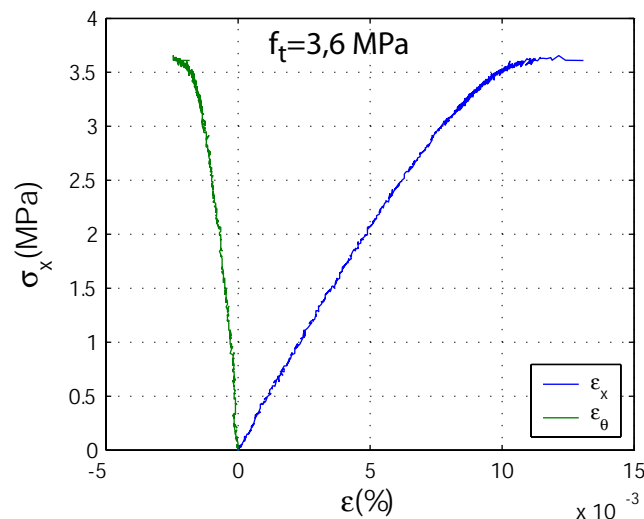


FIG. 3.25 – *Essai de traction : Contrainte axiale en fonction de la déformation axiale et de la déformation circonférentielle*

Cet essai nous donne un bon ordre d'idée de la résistance en traction du béton. D'autres essais de traction directe et de flexion permettront de caractériser de manière précise la résistance en traction.

Correction du signal LVDT pour les essais d'extension

Les enclumes d'extension sont différentes de celles utilisées pour les essais triaxiaux et proportionnels. Elles se déforment différemment pour un état de sollicitation donné. Les coefficients de pression et de force, qui permettent de soustraire les déformations axiales des enclumes du signal du LVDT, doivent donc être modifiés.

Les nouveaux coefficients ont été déterminés grâce aux résultats de l'essai EXT200, dont les résultats sont présentés dans le paragraphe suivant. Le nouveau coefficient de pression a été évalué de telle sorte que la courbe de comportement volumique de la phase hydro-

statique de l'essai d'extension soit la même que la courbe hydrostatique moyenne obtenue lors des essais triaxiaux. Pour une contrainte moyenne σ_m de 200 MPa, la déformation volumique est de 3%, ce qui correspond à un coefficient de pression $k_p = 0,8 \cdot 10^{-3} \text{ mm/bar}$ (équation 2.15, page 79).

Le matériau utilisé pour les enclumes est un acier à haute résistance, dont le module d'élasticité est trois fois moins important que celui du carbure de tungstène. Les enclumes sont 20% moins hautes, mais un peu plus massives. Le coefficient k_d est évalué au double de la valeur utilisée pour les essais triaxiaux, soit $k_d \approx 12 \cdot 10^{-5} \text{ mm/kN}$.

Ces nouveaux coefficients sont validés à partir de l'essai d'extension EXT200 présenté sur la figure 3.26, la contrainte axiale est exprimée en fonction des déformations issues des signaux de la jauge axiale, des jauges circonférentielles et du LVDT corrigé avec les nouveaux coefficients. Lors de la montée hydrostatique, la déformation donnée par

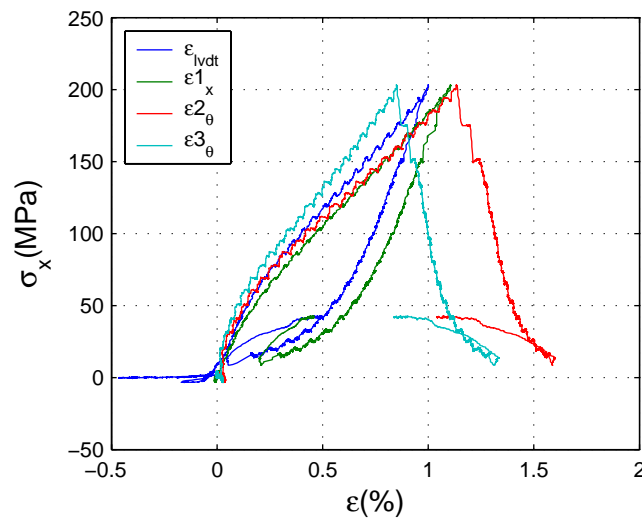


FIG. 3.26 – EXT200 : Comparaison des signaux des jauges et du LVDT

le LVDT est égale à la moyenne des deux déformations circonférentielles et légèrement plus faible que la déformation axiale de la jauge 1. Lors de la phase d'extension, les déformations axiales du LVDT et de la jauge 1 sont parallèles.

3.4.2 Essai d'extension à $p=200$ MPa

Les figures 3.27 de gauche et de droite présentent respectivement la contrainte axiale en fonction des déformations axiales et circonférentielles et la courbe de comportement volumique. La courbe de montée hydrostatique est tout à fait comparable à celles des différents essais triaxiaux et les déformations axiales et circonférentielles sont cohérentes. La phase d'extension fait apparaître une extension axiale et une contraction circonférentielle de l'échantillon, ce qui est l'inverse de ce qui est observé pour un essai triaxial classique. En fin de chargement, les courbes contrainte-déformations montrent une baisse progressive de leur module tangent, qui semble tendre vers un plateau. Aux alentours de 15 MPa de contrainte axiale, soit -185 MPa de déviateur, la courbe semble très proche du seuil de contrainte. Cet état de chargement en fin d'essai sera donc considéré comme un seuil de contrainte.

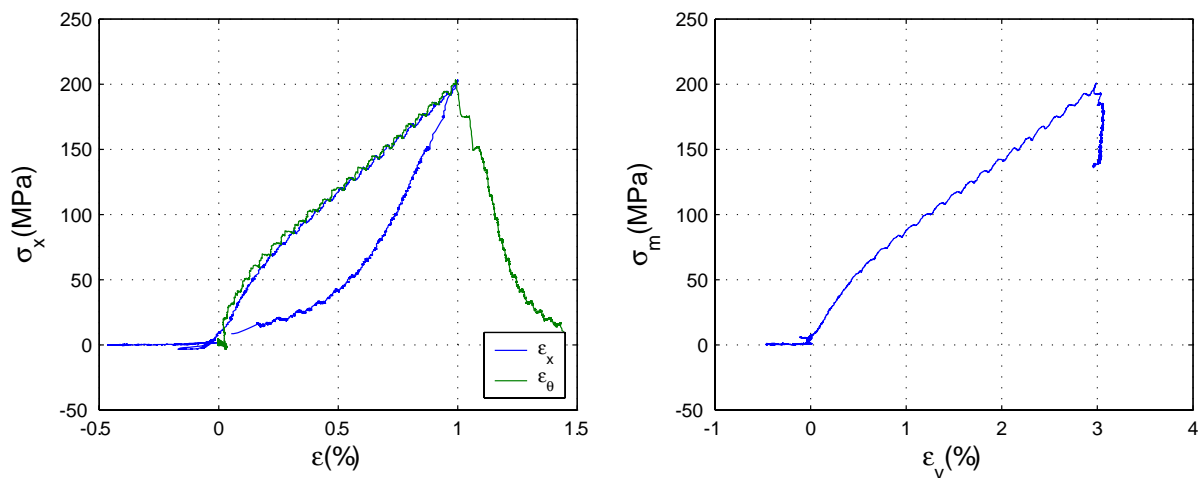


FIG. 3.27 – EXT200: Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)

La courbe de comportement volumique montre lors de la phase d'extension une baisse de contrainte moyenne à volume constant (figure 3.27 de droite). En fin de phase d'extension, le béton montre une légère tendance à la dilatation volumique.

3.4.3 Essai d'extension à $p=450$ MPa

L'échantillon A10-E4 a été utilisé une première fois pour l'essai d'extension à 400 MPa de confinement. La phase d'extension n'ayant jamais commencé, l'échantillon n'a été sollicité qu'en compression hydrostatique. Afin d'éviter que ce premier n'influe sur le comportement en extension, l'échantillon a été sollicité de manière hydrostatique jusqu'à 450 MPa, confinement à partir duquel a commencé l'extension.

Les figures 3.28 gauche et droite présentent les résultats en terme de contraintes et de déformations en fonction du temps.

La contrainte axiale et le déviateur (figure 3.28 de gauche) montrent le bon déroulement de l'essai. La figure 3.28 de droite met en évidence une défaillance du LVDT en phase hydrostatique, celui-ci fonctionnant ensuite parfaitement en phase d'extension³. On observe aussi une divergence des deux mesures de déformations circonférentielles durant la phase hydrostatique.

Le signal du LVDT est par ailleurs parfaitement cohérent avec le signal de jauge axiale lors de la phase d'extension. De même que pour l'essai précédent, on observe une grande différence entre les signaux des deux jauges circonférentielles, ainsi qu'un important bruit de mesure en début d'essai correspondant à la phase de dégazage du fluide de confinement avant le chargement. La jauge axiale définit la mesure de déformation axiale, et la moyenne des jauges circonférentielles définit la mesure de déformation circonférentielle.

3. Des tests ont montrés que l'origine des défaillances du signal du LVDT étaient des court-circuits au niveau des passages étanches des câbles de mesures lors de la montée de la pression dans l'enceinte.

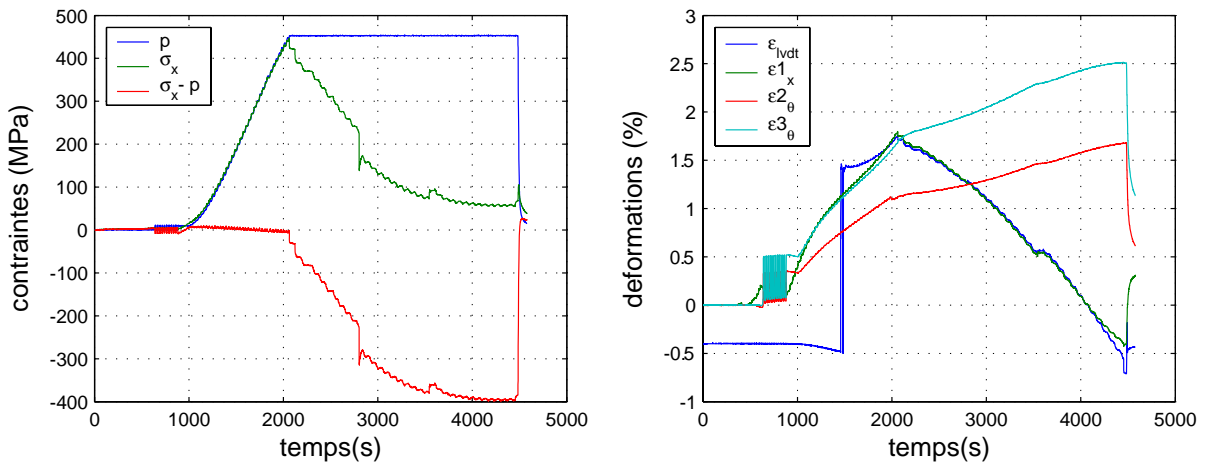


FIG. 3.28 – *EXT450*: Contraintes (à gauche) et déformations (à droite) en fonction du temps

Les figures 3.29 de gauche et de droite présentent respectivement la contrainte axiale en fonction des déformations axiales et circonférentielles et la courbe de comportement volumique. Les phases hydrostatiques et déviatoires des courbes contrainte-déformations sont présentées séparément sur les figures 3.30 de gauche et de droite.

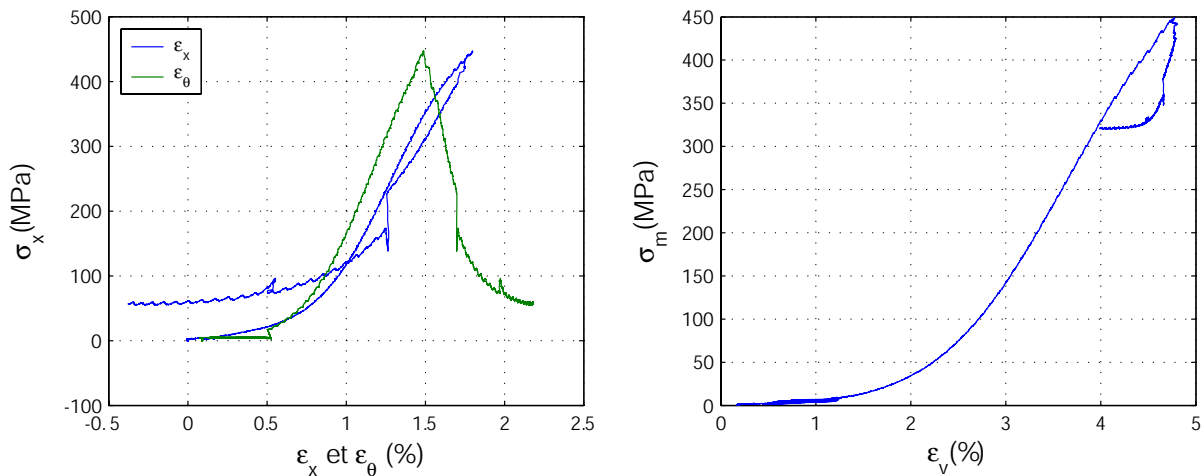


FIG. 3.29 – *EXT450*: Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)

La courbe de comportement durant la phase de chargement hydrostatique n'est pas classique du fait du chargement préalable de l'échantillon à 400 MPa de confinement.

Lors de la phase d'extension, la déformation axiale diminue (allongement de l'échantillon) alors que la déformation radiale augmente. Aux alentours de -250 MPa de contrainte déviatoire, on observe une chute importante du déviateur, difficilement explicable. À la fin de la phase d'extension, les modules tangents des courbes diminuent progressivement jusqu'à atteindre d'un plateau de contrainte à -400 MPa de déviateur (figure 3.30 de droite).

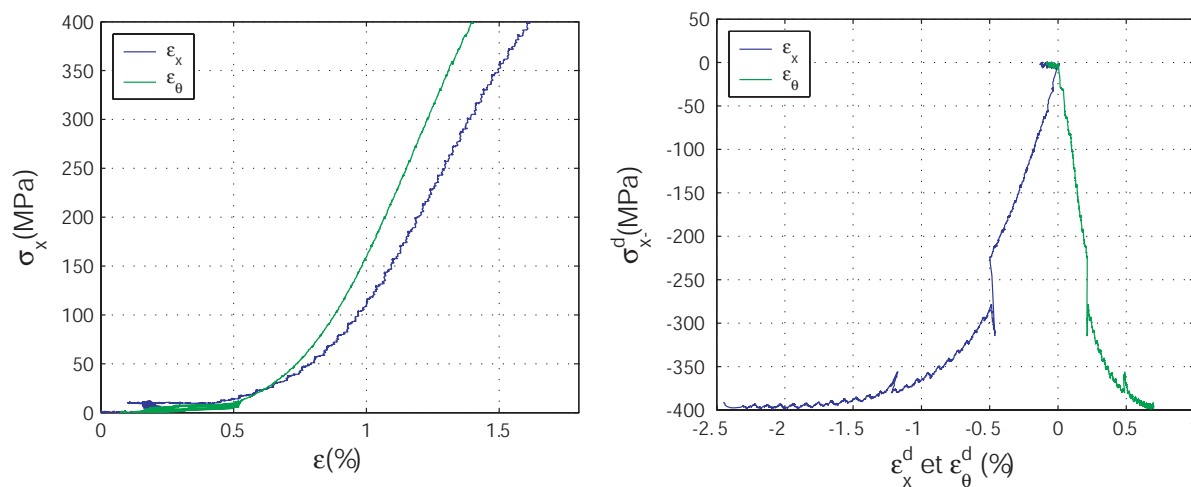


FIG. 3.30 – *EXT450*: phase hydrostatique (à gauche) et phase déviatoire (à droite)

La courbe de comportement volumique montre au début de la phase d'extension une diminution de la contrainte moyenne à volume constant, suivie une dilatation peu marquée (figure 3.29 de droite). En fin d'extension, on atteint un seuil minimum de contrainte. L'échantillon se dilate à contrainte moyenne constante. Le seuil de déviateur est un état limite fréquemment rencontré lors des essais triaxiaux et proportionnels. La transition contraction-dilatation semble ici laisser place à une dilatation marquée lorsqu'on atteint le seuil de contrainte.

Ces résultats préliminaires nécessitent d'être confirmés par d'autres essais.

3.5 ESSAI ŒDOMÉTRIQUE

La technologie de l'essai œdométrique est présentée dans le chapitre 2, section 2.3.3, page 70. L'échantillon est sollicité axialement grâce au vérin axial. La chemise d'acier qui l'entoure empêche les déformations radiales. La pression de confinement est asservie de telle sorte qu'aucune déformation circonférentielle de la surface latérale extérieure de la chemise ne soit possible.

L'essai a lieu dans des conditions quasi-œdométriques. On impose à la surface extérieure de la chemise de ne pas se déformer, mais la surface latérale intérieure le peut. Un calcul d'enveloppe épaisse permet de déterminer les déformations de cette surface intérieure latérale, ainsi que la contrainte latérale sur l'échantillon, en fonction de la pression de confinement.

Aucune jauge n'est collée sur l'échantillon et il n'est pas possible de mettre en place le LVDT sur ce type d'essai. La détermination de la déformation axiale est donc moins précise que pour les autres types d'essais. Le capteur X-ssi est un capteur « machine ». Il mesure le déplacement du vérin axial et permet ainsi d'assurer l'asservissement en vitesse de déplacement. On utilise ce capteur pour déterminer les déformations de l'échantillon, après avoir déterminé et soustrait les déformations de la machine.

3.5.1 Déformation radiale et contrainte latérale

On détermine la contrainte latérale sur la surface latérale σ_L et les déformations radiales de l'échantillon à partir d'un calcul de déformation élastique d'une enveloppe cylindrique épaisse en déformations planes (figure 3.31). On considère une enveloppe épaisse, dont

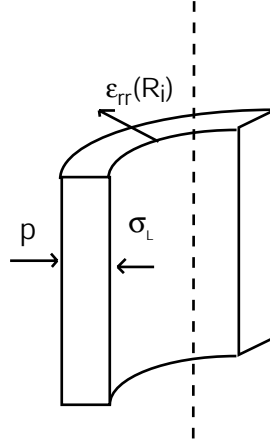


FIG. 3.31 – Pression de confinement p , contrainte latérale σ_L autour de l'échantillon et déformations radiales $\varepsilon_{rr}(R_i)$ de l'intérieur de l'enveloppe

l'axe de symétrie est l'axe \vec{z} dans un système de coordonnées cylindriques $(\vec{e}_r, \vec{e}_\theta, \vec{z})$. Le cylindre est considéré en première approximation comme infiniment long. σ_L et $\varepsilon_{rr}(R_i)$ peuvent alors être exprimés en fonction de la pression de confinement p , du module de Young et du coefficient de Poisson :

$$\sigma_L = p \left(1 + \frac{(1-2\nu)(Re^2 - Ri^2)}{(2-2\nu)Ri^2} \right)$$

$$\varepsilon_{rr}(Ri) = -p \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{E(1-\nu)} \left(1 + \frac{Re^2}{Ri^2} \right)$$

Expression numérique de σ_L et de $\varepsilon_{rr}(R_i)$

Avec un module de Young de 200 *GPa*, un coefficient de Poisson de 0,2, un rayon extérieur $R_e = 129$ *mm* et un rayon intérieur de $R_i = 100$ *mm*, on obtient les relations suivantes :

$$\sigma_L = 1,25 p$$

$$\varepsilon_{rr}(Ri) = 1,20 \cdot 10^{-3} p \quad \text{avec } \varepsilon_{rr} \text{ en } \% \text{ et } p \text{ en } MPa$$

3.5.2 Nouvelle mesure de la déformation axiale

L'équipage mobile spécifique à l'essai œdométrique ne permet pas de mesurer les déformations axiales à partir d'une jauge ou du capteur LVDT. Il est nécessaire d'obtenir la déformation axiale de l'échantillon à partir de la mesure du déplacement du vérin axial (capteur X-ssi). Lors d'un essai, le déplacement du vérin axial permet de déformer l'échantillon, mais le reste de la presse, c'est-à-dire le bâti, le piston et les enclumes se déforme aussi. Schématiquement, une partie de l'avance du vérin sert à déformer la presse (figure 3.32 $a \rightarrow b$) et l'autre partie sert à déformer l'échantillon (figure 3.32 $b \rightarrow c$) :

$$u_{verin} = u_{beton} + u_{machine}.$$

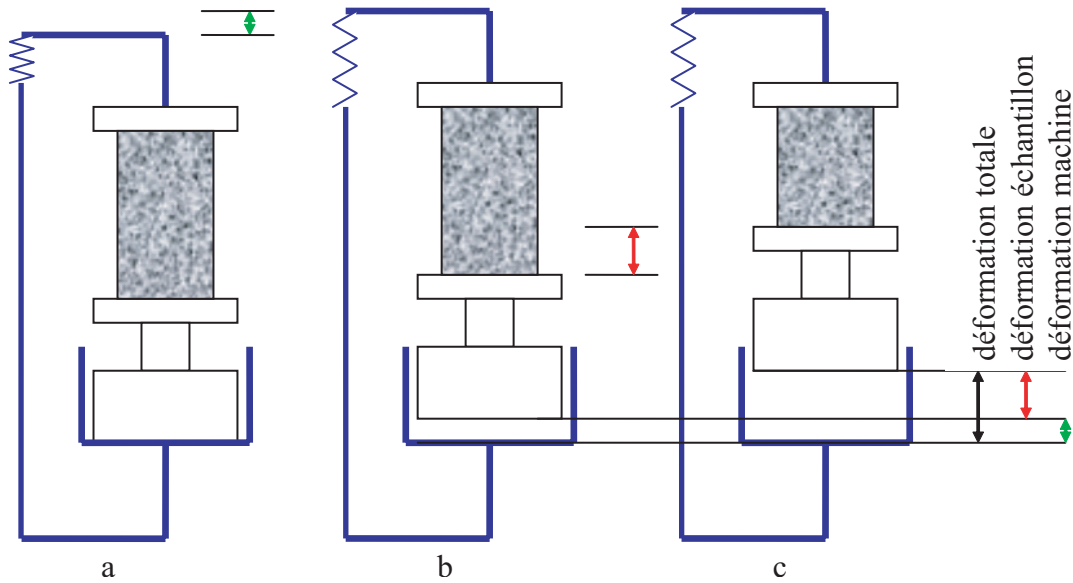


FIG. 3.32 – Déformations de la presse et de l'échantillon

Si l'on souhaite déterminer les déformations de l'échantillon à partir du capteur Xssi en l'absence de capteur de déformation axiale, il est nécessaire de connaître les déformations de la machine. On peut supposer que celles-ci restent élastiques dans la gamme de sollicitation prévue. Il suffit donc d'identifier la raideur de la machine.

Calcul de la rigidité de la presse

On fait l'hypothèse que la déformation machine est proportionnelle à la force déviatoire et à la pression de confinement :

$$u_{machine} = G_d \cdot F_d + g_p \cdot p \quad (3.1)$$

soit :

$$u_{machine} = G_d \cdot F_d + G_p \cdot F_p, \quad (3.2)$$

avec $F_p = p \cdot S$ et $F_d = \sigma_d \cdot S$, où S est la section de l'échantillon.

On utilise les résultats de deux essais proportionnels (ici PRP05 et PRP035) pour déterminer ces coefficients:

$$k = 0,5 : u_{machine} = G_{05} \cdot F = (0,5 \cdot g_d + 0,5 \cdot G_p) F \quad (3.3)$$

$$k = 0,35 : u_{machine} = G_{035} \cdot F = (0,65 \cdot g_d + 0,35 \cdot G_p) F, \quad (3.4)$$

avec $F = F_p + F_d$.

Grâce aux courbes des essais PRP035 et PRP05 (figure 3.33), qui présentent la force totale sur l'échantillon en fonction de la déformation de la machine (elle-même obtenue à partir de la différences des mesures du capteur Xssi et du capteur LVDT), on détermine les coefficients de raideur totale G_{05} et G_{035} (équations 3.3 et 3.4). Notons que ces figures montrent le caractère linéaire des déformations élastiques de la machine :

$$\begin{cases} 1,8 \cdot 10^{-6} &= 0,5g_d + 0,5G_p \\ 1,4 \cdot 10^{-6} &= 0,65g_d + 0,35G_p \end{cases} \quad (3.5)$$

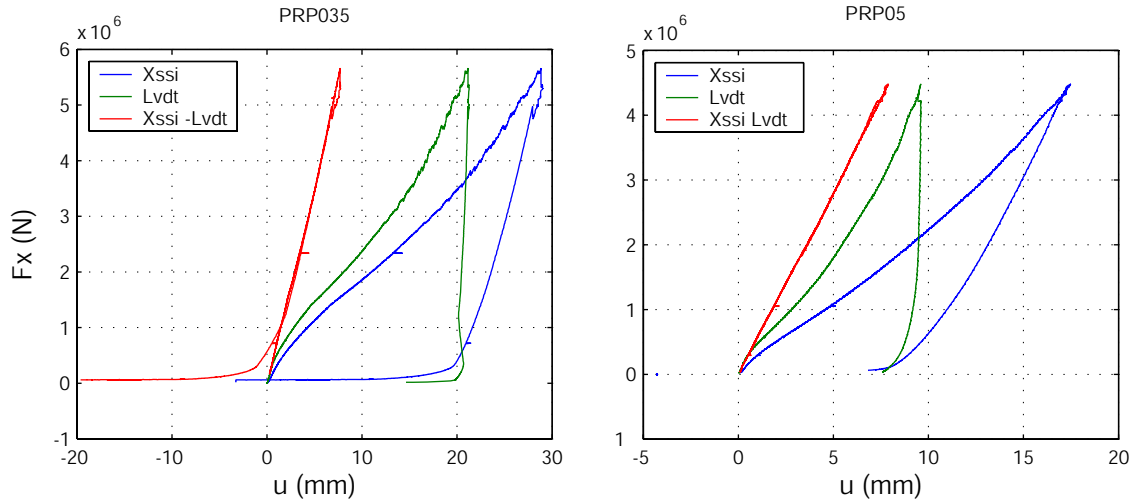


FIG. 3.33 – Force axiale totale en fonction de la déformation de l'échantillon (u_{LVDT}), du déplacement du vérin (u_{X-ssi}) fournie par le capteur X-ssi et de la déformation de la machine ($u_{machine} = u_{X-ssi} - u_{LVDT}$)

On obtient les valeurs suivantes de G_d et g_p :

$$\begin{cases} G_d = 6,10 \cdot 10^{-7} \text{ mm} \cdot \text{N}^{-1} \\ g_p = 1,15 \cdot 10^{-2} \text{ mm} \cdot \text{MPa}^{-1} \end{cases} \quad (3.6)$$

Validation de la mesure des déformations axiales

On compare les déplacements du capteur Lvdt (u_{Lvdt}) et les déplacements du capteur Xssi auxquels on a soustrait les déplacements de la machine ($u_{Xssi} - u_{machine}$) sur les trois essais proportionnels PRP05, PRP035 et PRP03, ainsi que sur la partie déviatoire des essais triaxiaux⁴. Les résultats sont présentés sur les figures 3.34 et 3.35. Les courbes décrivent les déplacements en fonction du temps.

Les signaux sont très cohérents sur l'ensemble des essais présentés, ce qui valide la mesure de déformation par le biais du capteur Xssi. À la décharge, le point de divergence des deux signaux correspond à la perte de contact entre l'enclume supérieure et la cellule. L'équipage mobile n'est plus sollicité, mais le piston axial continue de descendre.

Vérification des résultats sur un essai d'extension

Cette même comparaison sur un essai d'extension donne les résultats présentés sur la figure 3.36. Pendant la montée du LVDT qui correspond à la phase hydrostatique de l'essai d'extension les signaux paraissent différents à un facteur de proportionnalité près. On peut

4. Étant donné le blocage du vérin axial pendant la montée hydrostatique des essais triaxiaux, la comparaison des signaux LVDT et Xssi n'est possible que pendant la phase triaxiale.

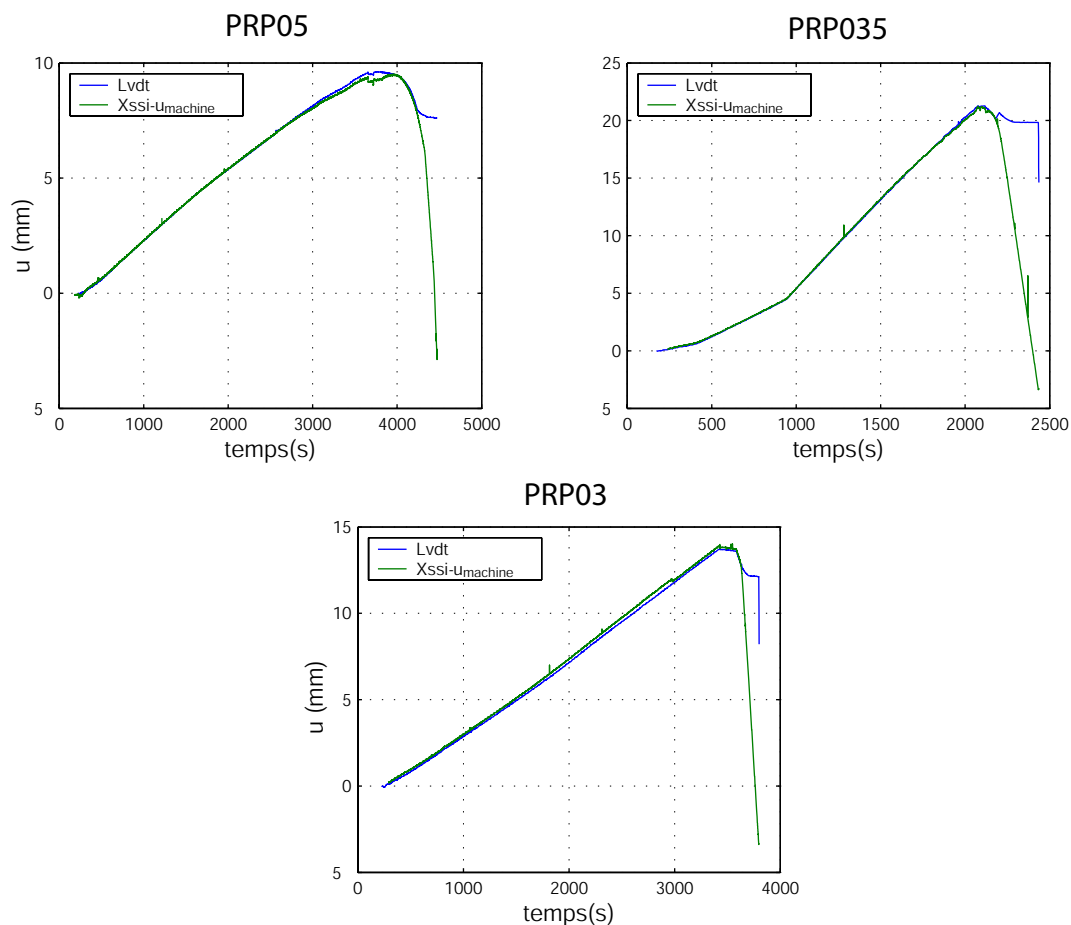


FIG. 3.34 – PRP05, PRP035 et PRP03 : comparaison de u_{Lvdtd} et $u_{Xssi-Umachine}$

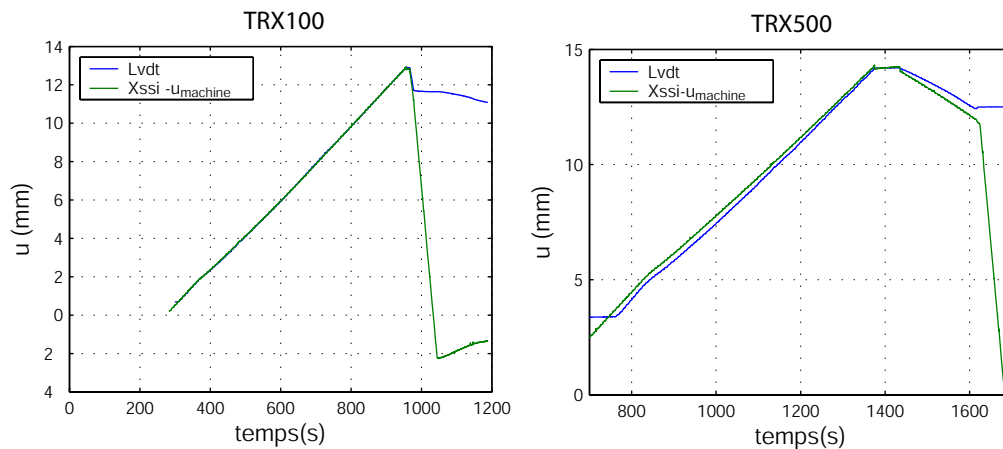


FIG. 3.35 – TRX100 et TRX500 : Comparaison de u_{Lvdtd} et $u_{Xssi-Umachine}$

faire la même remarque lors de la phase d'extension. Le signal du LVDT dépend fortement des corrections en pression et en déviateur qui sont différentes pour ce type d'essai, du fait notamment d'enclumes différentes. Cette différence influe également directement sur le calcul des coefficients G_d et g_p pour la détermination de $u_{machine}$. Ces résultats montrent la nécessité de modifier ces coefficients en fonction du type d'équipage mobile utilisé.

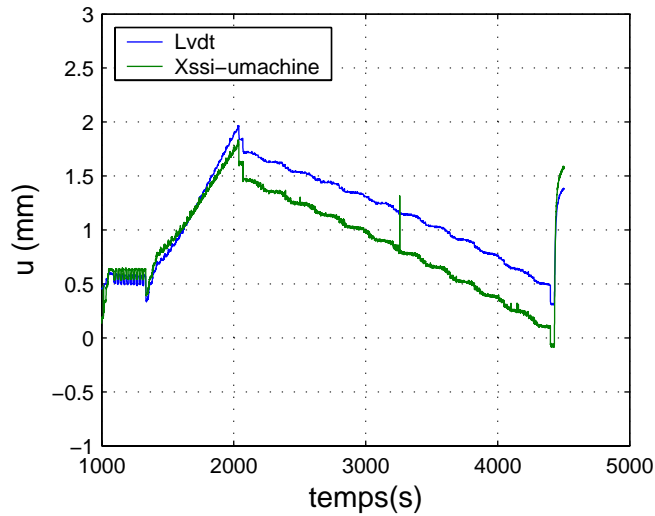


FIG. 3.36 – Comparaison de u_{Lvdtd} et $u_{Xssi-umachine}$ pour EXT200

Estimation de la rigidité de la presse pour un essai œdométrique

Le paragraphe précédent a souligné la nécessité de réévaluer les coefficients G_g et g_p pour les essais œdométriques, du fait de l'utilisation d'un équipement mobile différent et surtout d'enclumes différentes. Aucun essai de référence ne permet de déterminer ces coefficients, il faut donc les évaluer.

On peut considérer en première approximation que la hauteur de l'enclume supérieure de l'essai œdométrique est égale à la somme des hauteurs des deux enclumes de l'équipage triaxial (figure 3.37). Ces trois enclumes sont par ailleurs constituées du même matériau.

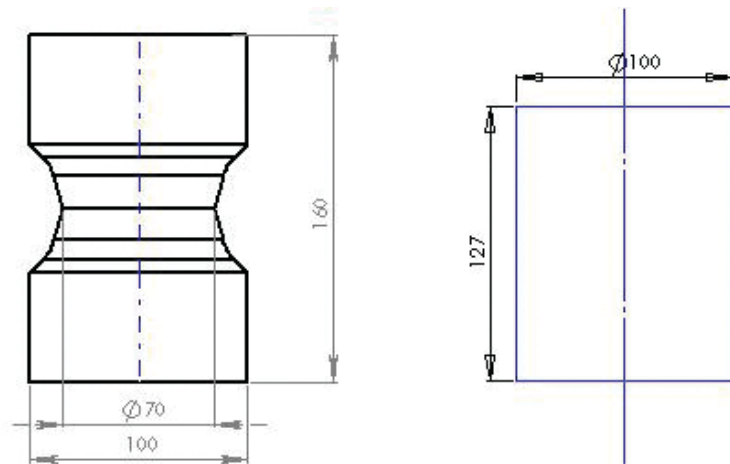


FIG. 3.37 – Comparaison de la grande enclume de l'essai œdométrique aux enclumes standards

Pour obtenir une meilleure mesure de la déformation de la machine, on peut ajouter la déformation de la deuxième enclume œdométrique à la déformation machine. On détermine le déplacement relatif à cette déformation grâce à un calcul d'élasticité linéaire, en faisant l'hypothèse que l'enclume est sollicitée en compression uniaxiale. Le module de Young de cette enclume est de 200 GPa, sa longueur est de 64 mm et son diamètre égal

à 100 mm.

$$u_{enclume} = \varepsilon.L = \frac{L}{E}(\sigma_d + p) = \frac{L}{E} \left(\frac{F_d}{\pi D^2/4} + p \right) \quad (3.7)$$

Les nouveaux coefficients valent alors :

$$\begin{cases} G_d = 4,08^{-8} mm.N^{-1} \\ g_p = 3,2.10^{-4} mm.MPa^{-1} \end{cases} \quad (3.8)$$

Pour un effort F_d donné, $u_{enclume}$ augmente $u_{machine}$ d'environ 10%. Pour une pression p donnée, $u_{enclume}$ augmente $u_{machine}$ d'environ 3%. Ce calcul surestime légèrement les déformations de la machine, parce que l'on considère les déformations de la première enclume œdométrique équivalentes à celles de la somme des enclumes classiques.

3.5.3 Résultats de l'essai

Chemin de sollicitation

La figure 3.38 montre le chemin de sollicitation dans l'espace des contraintes $(\sigma_m; q)$. On observe au début de la courbe (avec q entre 0 et 50 MPa) une phase linéaire parais-

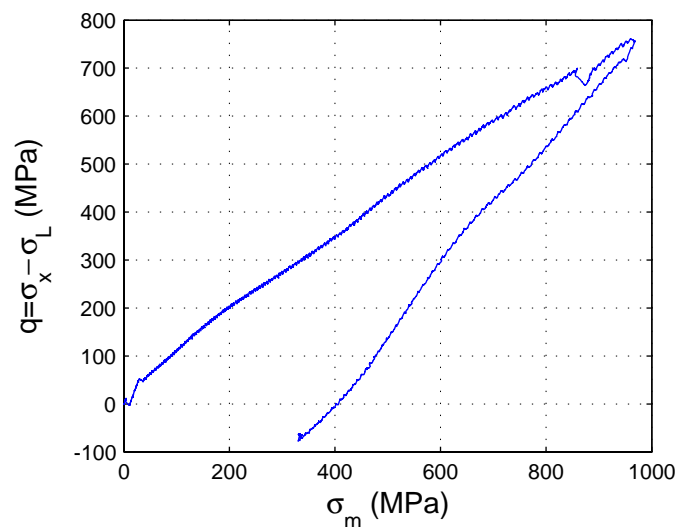


FIG. 3.38 – *Chemin de chargement œdométrique dans l'espace $(\sigma_m; q)$*

sant correspondre à une phase élastique linéaire sans confinement latéral. Celle-ci peut être expliquée par un jeu entre la chemise et l'échantillon au début du chargement. À 700 MPa de déviateur, la courbe met en évidence un accident dans le chargement, associé à des craquements importants lors de l'essai. Ces craquements donnent l'impression d'une compaction soudaine de l'échantillon, ou d'un réarrangement de la structure granulaire. L'essai est ensuite stoppé à 750 MPa de déviateur afin de respecter les limites d'utilisation imposées par le constructeur⁵.

5. Une partie des enclumes se trouve en contact direct avec le fluide de confinement, dont la pression est de 550 MPa, donnant un déviateur de 900 MPa sur les enclumes qui correspondent à la limite préconisée par le constructeur

La phase de décharge montre une baisse du déviateur plus importante qu'à la charge. À déviateur nul, la contrainte moyenne est encore à 400 MPa ce qui caractérise un état de compression hydrostatique. Ensuite commence la phase d'extension pour laquelle le déviateur est négatif. L'essai s'arrête alors que l'échantillon est encore en état d'extension.

Courbes contrainte-déformations

On présente sur la figure 3.39 la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale et de la déformation radiale. La courbe de déformation axiale montre d'abord une diminution

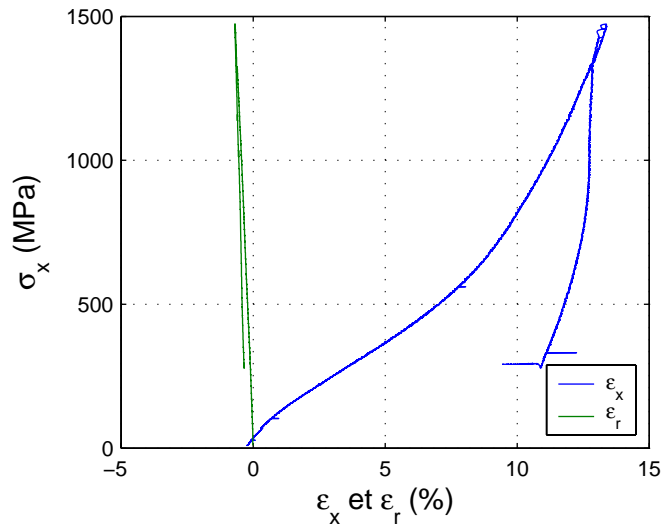


FIG. 3.39 – ŒDO : courbes contrainte-déformation

de son module tangent, un point d'inflexion aux alentours de 300 MPa de contrainte axiale suivi d'une augmentation du module tangent. La déformation radiale est bien moins importante que la déformation axiale. L'état de déformation est quasi-uniaxial. La décharge fait apparaître des déformations irréversibles en fin de chargement.

Courbe de comportement volumique

La courbe de comportement volumique est présentée sur la figure 3.40. Cette courbe est caractéristique du comportement en compaction des bétons et mortiers sous compression œdométrique (Burlion (1997)). On peut remarquer une diminution progressive du module tangent jusqu'à un point d'inflexion, suivie d'une augmentation progressive de ce module. Lors de la décharge, la déformation volumique présente une pente très raide, à la limite du vertical, ce qui caractérise un matériau extrêmement raide. La déformation volumique diminue ensuite avec la diminution de la contrainte moyenne, de façon non-linéaire.

La boucle observée en haut de la courbe met en évidence les limites de l'instrumentation et des modèles utilisés pour traiter les données, celle-ci n'a en effet aucune explication physique.

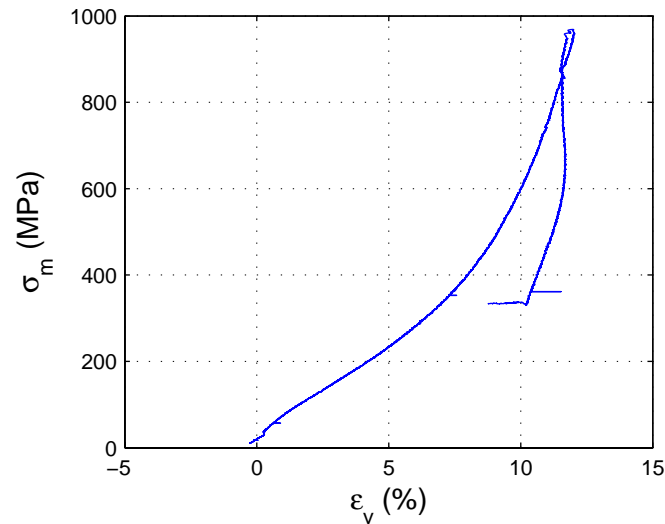


FIG. 3.40 – *OEDO* : courbe de comportement volumique ($\varepsilon_v; \sigma_m$)

3.5.4 Comparaison œdométrique-proportionnelle

On compare ici les résultats de l'essai œdométrique avec ceux des essais PRP03, PRP035 et PRP05. Cette comparaison nous paraît utile car les comportements observés ont beaucoup de points communs.

Comparaison des courbes contrainte-déformations

Les essais étant symétriques de révolution, on peut confondre la déformation radiale et la déformation circonférentielle. La première est issue du calcul de déformation de la chemise de confinement, la deuxième provient des mesures des jauges. La comparaison est présentée sur la figure 3.41.

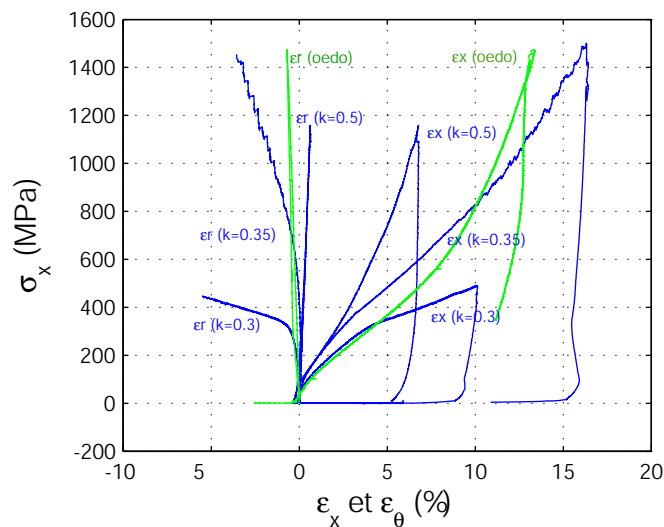


FIG. 3.41 – *Comparaison OEDO-PRP* : courbes contrainte-déformations

La courbe de déformation axiale de l'essai œdométrique est très proche de celle de l'essai PRP03 en début d'essai. Ensuite, le module tangent augmente progressivement, la courbe œdométrique croise celle de l'essai PRP035, puis tend vers une évolution analogue à la courbe de déformation axiale de l'essai PRP05. La courbe de déformation radiale montre des caractéristiques analogues.

Influence du chemin de chargement sur la compaction

La comparaison des courbes de comportement volumique est présentée sur la figure 3.42. En début d'essai, la courbe de comportement volumique de l'essai œdométrique est

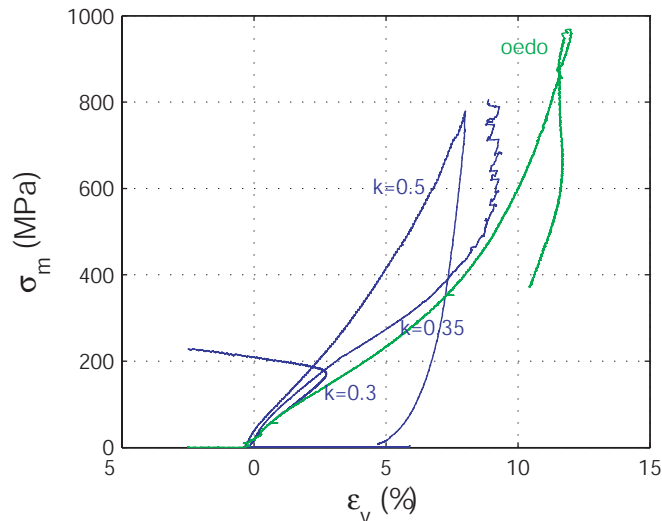


FIG. 3.42 – Comparaison ŒDO-PRP : courbes de comportement volumique

très proche de celle de l'essai PRP03. Ensuite elle montre un comportement plus proche de celui de la courbe de l'essai PRP035, cela sur une bonne partie de l'essai. La courbe de l'essai PRP035 présente ensuite une perturbation du signal associée à une variation de son module tangent alors que l'essai œdométrique continue de compacter. En fin d'essai, cette courbe présente une évolution identique à celle de l'essai PRP05.

Comparaison des chemins de sollicitation dans $(\sigma_m; q)$

Les chemins de sollicitation sont présentés sur la figure 3.43. On constate que l'essai œdométrique est très proche d'un essai proportionnel, dont le coefficient de proportionnalité se situerait entre 0,3 et 0,5; plus proche de $k=0,3$ en début d'essai et plus proche de $k=0,5$ en fin d'essai.

3.6 CONCLUSION

Les différentes campagnes d'essais ont balayé un large spectre de trajets de chargements triaxiaux. Les essais cycliques ont montré l'influence de l'histoire du chargement et principalement du niveau maximum de contrainte atteint sur le comportement du béton. Ces

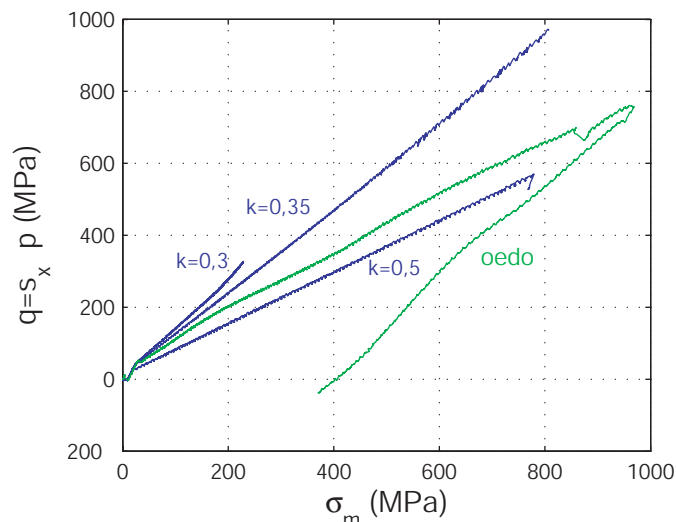


FIG. 3.43 – Chemins de sollicitation dans l'espace $(\sigma_m; q)$

essais ont mis en évidence le caractère élastique de la décharge, par ailleurs fortement non-linéaire lorsque les contraintes sont proches de zéro.

Les essais triaxiaux ont montré l'influence du confinement sur le comportement uniaxial du béton en terme de résistance, de raideur et d'évolution des états limites. La phase hydrostatique de ces essais a permis d'obtenir une courbe de comportement volumique moyenne du matériau. La phase déviatoire a montré que cette compaction évoluait à la fois avec le confinement et les contraintes de cisaillement. Les courbes de comportement volumique ont enfin montré l'existence d'un état limite commun à tous les essais triaxiaux : la transition contraction-dilatation, qui évolue avec la contrainte moyenne et le déviateur.

Les essais proportionnels ont mis en évidence l'influence du rapport du déviateur sur la contrainte moyenne (q/σ_m) . Plus celui-ci est élevé, plus la compaction est importante à contrainte moyenne donnée. À l'inverse, plus ce rapport est faible, plus le béton est raide. Les états limites « seuils de contrainte » et « transition contraction-dilatation » disparaissent pour une valeur de k située entre 0,3 et 0,5. Ces derniers résultats mettent en évidence l'influence de ce rapport q/σ_m sur l'évolution des états limites.

Les premiers essais d'extension réalisés ont permis d'étudier les chemins de sollicitations avec déviateur négatif. Lors de cette phase, la décharge s'effectue relativement à volume constant jusqu'à une dilatation marquée de l'échantillon, immédiatement suivie d'un seuil du déviateur.

Finalement, l'essai œdométrique présente une courbe de comportement volumique aux caractéristiques proches de celles d'un essai hydrostatique ou d'un essai proportionnel à $k = 0,5$. Cet essai se comporte à peu près comme un essai proportionnel dont le coefficient évoluerait avec le chargement. Étant plus compactant qu'un essai hydrostatique, il montre encore une fois l'influence du cisaillement sur la compaction.

ÉTATS LIMITES DU BÉTON, ENDOMMAGEMENT

Le premier objectif de ce chapitre est de comparer les différents états limites rencontrés (pic de contrainte, plateau de déviateur, variation de pente, transition contraction-dilatation) sur l'ensemble des essais réalisés et d'étudier la façon dont influe le chemin de chargement sur ces états limites. On analyse ensuite le phénomène de compaction et on met en évidence les différents modes de rupture rencontrés lors des essais. Finalement une corrélation est établie entre les états limites atteints et les modes de rupture associés.

4.1 ÉTATS LIMITES DU BÉTON

4.1.1 Définitions des états limites

La définition d'un état limite pour le béton n'est pas unique et dépend fortement de son utilisation. Par exemple en génie civil, l'eurocode impose d'utiliser pour le dimensionnement des structures des états limites de service et ultimes (ELS et ELU) différents selon la structure à dimensionner et le cahier des charges imposé. Ces états limites conduisent essentiellement à limiter les contraintes et les déplacements.

Dans le cadre des essais effectués sur la presse GIGA, différents types d'états limites sont rencontrés. Ceux que l'on peut observer sur les courbes contrainte-déformations (figure 3.15 gauche, page 94 et figure 3.22 gauche, page 99) sont caractérisés par un pic de contrainte, essentiellement sous faible confinement, un plateau de contrainte ou une variation de pente lorsque la pression de confinement est plus importante. Pour un essai hydrostatique ou œdométrique, aucun état limite n'est observé.

Les courbes de comportement volumique des essais triaxiaux et proportionnels (figure 3.15 droite, page 94 et figure 3.22 droite, page 99) mettent en évidence un autre type d'état limite fréquemment rencontré : la transition contraction-dilatation.

Enfin, les courbes de comportement volumique des essais TRX650n1 et PRP035 présentent un état limite particulier, qui est l'augmentation de contrainte à volume constant. Il est associé à une perturbation importante du signal de déformation volumique. La comparaison des essais TRX650n1 et TRX650n2 (figure 3.15, page 93) semble montrer que pour l'essai TRX650n1, cet état limite est une transition contraction-dilatation contrariée

par des erreurs de mesures. On peut supposer qu'un réarrangement granulaire est à l'origine de la perturbation du signal et donc des erreurs de mesure. En revanche pour l'essai proportionnel (figure C.6, page 182), la différence de comportement est bien marquée. On peut supposer que cette courbe est le résultat d'un comportement différent de ceux rencontrés sur les autres essais.

4.1.2 Transition contraction-dilatation

L'état limite le plus évident est le seuil de contrainte, il est facilement accessible à partir de la mesure des efforts. Pour la présente étude, cet état limite n'a pas été atteint pour les essais, à déviateur et contrainte moyenne élevés. La transition contraction-dilatation, qui représente un seuil de déformation volumique est l'état limite le plus fréquemment rencontré lors des essais triaxiaux et proportionnels (Gabet et al. (2006)). Les résultats montreront que pour une contrainte moyenne inférieure à 200 MPa, ces deux seuils sont à peu près confondus. L'inconvénient majeur du seuil de déformation est qu'il dépend de plusieurs mesures, ce qui a pour conséquence l'accumulation des erreurs dans sa détermination.

États limites proportionnels et triaxiaux

Les états limites des campagnes d'essais proportionnels et triaxiaux sont présentés sur la figure 4.1. Les marqueurs \times représentent (respectivement de bas en haut) les états

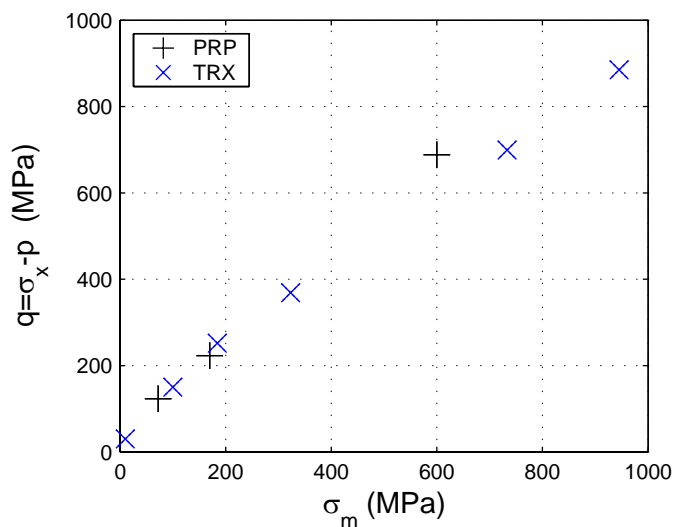


FIG. 4.1 – *Essais TRX et PRP: Transitions contraction-dilatation dans l'espace des contraintes (σ_m ; q)*

limites de l'essai de compression simple et des essais TRX50, TRX100, TRX200, TRX500 et TRX650. Concernant l'essai TRX500, on observe une perturbation du signal en fin d'essai, mais pas de dilatation. On a choisi de le tracer en partant du principe que ce point est probablement très proche du point limite et juste sous ce point. Les marqueurs $+$ représentent (de bas en haut) les états limites des essais PRP02, PRP03 et PRP035. Rap-

pelons que pour l'essai PRP035, l'état limite n'est pas une dilatation, mais une variation de pente de la courbe de comportement volumique.

Chaque type d'essai pris indépendamment présente des résultats très cohérents. En effet, que ce soit pour les essais triaxiaux ou proportionnels seuls, les points semblent appartenir à une même courbe. On a représenté sur la figure 4.2 les droites des moindres carrés associées à chacune des campagnes d'essais, ainsi que les équations de ces droites, qui montrent un certain alignement des deux groupes de points.

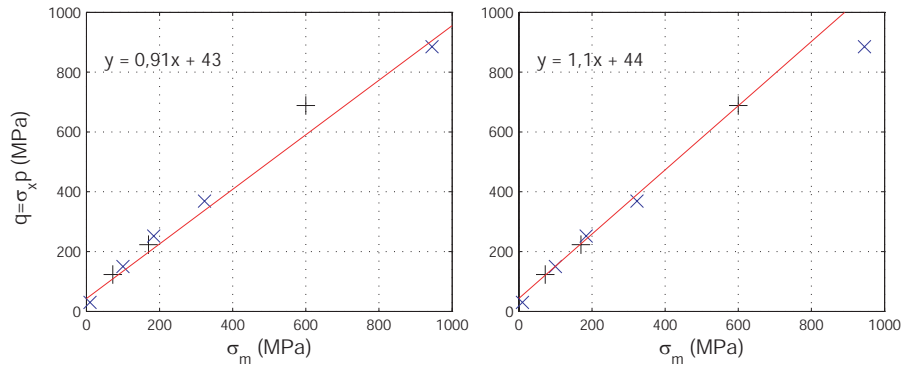


FIG. 4.2 – Essais TRX et PRP : Droites des moindres carrés associées aux états limites des essais TRX (à gauche) et des essais PRP (à droite) dans l'espace des contraintes

Si l'on s'intéresse maintenant à l'ensemble des points indépendamment du type d'essai, les droites des moindres carrés de chaque campagne ont un écart de l'ordre de 20% sur la pente et un écart de 3% sur l'ordonnée à l'origine. La droite qui représente les essais proportionnels est légèrement plus raide. À cette différence près, tous les points décrivent une même enveloppe limite, qui pourrait être modélisée par une droite en première approximation. Si l'on y regarde plus en détail, cette courbe semble tout de même présenter une légère incurvation, la composante de déviateur semblant augmenter légèrement moins rapidement que la composante de contrainte moyenne.

4.1.3 Discussions sur l'état limite seuil de contrainte

Pour une contrainte moyenne inférieure à 200 MPa, les surfaces seuils définies par les deux types d'états limites « seuil de déviateur » et « transition contraction-dilatation » sont quasiment confondus. Les courbes contrainte-déformations des essais à haut niveau de confinement montrent une diminution progressive de leur module tangent, qui tend à faire penser que le seuil de déviateur serait atteint, mais à un niveau de contrainte plus important que celui de la transition contraction-dilatation. On peut alors imaginer que la surface seuil associée au seuil de contrainte est du même type que celle associée au seuil de déformation : confondues à faible niveau de contraintes, elle s'éloignent progressivement l'une de l'autre à mesure que les niveaux de contraintes augmentent.

De nouveaux essais à des niveaux de déformations plus importants permettraient de valider l'existence de cette nouvelle enveloppe limite.

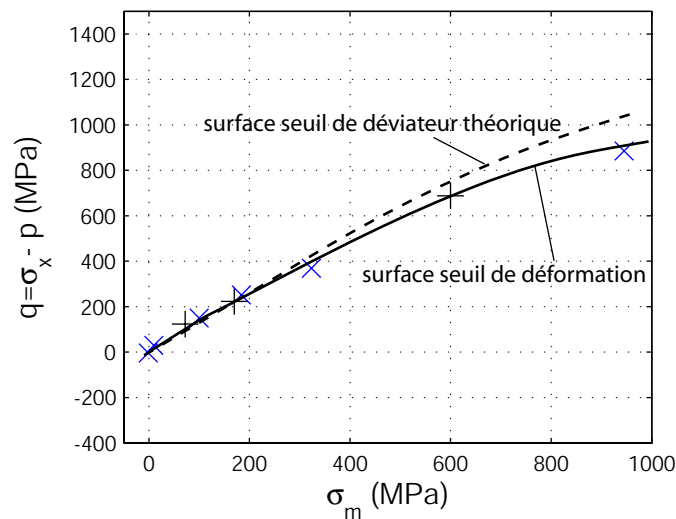


FIG. 4.3 – Courbe supposée de l'état limite en seuil de contrainte

4.1.4 États limites des essais d'extension et de traction directe

Les états limites des essais d'extension et de l'essai de traction directe sont présentés sur la figure 4.4. Pour ces essais, l'état limite effectivement pris en compte est le minimum

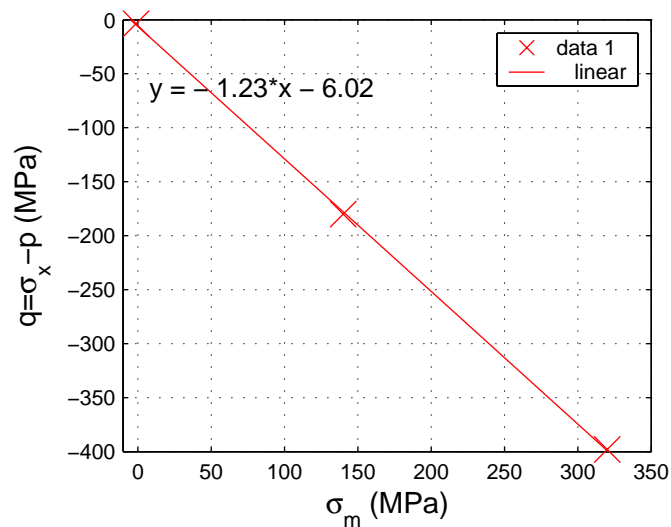


FIG. 4.4 – Essais EXT : États limites dans l'espace $(\sigma_m ; q)$

de déviateur atteint lors de l'essai. Rappelons cependant que cet état limite est toujours précédé d'une dilatation marquée. La figure montre un bon alignement des points.

4.1.5 Comparaison de tous les états limites

La figure 4.5 présente l'ensemble des états limites des essais triaxiaux, proportionnels et d'extension. Cette figure met en évidence une quasi-symétrie des courbes limites par rapport à l'axe de contrainte moyenne. Cette symétrie est intéressante car elle tend à

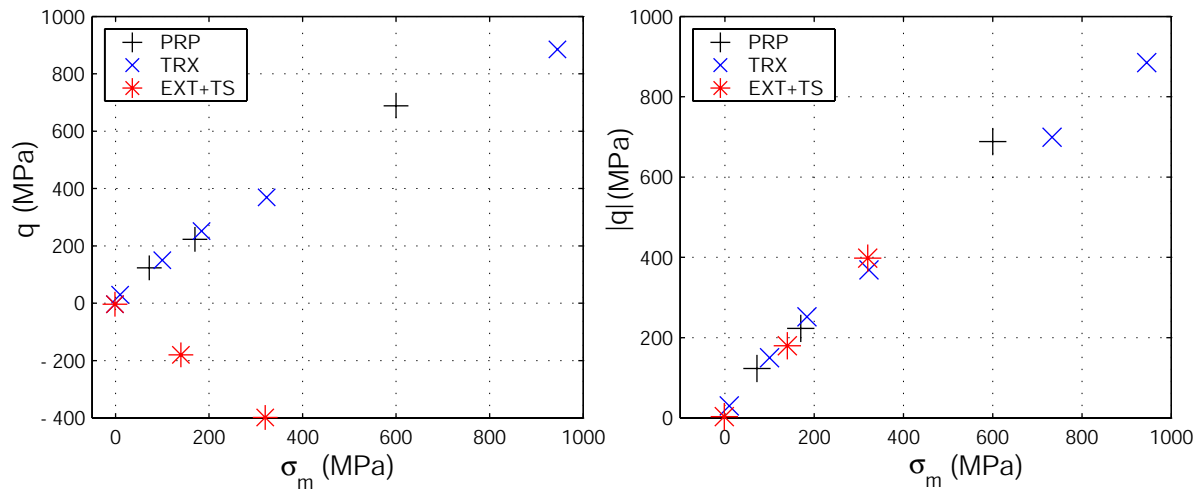


FIG. 4.5 – États limites dans les espaces $(\sigma_m; q)$ et $(\sigma_m; |q|)$

montrer l'absence d'influence du troisième invariant des contraintes (et donc de l'angle de Lode) dans la description des états limites, à ces niveaux de contraintes.

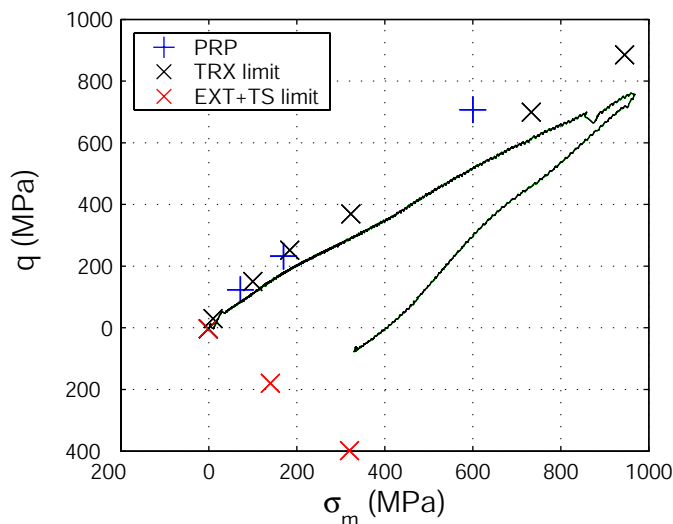
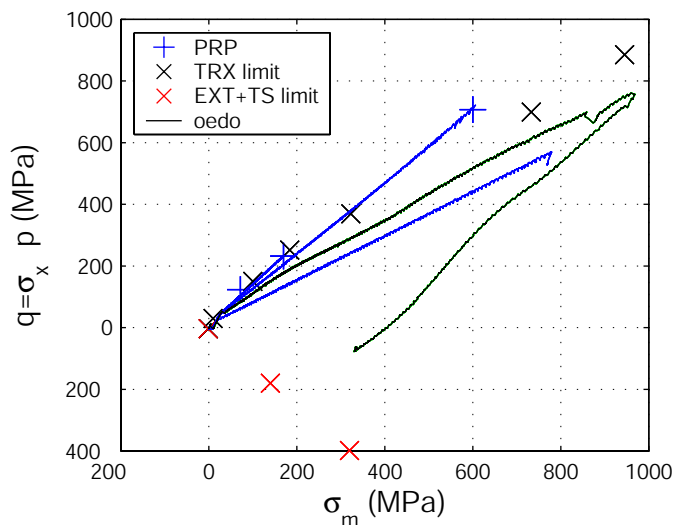
La comparaison des états limites en extension et en compression nécessite tout de même une certaine prudence du fait du faible nombre d'essais en extension. Ces conclusions doivent donc être confirmées, notamment à des niveaux de confinement plus faibles pour établir un lien avec les résultats d'essais de Willam et al. (2005), figure 1.3, page 32. Ces derniers montrent en effet une légère influence de l'angle de Lode sur la réponse du matériau, mais il est possible que l'augmentation du confinement dissipe cette influence. Ces résultats valident les hypothèses de L.J. Malvar (Malvar et al. (1997)), qui a mis en place dans DYNA3D un modèle de plasticité dont la surface seuil ne prend en compte l'influence de l'angle de Lode qu'à faible confinement (hypothèse basée sur les travaux de Chen (1982)).

4.1.6 Essais sous la surface seuil

La figure 4.6 présente dans l'espace $(\sigma_m; q)$ le chemin de chargement oedométrique et l'ensemble des points définissant la surface seuil.

Cette figure montre que l'essai oedométrique n'atteint jamais la surface limite, ce qui est cohérent avec l'absence de dilatations inhérente à cet essai. Les différents trajets proportionnels présentés sur la figure 4.7 permettent d'arriver aux mêmes conclusions. Tous les essais situés sous la courbe ne dilatent pas. Les résultats paraissent donc tous parfaitement cohérents, la surface limite semble correctement représenter le type d'état limite défini comme la transition contraction-dilatation, quasiment indépendamment du trajet de chargement.

Le caractère un peu particulier de l'état limite de l'essai PRP035 (augmentation de contrainte à volume constant) pourrait d'ailleurs être expliqué par le fait que le chemin de chargement est presque tangent à l'enveloppe limite. L'intersection entre le trajet de chargement et cette enveloppe est beaucoup moins nette. Si l'on avait atteint un état de contrainte plus élevé, et si l'on considère effectivement la surface limite comme indépendante du chemin de chargement, on aurait probablement fini par observer de la dilatation.

FIG. 4.6 – Essai œdométrique et enveloppe limite dans $(\sigma_m ; q)$ FIG. 4.7 – Essais PRP et enveloppe limite dans $(\sigma_m ; q)$

4.2 COMPACTION DU BÉTON ET MODES DE RUPTURE

Lors des différents tests présentés, le béton subit des déformations irréversibles associées à une évolution de ses caractéristiques mécaniques. Pour les niveaux de confinement de la présente étude, le phénomène de compaction est omniprésent. Il évolue en fonction du niveau de la contrainte moyenne et du déviateur. Il se présente généralement sous la forme d'un phénomène diffus. Lorsque l'on augmente le rapport q/σ_m à faible pression de confinement, on voit apparaître des modes de rupture qui se présentent sous la forme de bandes de localisation, et qui évoluent en terme d'inclinaison en fonction des conditions de chargement.

4.2.1 Phénomène de compaction

La compaction résulte d'un couplage entre un comportement élastique et deux phénomènes irréversibles simultanés que sont l'effondrement de la porosité de l'échantillon et la décohésion structurelle de la matrice cimentaire. Lorsque les contraintes de cisaillement à l'intérieur de la structure sont importantes, on peut également observer un réarrangement granulaire.

Compaction sous chargement isotrope

Les essais cycliques sont les essais les plus adaptés pour introduire l'endommagement isotrope en compaction (figure 3.4, page 86). Ces essais ont fait ressortir les principales caractéristiques de la compaction hydrostatique des bétons. On présente ici de façon détaillée les processus associés aux différentes phases du comportement hydrostatique cyclique des bétons. Le processus de compaction met en évidence deux phénomènes parallèles que sont l'endommagement de la structure cristalline du matériau et la fermeture de la porosité. Ils permettent à eux deux la description de l'intégralité des courbes d'essais hydrostatiques.

Lors d'un essai cyclique, la phase de décharge est élastique, puisque la recharge suit le même chemin, ce qui montre l'existence de phénomènes irréversibles en phase de charge. Ceci est confirmé par la présence de déformations permanentes en fin de décharge. D'un point de vue structurel, la compaction combine une fermeture des pores et d'une destruction progressive de la structure cohérente du matériau au profit d'une structure pulvérulente constituée de grains. En début d'essai, la diminution progressive du module tangent souligne l'augmentation de l'endommagement de la structure avec le confinement. À mesure que l'on charge l'échantillon, la porosité s'effondre et se referme complètement, ce qui inverse la tendance de la courbe. La non-linéarité en fin de décharge s'explique par un relâchement des contraintes internes lié à une élasticité résiduelle dans l'échantillon. La présence de cette élasticité résiduelle montre que la structure n'est pas complètement pulvérisée en fin d'essai. À ce moment, l'échantillon paraît encore compact, cohésif et homogène.

Modèle de comportement du béton en compaction à l'aide de ressorts

La figure 4.8 présente un modèle de comportement du béton en compaction permettant de reproduire les phénomènes majeurs au sein du matériau à l'aide de ressorts qui ont la possibilité de se briser lorsqu'on les comprime.

Cinq ressorts de raideur k sont schématisés par cinq traits noirs, ils représentent l'échantillon de béton. Ils sont suffisamment longs pour pouvoir considérer que $F = k\Delta L$, pour tout ΔL . Dix états de chargement sont représentés par des nombres encadrés, les premiers en charge et les derniers en décharge. Le nombre situé à la droite de chaque ressort correspond à sa longueur à vide. Dans le but de modéliser l'endommagement structurel du matériau, on suppose que cette longueur à vide peut diminuer avec le chargement. Lorsque c'est le cas, une croix sur le schéma indique la disparition d'une partie du ressort. Par exemple, les deux croix à l'état 3 signifient qu'entre l'état trois et l'état 4, les ressorts 4 et 5 ont perdu une unité de longueur. Les deux ressorts supérieurs sont plus petits pour permettre de simuler la porosité et la refermeture de cette porosité.

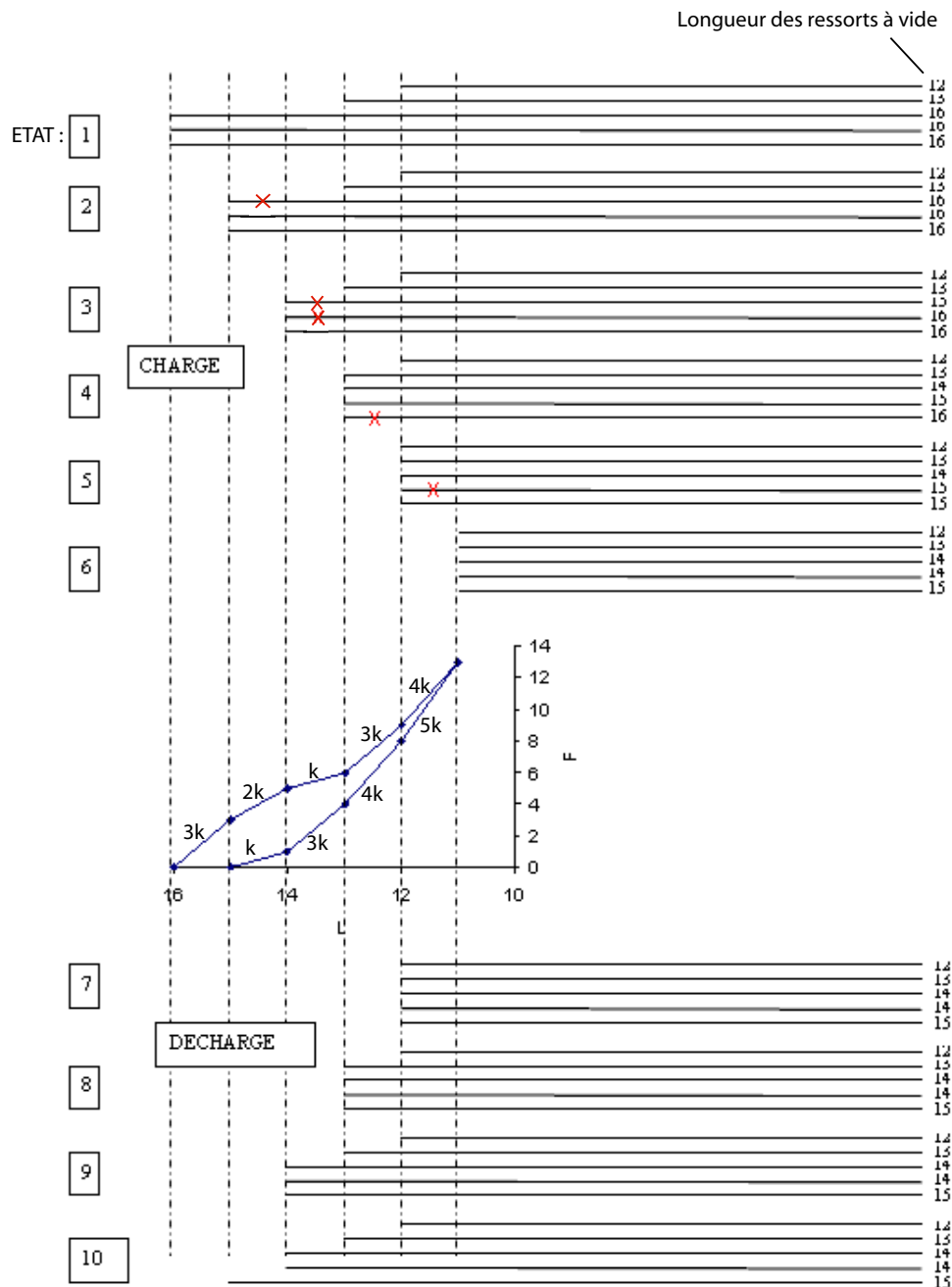


FIG. 4.8 – *Modèle de comportement du béton en compaction à l'aide de ressorts*

Description des phénomènes contrôlant le matériau : Entre les états 1 et 2, on contracte trois ressorts de manière élastique, la variation de force est de $3k$; on représente ici la phase élastique de début de chargement difficilement visible sur nos essais. Entre les états 2 et 3, on contracte 3 ressorts, mais l'un d'eux casse; la force augmente de $2k$ supplémentaire. On continue ensuite de contracter entre les différents états, avec une augmentation progressive de l'endommagement structural des ressorts provoquant leur raccourcissement, suivi de la fermeture progressive de la porosité. On reproduit alors la tendance du béton à se raidir avec l'effondrement de la porosité.

En début de phase de décharge, les ressorts montrent un comportement plus raide qu'à

la charge du fait de l'absence d'endommagement en décharge. Les ressorts se détendent progressivement jusqu'à ce qu'ils atteignent leur longueur à vide respective, qui je le rappelle a diminué du fait de l'endommagement structural. Les contraintes diminuent, les ressorts simulent une nouvelle porosité caractérisant la chute de raideur du matériau. Les ressorts ayant tous été endommagés, il est normal d'obtenir une déformation résiduelle en fin de décharge. Pour que la courbe de charge suive exactement la courbe de décharge, il suffit de ne pas endommager les ressorts pendant la recharge.

Ce modèle permet de restituer de manière qualitative toutes les caractéristiques de l'endommagement en compaction du matériau.

Compaction sous chargement anisotrope, réarrangement granulaire

Les différentes campagnes d'essais nous offrent de nombreux exemples de compaction anisotrope : les phases déviatoriques des essais triaxiaux, les essais proportionnels et l'essai œdométrique (figure 3.39 droite, page 113). Le caractère anisotrope du chargement est associé à la présence de contraintes de cisaillement dans l'échantillon. L'ensemble des résultats met en évidence l'intensification du processus de compaction avec le cisaillement. Ces contraintes de cisaillement génèrent un réarrangement granulaire dans tout l'échantillon que l'on ne trouve pas dans le cas d'une compaction hydrostatique (Burlion (1997)).

La compaction la plus importante est celle de l'essai œdométrique. Cet essai est celui pour lequel les contraintes déviatoires sont les plus importantes, et donc pour lequel le réarrangement granulaire est le plus important. Cet essai se situe juste au dessous de la surface seuil, qui caractérise la transition contraction-dilatation. Paradoxalement, la compaction la plus grande à contrainte moyenne donnée est celle qui se situe à la limite de la dilatation.

Faciès associés à la compaction

Même si l'échantillon paraît cohésif en fin d'essai, ses dimensions et son état de surface ont évolué. On observe effectivement une diminution globale du volume, différente selon les chemins de chargement. Quant à la surface latérale, elle présente des irrégularités de formes qui dépendent aussi de l'essai réalisé (figure 4.9). La surface des deux échantillons montre des perforations locales, dues à des pores en surface et sous la surface. La différence majeure observée est le rapprochement des grains nettement plus important pour l'essai proportionnel. La distance entre les grains est plus faible, du fait d'une compaction plus importante de la matrice. Le déchaussement de quelques grains de surface est plus important, ce qui montre un endommagement plus important de la matrice. Même si les échantillons paraissent encore cohésifs, leurs caractéristiques mécaniques sont fortement altérées. La manipulation des échantillons met en évidence la relative faiblesse de cette cohésion résiduelle.

L'observation des échantillons après les différents essais triaxiaux à haute pression de confinement montre que cette compaction n'endommage pas (ou peu) les granulats, quel que soit l'essai réalisé. Pour le béton R30A7, qui est constitué de granulats de silice, la compaction semble être un phénomène spécifique à la matrice cimentaire.



FIG. 4.9 – *Faciès des essais hydrostatiques (à gauche) et PRP05 (à droite)*

4.2.2 Localisation de l'endommagement

Les mesures de déformations réalisées sur les différents essais mettent en évidence une dilatance de l'échantillon lors du passage de la surface limite. Pour la majeure partie des essais, ce passage semble être associé à la localisation de la rupture. Cette localisation peut prendre différentes formes selon le niveau de contraintes atteint. Il est très difficile de déterminer le moment précis où celle-ci apparaît, car les observations sont faites en fin d'essai après le démontage de l'échantillon. Certains échantillons sont d'ailleurs complètement détruits localement.

Bandes de localisation perpendiculaires à l'axe principal de charge

La majorité des essais triaxiaux réalisés à pression de confinement élevée ont mis en évidence après démontage des bandes de localisation relativement perpendiculaires à l'axe principal de charge (figure 4.10). Le nombre et la position de ces bandes varient en fonction des essais. On retrouve ce type d'endommagement pour les essais triaxiaux dont les pressions de confinement varient entre 200 et 650 MPa de confinement, et pour les essais proportionnels PRP03 et PRP035 (figure 4.10 droite).

Ces bandes, relativement perpendiculaires à l'axe principal de charge et d'une épaisseur de quelques millimètres, correspondent localement une ruine totale de la matrice cimentaire, associée à un déchaussement des granulats, qui ne semblent pas particulièrement endommagés (figure 4.11). L'endommagement paraît intégralement situé dans la matrice cimentaire.

Il est difficile de définir précisément l'épaisseur de la bande car l'observation de la localisation a nécessité des manipulations pour enlever les membranes de protection lors du démontage de l'échantillon, ce qui a provoqué des mouvements de granulats dans la zone de localisation. Ces mouvements rendent les différents morceaux de l'échantillon impossible à réassembler.



FIG. 4.10 – *Faciès des essais TRX650, TRX200 et PRP03 (de gauche à droite)*



FIG. 4.11 – *Ruine de la matrice, déchaussement des granulats au niveau des bandes de localisation*

Analogies avec l'essai de traction directe

Dans un tout autre registre de sollicitations, l'échantillon de traction simple présente lui aussi une localisation perpendiculaire à l'axe principal de charge, que l'on associe à la coalescence de microfissures ouvertes lors de la traction. Cette bande de localisation est présentée sur la figure 4.12.

Contrairement aux bandes observés sous forte contrainte moyenne, cette bande de localisation ne semble avoir aucune épaisseur.

Même si les résultats en terme d'inclinaison des bandes de localisation paraissent semblables entre les essais à haut confinement et en traction, les modes de rupture associés sont complètement différents, le premier est associé à un réarrangement des grains dans la matrice, le second résulte de la coalescence de micro-fissures au sein de cette matrice.

Bandes de localisation obliques

Les essais TRX50 et PRP02 présentent un faciès de rupture différent de celui présenté dans le paragraphe précédent. En effet, la localisation se présente sous forme de bandes

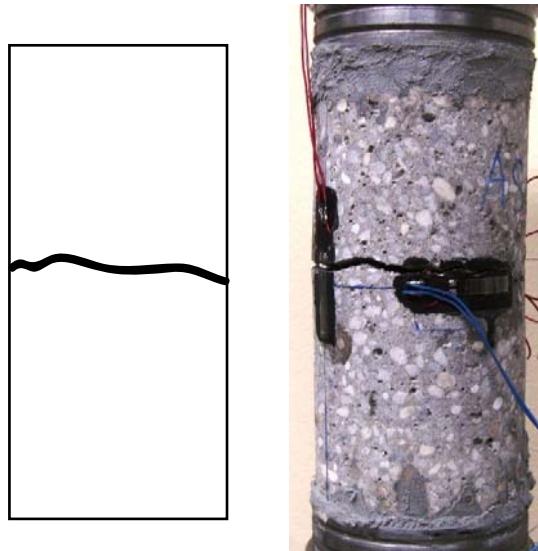


FIG. 4.12 – Localisation en traction simple

obliques dont l'angle est d'environ 45° , avec cependant quelques bandes paraissant presque perpendiculaires à la direction principale de charge. La figure 4.13 présente les faciès de rupture de ces deux essais et les schémas de localisation associés.



FIG. 4.13 – Faciès de rupture des essais TRX50 et PRP02

Ces bandes de localisation paraissent nettement plus fines que les bandes décrites dans le paragraphe précédent. Elles semblent faire le tour des échantillons et sont situés à différentes hauteurs de l'échantillon.

Les deux échantillons restent cohésifs après les essais, malgré la zone de localisation. Différentes raisons peuvent expliquer cette cohésion résiduelle. Il est possible que ces bandes de localisations ne traversent que partiellement l'échantillon, du fait de l'arrêt prématuré de l'essai juste après le pic de contrainte. Des frottements importants entre les

grains peuvent aussi générer de la cohésion. Les échantillons auraient probablement été détruits si l'on n'avait pas stoppé le chargement.

cas particulier de l'essai TRX100

La figure 4.14 présente les faciès de rupture de deux essais triaxiaux à 100 MPa de confinement. Le faciès de gauche correspond à un essai ayant été stoppé avant d'avoir atteint un quelconque seuil, le faciès de gauche correspond à l'essai TRX100 présenté dans le chapitre précédent. L'arrêt prématuré de l'essai sur l'échantillon de gauche a permis d'observer des bandes de localisation obliques, alors que l'échantillon de droite montre une localisation plutôt perpendiculaire à l'axe principal de charge.

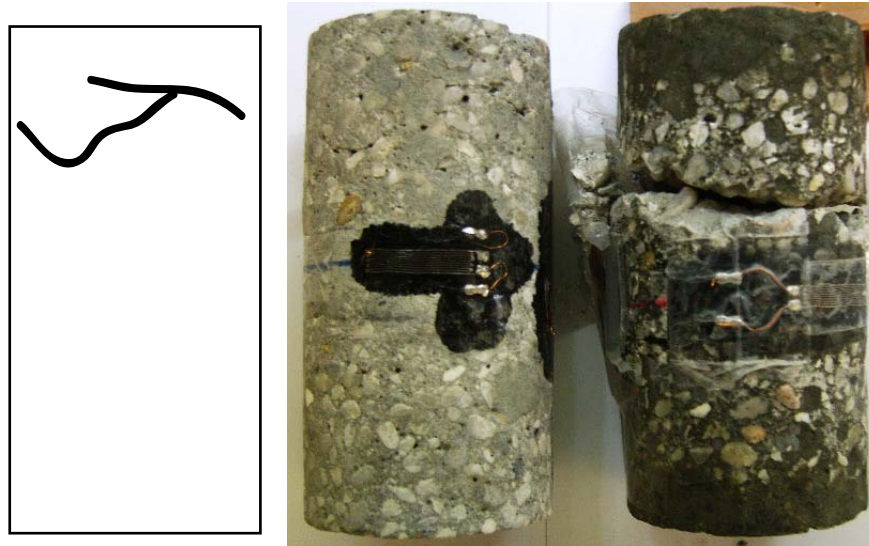


FIG. 4.14 – *Faciès de rupture de deux essais TRX100 différents : essai normal (à droite) et essai stoppé prématurément (à gauche)*

Bandes de localisation très inclinées (en extension et compression simple)

L'essai d'extension à 200 MPa de confinement présente un faciès de rupture différent de ceux rencontrés jusqu'alors. Après l'essai, il présente encore une cohésion résiduelle. Après quelques manipulations, l'échantillon est rompu selon un plan de localisation oblique et fortement incliné, présenté sur la figure 4.15 droite. Ce plan incliné n'est apparemment pas unique puisque une bande de localisation verticale semble aussi traverser une partie de l'échantillon.

Une analogie avec l'essai TRX100 peut être faite. En effet, le plan de localisation est dans les deux cas perpendiculaire à l'axe des contraintes principales maximales, par ailleurs plusieurs plans de localisations à différentes inclinaisons sont visibles et l'on observe un déchaussement des grains résultant de l'endommagement de la matrice. Or, le point limite d'extension est à peu près le symétrique du point limite de l'essai TRX100 par rapport à l'axe des contraintes moyennes. Cette similitude de comportement nécessite cependant d'être confirmée par des essais supplémentaires à d'autres pressions de confinement.



FIG. 4.15 – *Faciès de rupture d'un essai de compression simple (à gauche) et de l'essai d'extension (à droite)*

4.2.3 Évolution du faciès de rupture avec le chargement

Le schéma de la figure 4.16 associe les faciès de rupture aux essais triaxiaux présentés dans l'espace des contraintes ($\sigma_m; q$). Lorsque l'on suit la surface seuil, on peut observer

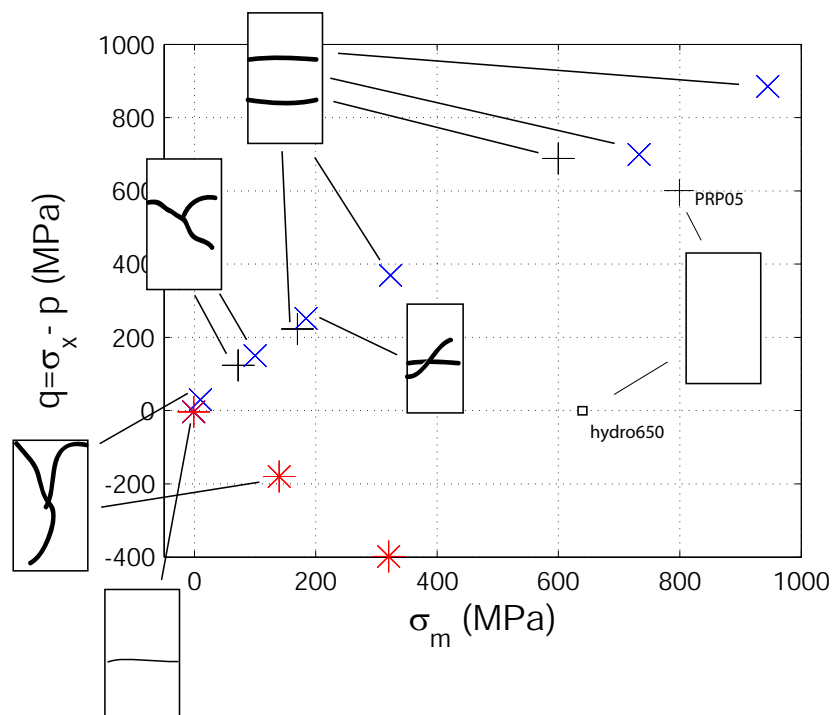


FIG. 4.16 – *Faciès de rupture en fonction des états limites dans ($\sigma_m; q$)*

une évolution de l'inclinaison de la localisation avec le niveau de contrainte moyenne. Les essais hydrostatiques et PRP05, qui sont restés sous la surface seuil au cours du chargement, ne présentent pas de localisation.

La figure 4.17 associe les faciès de rupture aux résultats d'essais des campagnes triaxiales et proportionnelles. Ces courbes semblent mettre en évidence un lien entre les faciès obser-

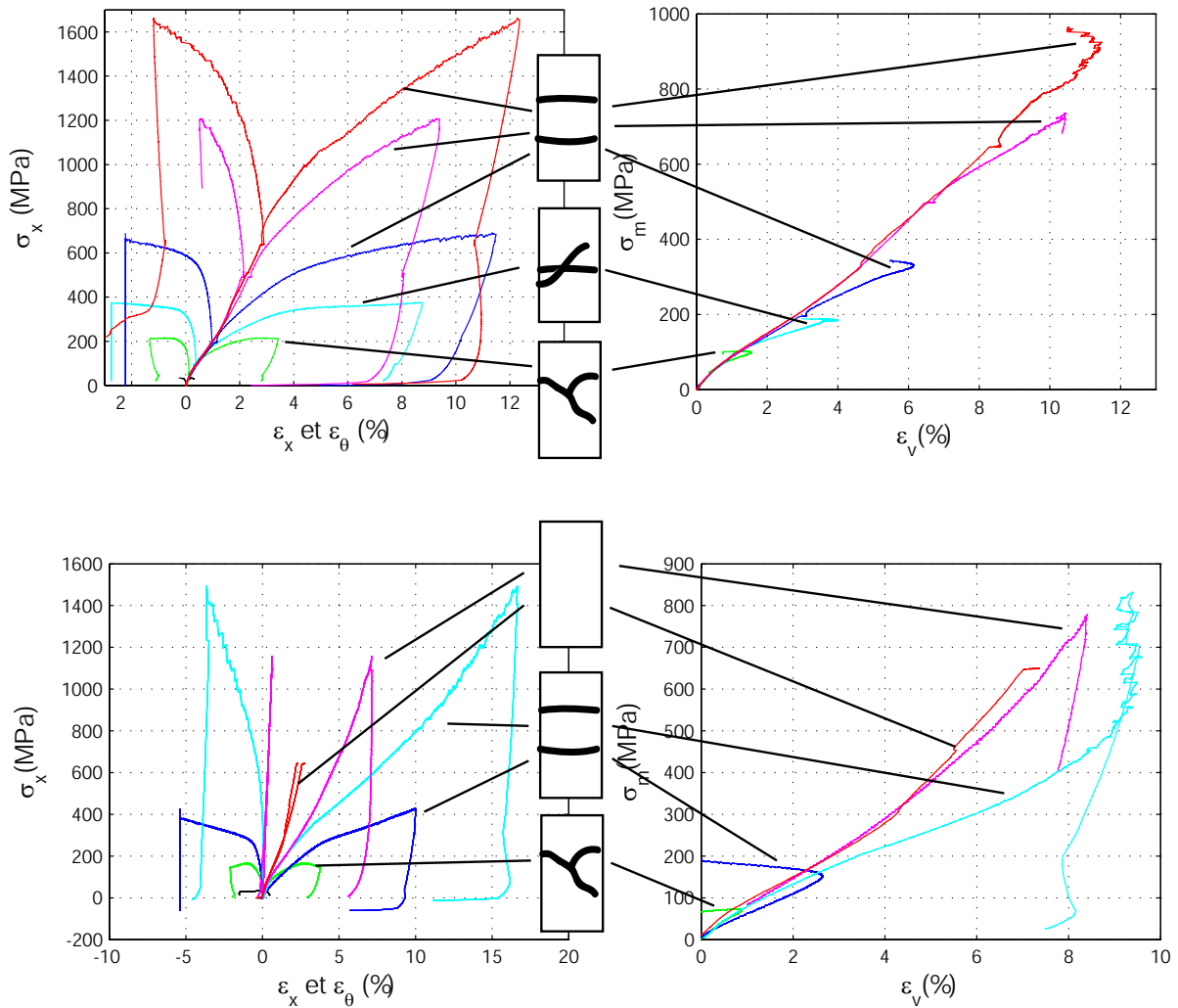


FIG. 4.17 – Évolution des faciès de rupture avec les chargements triaxiaux et proportionnels

vés et les états limites rencontrés. Lorsqu'un pic de contrainte est atteint, la localisation est inclinée. L'évolution de l'état limite d'un pic vers un plateau correspond aussi d'un point de vue de l'endommagement à une inclinaison perpendiculaire à l'axe principal de charge des bandes de localisation.

4.2.4 Observation de la dilatation, phénomène diffus, réarrangement granulaire

La mesure de déformation par jauge est une mesure locale qui a l'avantage d'être particulièrement précise. On imagine cependant la limite de ces mesures lors de l'apparition de la localisation. En effet, si la jauge ne se situe pas sur la bande de localisation, elle ne montrera pas le phénomène. Dans le cas contraire, son signal sera fortement modifié, la modification dépendant du type de localisation et de l'orientation de la jauge. Sur

l'ensemble des essais réalisés, les jauges ne se situent quasiment jamais sur les zones de localisation, elles ne peuvent donc pas l'avoir mesurée. Ceci met en évidence le fait qu'il n'existe pas de lien direct entre la localisation observée au démontage et la déformation mesurée pendant l'essai.

La répétitivité de la transition contraction-dilatation semble indiquer que elle-ci résulte de phénomènes diffus à l'intérieur de la structure. À faible niveau de confinement, Mazars (1984) associe la dilatation à l'ouverture de micro-fissures au sein de la structure. L'endommagement associé est diffus, la localisation apparaît au pic de contrainte par coalescence d'une partie des micro-fissures. Lorsque la pression de confinement est plus importante, la dilatation observée peut être expliquée par le réarrangement du squelette granulaire des échantillons. 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 dépassé, l'échantillon montre de la dilatation volumique.

4.2.5 Bandes de compaction dans les échantillons

Certaines bandes de localisation observées après un essai à pression de confinement élevée font penser aux bandes de compaction observées sur certains grès soumis aux mêmes types de sollicitations (uniaxiales confinées). Ces bandes sont en effet perpendiculaires à l'axe de contrainte principale et semblent s'être propagées sur un plan unique, ceci à plusieurs endroits simultanément.

Il est cependant difficile de déterminer l'épaisseur de la bande horizontale, car les manipulations de l'échantillon après essai déchaussent les granulats. La faible porosité et la taille maximale des granulats ne facilitent pas l'apparition de ces bandes si l'on en croit les résultats d'essais sur roches (voir le paragraphe 1.3.2, page 42).

Il est finalement difficile d'affirmer qu'il s'agit effectivement de bandes de compaction.

4.3 CONCLUSION

La transition contraction-dilatation étant définie comme un état limite de référence, la comparaison dans le plan $(\sigma_m; q)$ des états limites des essais triaxiaux et proportionnels a mis en évidence l'existence d'une surface seuil paraissant indépendante du chemin de sollicitation. Les premiers essais d'extension ont défini une surface seuil du côté des déviateurs négatifs. Ces deux enveloppes sont symétriques par rapport à l'axe de contrainte moyenne, ce qui montre l'absence d'influence de l'angle de Lode à ces niveaux de pression. Les résultats d'extension ne sont valables qu'à ces niveaux de contraintes et nécessitent d'être confirmés par des essais supplémentaires, notamment à plus basse pression, pour lesquels on observe généralement une influence de l'angle de Lode.

Le phénomène de compaction et différents modes de rupture ont été mis en évidence par l'observation des faciès de rupture après essais. La compaction est un phénomène diffus et homogène qui dépend du chemin de sollicitation. Il résulte essentiellement d'un couplage entre l'effondrement de la porosité de la matrice et l'endommagement structural de cette matrice. Lorsque les contraintes de cisaillement sont élevées, un réarrangement granulaire

s'opère et intensifie le phénomène. La compaction la plus importante est associée à un chemin de sollicitation suivant la surface seuil tout en restant juste au dessous.

D'autres types d'endommagements plus localisés ont été mis en évidence lors des essais triaxiaux et proportionnels. Ils se présentent sous forme de bandes de localisation. On montre que l'augmentation du niveau de contrainte semble faire varier l'orientation des bandes de localisation : celles-ci sont plutôt obliques et orientées dans la direction de charge maximale à faible niveau de sollicitation, elles s'orientent perpendiculairement à cette même direction à mesure que le niveau de sollicitation augmente.

SIMULATION DU COMPORTEMENT DU BÉTON

Le modèle étudié a été développé par le Centre d'Études de Gramat dans le but de simuler des problèmes de calcul de structure soumises à des impacts. Il est le résultat d'un couplage entre un modèle d'endommagement permettant la description des mécanismes de dégradation du béton sous faible confinement et d'un modèle élastoplastique permettant de reproduire le comportement du matériau sous chargements à haut niveau de confinement. Le couplage permet de simuler la réponse du matériau selon de nombreux chemins de sollicitations. Il a pour objectif d'être le plus général possible.

On souhaite dans ce chapitre modéliser le comportement du béton R30A7. Le modèle PRM couplé utilise un nombre assez conséquent de paramètres, que nous identifions en grande partie grâce aux résultats issus des essais expérimentaux sur GIGA. Certains de ces paramètres ne peuvent pas être identifiés. On utilise alors par défaut les paramètres d'un autre béton, le MB50, dont les paramètres ont déjà été identifiés par le CEG. Une fois tous les coefficients calés, on simule numériquement les différents trajets de chargement suivis lors des essais GIGA, afin d'évaluer l'aptitude de ce modèle à reproduire le comportement triaxial du béton.

Ce modèle complexe a nécessité plusieurs années de développement. Par conséquent, il faudrait beaucoup de temps pour le maîtriser. La description qui en est faite dans ce chapitre est donc succincte. Elle permet de comprendre son fonctionnement, en mettant notamment en évidence le rôle des différents paramètres à identifier sur la réponse du modèle.

5.1 MODÈLE PRM COUPLÉ

La description des caractéristiques du modèle utilisé dans le code de calcul est en partie issue d'un rapport technique fourni par le CEG (Rouquand (2002)). Il a été implanté dans les codes OURANOS et ABAQUS explicite. Le couplage intègre un modèle d'endommagement, supposé décrire les mécanismes d'endommagement du béton à faible niveau de contrainte moyenne et un modèle élastoplastique à contrainte effective permettant de simuler la réponse des géomatériaux lorsque les contraintes de confinement sont très élevées.

L'utilisation des contraintes effectives permet la prise en compte de l'influence du taux de saturation sur la réponse du béton.

5.1.1 Modèle d'endommagement

Ce modèle repose sur la théorie de l'endommagement des milieux continus. Il a pour référence le modèle de comportement du béton développé par J. Mazars (Mazars (1984)). Ce dernier intègre une variable d'endommagement permettant de décrire l'évolution du module d'élasticité et de la résistance du matériau avec le chargement. On contrôle l'évolution de cette variable grâce à une mesure des déformations en extension du matériaux, sensées représenter le développement de la fissuration au sein de la structure. Les développements qui ont suivi, réalisés par C. La Borderie (La Borderie (1991)) ont permis de distinguer l'endommagement en compression de l'endommagement en traction, et donc de mieux reproduire la réponse du matériau sous sollicitations alternées. C. Pontiroli (Pontiroli (1995)) a quant à lui rendu ce modèle explicite, afin qu'il puisse être intégré dans des codes explicites 3D nettement plus adaptés à la simulation de chargements dynamiques rapides tels que les impacts ou les effets de souffle.

Variables d'endommagement

Ce modèle utilise donc deux variables d'endommagement indépendantes permettant de modéliser une diminution de la raideur du matériau avec le chargement, en respectant la dissymétrie d'endommagement induite par la dissymétrie de micro-fissuration selon que l'on sollicite la structure en compression ou en traction. L'expression des contraintes en fonction des déformations est la suivante :

$$\underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{\sigma}}_{ft} = (1 - (\alpha_c D_c + \alpha_t D_t)) \left[\lambda_0 tr(\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_{ft}) \underline{\underline{I}} + 2\mu_0 (\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_{ft}) \right] \quad (5.1)$$

avec :

$$\underline{\underline{\sigma}}_{ft} = (1 - D_c)^2 \left[\lambda_0 tr(\underline{\underline{\varepsilon}}_{ft0}) \underline{\underline{I}} + 2\mu_0 (\underline{\underline{\varepsilon}}_{ft0}) \right] \quad (5.2)$$

Où $\underline{\underline{\sigma}}$ et $\underline{\underline{\varepsilon}}$ sont respectivement les tenseurs des contraintes et des déformations, λ_0 et μ_0 sont les coefficients de Lamé, $\underline{\underline{\varepsilon}}_{ft}$ et $\underline{\underline{\varepsilon}}_{ft0}$ les déformations inélastiques courantes et initiales, $\underline{\underline{\sigma}}_{ft}$ le tenseur des contraintes à la transition entre la traction et la compression; D_c et D_t représentent les variables d'endommagement en traction et compression, α_c et α_t sont deux coefficients adimensionnels donnant la part de traction et de compression dans chaque chargement.

La figure 5.1 présente la réponse du modèle à des sollicitations alternées en traction et en compression.

Influence de la vitesse de chargement

Le modèle prend aussi en compte l'influence de la vitesse de chargement sur l'augmentation des résistances en traction et en compression du matériau :

$$R_c = \min(1, 0 + a_c \dot{\varepsilon}^{bc}; 2, 50) \quad (5.3)$$

$$R_t = \min(\max(1, 0 + a_t \dot{\varepsilon}^{bt}; 0, 9 \dot{\varepsilon}^{0,46}); 10, 0) \quad (5.4)$$

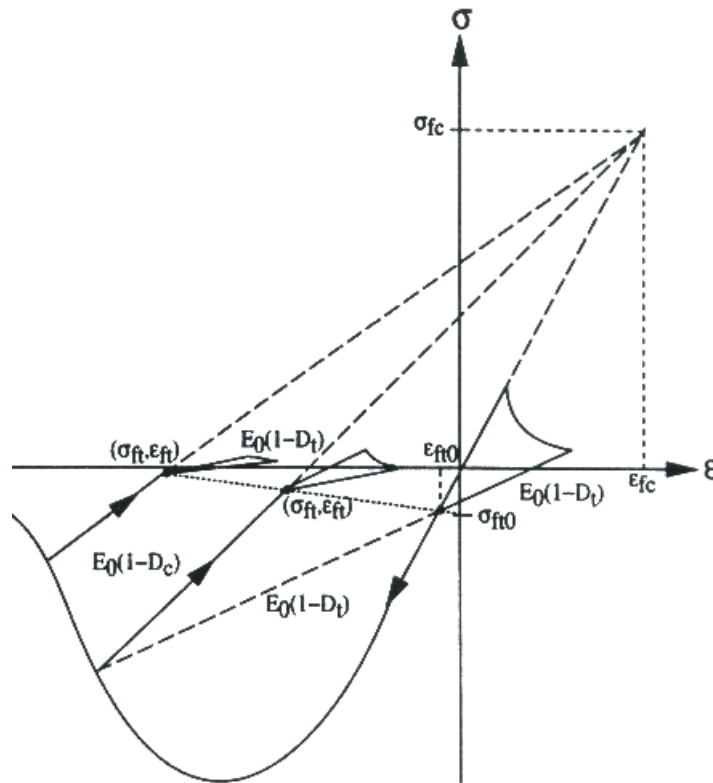


FIG. 5.1 – *Modèle d'endommagement à deux variables scalaires (Pontiroli (1995))*

R_c et R_t représentent respectivement les coefficients multiplicateurs des résistances en compression et traction, en fonction du taux de déformation $\dot{\varepsilon}$. Cette formulation des effets de vitesse, mise en place par E. Buzaud, consiste à limiter les facteurs dynamiques à 2,5 en compression simple et à 10 en traction simple.

5.1.2 Modèle Krieg and Swenson

Le modèle de Krieg et Swanson est un modèle élastoplastique utilisé par le CEG, qui permet de décrire correctement la propagation des ondes de chocs à l'intérieur d'un géomatériau. Il prend en compte deux caractéristiques importantes du béton, la fermeture irréversible de la porosité et l'existence d'un seuil de déviateur, dépendant de la contrainte moyenne dans l'échantillon. Les calculs d'écoulements plastiques volumiques et déviatoires sont menés de manière totalement indépendante.

Compaction du matériau, écoulement plastique volumique

La courbe de comportement volumique est définie comme paramètre du modèle. Cette courbe permet de déterminer de façon explicite la contrainte moyenne au sein du matériau en fonction des déformations volumiques et donc de la réduction de la porosité. Elle est paramétrée dans le modèle sous forme de couples de points $(\varepsilon_v; \sigma_m)$. Les deux derniers couples déterminent le comportement linéaire à l'infini par extrapolation, supposée reproduire le comportement du matériau lorsque la porosité est complètement refermée.

Cette courbe de comportement volumique est la surface d'écoulement plastique volumique du modèle. Un paramètre M interne représentant la déformation volumique maximale au cours du chargement sert de seuil de plasticité en déformation :

$$\begin{aligned} \varepsilon_v^{t+\Delta t} &= \varepsilon_v^t + \Delta\varepsilon_v : \\ \text{si } \varepsilon_v^{t+\Delta t} &< M & p^{t+\Delta t} &= p^t - K_0\Delta\varepsilon_v \\ \text{si } \varepsilon_v^{t+\Delta t} &\geq M & p^{t+\Delta t} &= f(\varepsilon_v^{t+\Delta t}) \text{ et } M = \varepsilon_v^{t+\Delta t} \end{aligned}$$

K_0 est le module de compressibilité élastique du matériau, il évolue entre K_{min} et K_{max} à la décharge et à la recharge. Notons que dans le principe même de la construction du modèle, la réduction de la porosité dépend uniquement de la contrainte moyenne, l'influence des contraintes déviatoires sur le comportement volumique du matériau n'est pas prise en compte.

Seuil de plasticité, comportement déviatoire

Le seuil de plasticité est défini dans l'espace des contraintes $(\sigma_m; q)$. La courbe est paramétrée dans le modèle à l'aide de trois coefficients a_0 , a_1 et a_2 , représentant les coefficients de la courbe $q_0 = \sqrt{a_0 + a_1\sigma_m + a_2\sigma_m^2}$. Il est possible d'imposer au modèle un seuil de déviateur maximum q_{max} . La fin de l'enveloppe de rupture devient un plateau horizontal, on a alors $q_0 = \min(\sqrt{a_0 + a_1\sigma_m + a_2\sigma_m^2}, q_{max})$.

Pour calculer la contrainte déviatoire, on effectue d'abord un calcul élastique prédictif,

$$\underline{\underline{\sigma}}^{d, t+\delta t} = \underline{\underline{\sigma}}^{d, t} + 2G\Delta\underline{\underline{\varepsilon}}^d$$

G étant la variable de cisaillement local. On détermine ensuite q ,

$$q = \sqrt{\frac{3}{2}\underline{\underline{\sigma}}^d : \underline{\underline{\sigma}}^d}$$

ce qui permet le calcul de R et de la contrainte déviatoire finale :

$$R = \min\left(\frac{q_0}{q}, 1\right) \text{ et } \underline{\underline{\sigma}}^d = R\underline{\underline{\sigma}}^d$$

Une fois cette étape terminée, la contrainte totale, qui est la somme de la contrainte moyenne et du déviateur des contraintes, est complètement déterminée.

Non linéarité à la décharge

Ce modèle a été amélioré afin de simuler la non linéarité du comportement volumique à la décharge. On paramètre cette non-linéarité à partir des coefficients K_{grain} et K_{0grain} (figure 5.2), qui représentent respectivement le module tangent à pression de consolidation¹, et le module tangent en fin de décharge à partir de cette pression de consolidation.

Dans le cas où l'on effectue une décharge avant la pression de consolidation, les modules tangents élastiques K_{max} et K_{min} de début et de fin de décharge sont calculés à partir d'interpolations linéaires respectivement entre K_{grain} et K_p , et entre K_{0grain} et K_p , K_p étant le module tangent élastique avant la mise en œuvre des mécanismes irréversibles.

1. La pression de consolidation est la pression pour laquelle la porosité est complètement refermée, l'air est alors totalement chassé de la structure.

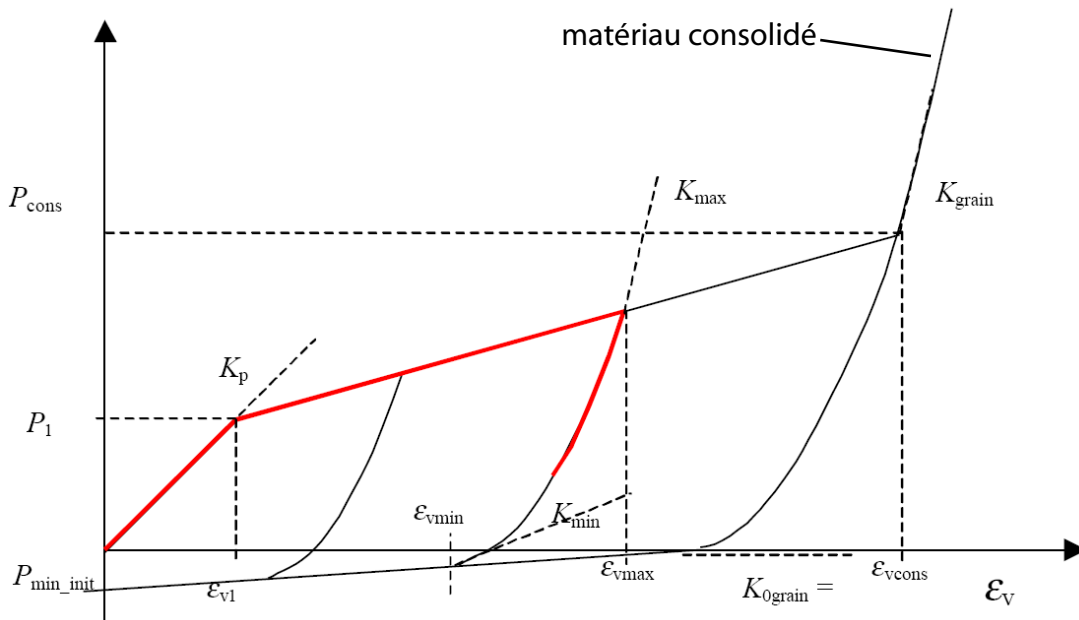


FIG. 5.2 – Paramétrage de la non-linéarité du comportement à la décharge

Prise en compte du taux de saturation

L'utilisation des contraintes effectives dans le modèle permet de prendre en compte les effets de l'eau sur le comportement du matériau. Deux types de modèles, respectivement qualifiés de modèle en série et de modèle en parallèle permettent de simuler le comportement volumique du matériau partiellement saturé. Ils relient les déformations volumiques à la contrainte moyenne et à la pression de l'eau. Les représentations schématiques de ces modèles sont présentées sur la figure 5.3.

La structure du matériau se compose d'une partie de vides remplis d'air, d'une partie de vides remplis d'eau et de la phase solide. Tant que les déformations volumiques n'ont pas atteint le niveau de consolidation² (figure 5.4), l'eau n'intervient pas dans le comportement du matériau, quel que soit le type de calcul utilisé. Une fois cette pression de consolidation dépassée, l'eau modifie le comportement du matériau.

Le modèle de type parallèle (figure 5.3 gauche) suppose que les déformations dans la structure solide et dans l'eau sont identiques, et que la contrainte moyenne du mélange est la somme de la pression de l'eau pondérée par la porosité et de la contrainte moyenne dans la structure solide. La pression de mélange est déterminée par la relation suivante :

$$\sigma_{m \text{ meg}}(\varepsilon_v) = \sigma_{m \text{ sec}}(\varepsilon_v) + \eta p_{\text{eau}}(\varepsilon_v - \varepsilon_{vps}) \quad (5.5)$$

$$\varepsilon_v^{\text{total}} = \varepsilon_v^{\text{grain}} = \varepsilon_v^{\text{eau}} \quad (5.6)$$

où η représente le volume d'eau sur le volume de phase solide et ε_{vps} la déformation à la consolidation. La pression de l'eau est définie à partir de l'équation d'état de Mie Gruneisen. À la déformation de consolidation, la pression de mélange est nulle, l'air est

². La consolidation correspond au niveau de déformations volumiques pour lesquelles le volume de vide devient nul.

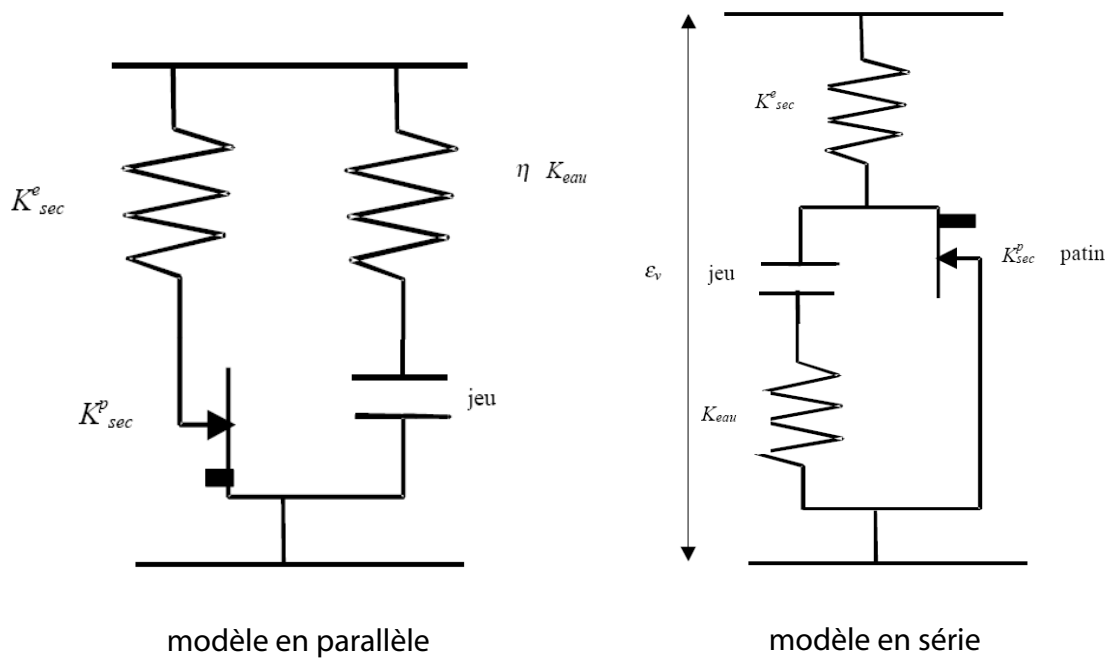


FIG. 5.3 – Représentation schématique des modèles parallèle et série

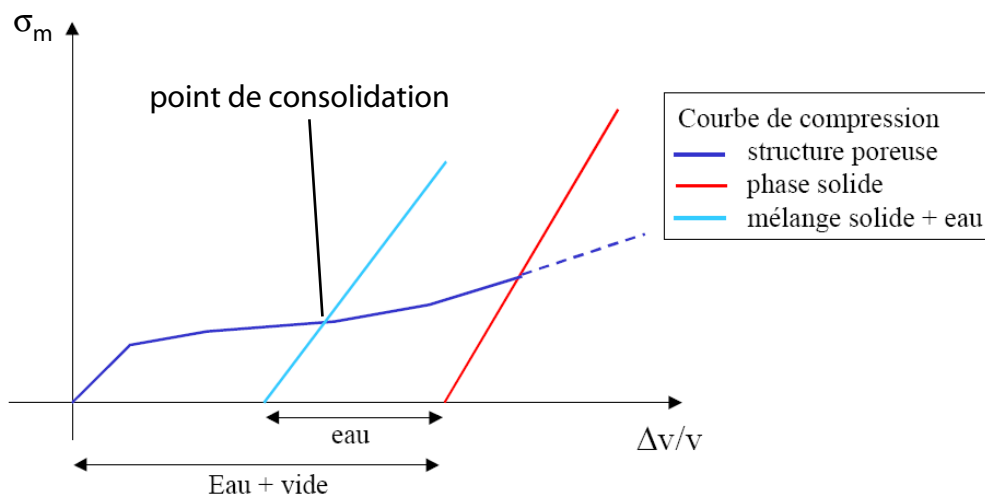


FIG. 5.4 – Comportement du modèle avec prise en compte du taux de saturation

totalemment chassé et le patin qui modélise les déformations plastiques de la structure ne peut plus glisser. Si l'on continue de charger le matériau, celui-ci présente alors un comportement élastique très raide, dû aux influences respectives de la structure solide (qui se comporte de manière élastique au delà de ce point) et de l'eau (figure 5.4).

Dans le modèle de type série, l'approche consiste à écrire que la contrainte moyenne dans la phase solide est égale à la pression dans la phase liquide, c'est la contrainte moyenne de mélange. On considère dans ce cas que la déformation totale du milieu est la somme

des déformations de la structure solide et de la phase liquide :

$$\varepsilon_v^{total} = \varepsilon_v^{grain} + \varepsilon_v^{eau} \quad (5.7)$$

$$\sigma_m = \sigma_m^{mélange} = \sigma_m^{grain} = p_{eau} \quad (5.8)$$

A priori, on connaît la déformation volumique totale, mais pas les valeurs respectives des déformations volumiques de la phase solide et de la phase liquide. Un algorithme itératif de Newton basé sur la fonction erreur $\sigma_m^{grain} - p_{eau}$ permet la détermination des déformations respectives à l'équilibre de la pression de l'eau et de la contrainte moyenne dans la structure solide.

La contrainte moyenne effective, qui permet le calcul des contraintes déviatoires, est définie comme telle :

$$\sigma_m^{eff} = \sigma_m \quad \text{avant consolidation} \quad (5.9)$$

$$\sigma_m^{eff} = \sigma_m^{ps} \quad \text{après consolidation} \quad , \quad (5.10)$$

avec σ_m^{ps} la contrainte moyenne effective à la consolidation. Tant que le matériau n'est pas consolidé, la contrainte moyenne effective est égale à la contrainte moyenne dans le milieu sec. Une fois le matériau consolidé, la contrainte moyenne effective est égale à la contrainte moyenne de consolidation, quel que soit la contrainte moyenne de mélange. Si, dans l'espace des contraintes, la contrainte moyenne effective est limitée, alors le déviateur des contraintes est aussi limité (figure 5.5). le taux de saturation influe donc de manière caractéristique sur les seuils de déviateur atteints.

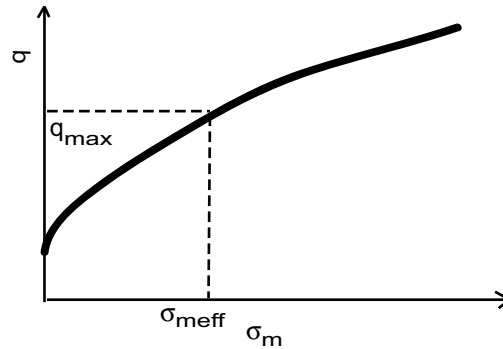


FIG. 5.5 – Influence du seuil de contrainte moyenne effective sur le seuil de déviateur

5.1.3 Couplage des deux modèles

L'objectif du couplage est d'élaborer un modèle valable dans un domaine de sollicitations le plus large possible, à tous les niveaux de confinement et en gardant les avantages respectifs des deux modèles dans leur domaine de validité. L'algorithme de couplage est défini sur la figure 5.6.

On calcule d'abord les déformations volumiques totales à l'instant $i + 1$ grâce à l'incrément de déformation et aux déformations à l'instant i , puis on calcule la contrainte moyenne à partir de la courbe de comportement volumique définie et des éventuelles lois de mélange. On déduit le module de cisaillement G à partir de la contrainte moyenne et

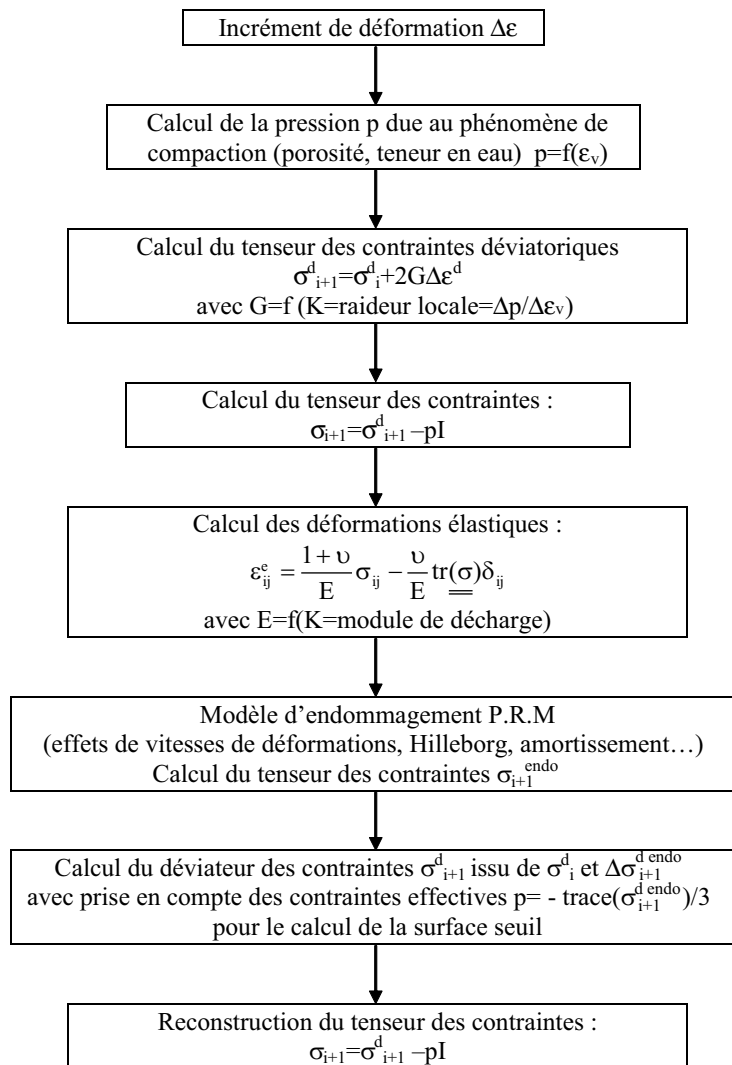


FIG. 5.6 – *Algorithme de couplage des modèles d'endommagement et de plasticité*

du module de compressibilité local K , ce qui permet de calculer la partie déviatoire du tenseur des contraintes σ_{i+1}^d et donc le tenseur des contraintes totales $\sigma_{i+1} = \sigma_{i+1}^d - pI$

Le module élastique de décharge est ensuite calculé et permet d'obtenir le tenseur des déformations élastiques ε^e à partir du tenseur des contraintes. On détermine alors le tenseur des contraintes d'endommagement σ_{i+1}^{endo} lié au modèle PRM, qui permet de recalculer le déviateur des contraintes et finalement le tenseur des contraintes.

Cet algorithme permet d'obtenir un comportement élastoplastique lorsque le modèle d'endommagement n'est pas activé.

5.2 IDENTIFICATION DES PARAMÈTRES

Le Centre d'Étude de Gramat a déjà identifié le comportement de plusieurs bétons à l'aide de ce modèle PRM-couplé. L'un de ces bétons est un micro-béton nommé MB50. Les fichiers permettant de réaliser quelques simulations de référence avec les paramètres du béton MB50 nous ont été fournis. Le modèle ainsi paramétré nous a permis d'effectuer les premières simulations, afin de prendre en main le code de calcul et la routine de calcul

associée au modèle.

Les paramètres du modèle sont assez nombreux et nécessitent de nombreux essais pour être identifiés. Certains d'entre eux ne peuvent pas être identifiés à partir des essais de cette étude, on choisit alors de conserver les paramètres d'un béton étudié par le CEG, le MB50, considérant que ses caractéristiques restent relativement proches de celles du R30A7.

5.2.1 Paramètres étudiés et calés, paramètres d'origine

Les paramètres de la loi de comportement sont présentés dans les tableaux 5.1 et 5.2.

Le tableau est séparé en trois parties dans le sens vertical. La première partie représente les paramètres élastiques et d'endommagement, la deuxième les paramètres du modèle elastoplastique et la dernière les paramètres liés au taux de saturation du béton.

Les nombres soulignés représentent les valeurs non-identifiées, issues de l'identification du MB50. Notons que ces valeurs sont intégralement liées à la partie endommagement du modèle.

5.2.2 Type d'élément, Maillage de référence

Nos essais sont axisymétriques, nous avons donc décidé d'utiliser des éléments 2D-axisymétriques. À la condition d'axisymétrie, nous ajoutons la condition de symétrie par rapport au plan médian (plan coupant le cylindre en deux cylindres de longueur identique). Les différents résultats numériques présentés ainsi que toutes les identifications s'effectuent sur une seule maille (figure 5.7).

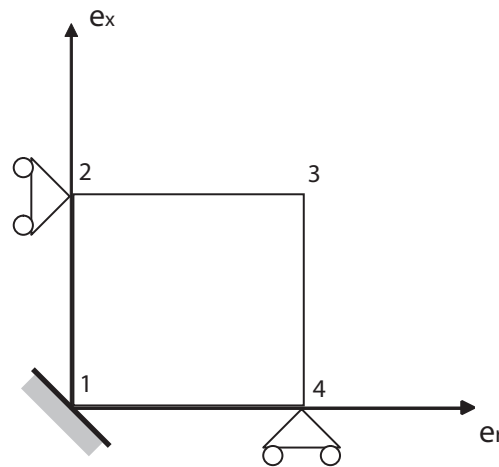


FIG. 5.7 – Conditions de symétries sur la maille de référence

5.2.3 Identification des différents paramètres élastiques et d'endommagement

Les paramètres élastiques et d'endommagement ont été identifiés à partir des essais de compression simple et de traction simple. Les courbes contrainte-déformations de l'essai de compression ont permis d'identifier le module de Young, le coefficient de Poisson, la

E_0 (Pa)	Module de Young E_0	$2,6 \cdot 10^{10}$
ν	Coefficient de Poisson	0,25
$f_{c_{max}}$ (Pa)	Résistance en compression simple	-33,5
$f_{t_{max}}$ (Pa)	Résistance en traction simple	3,6
érosion	Déformation max. avant érosion	<u>0</u>
$\sigma_{tensfin}$ (Pa)	Contrainte finale en traction simple	0
coeff mazars	Coeff. de Mazars pour le cisaillement	<u>1,05</u>
sfto	Contrainte de fermeture de fissure en traction	-3,6
stco	Contrainte de fermeture de fissure en compression	33,5
xlc	Longueur caractéristique du matériau	0
Gf	Energie de fissuration	148
Type d'élément	1:cont plane, 2:Beam B31, 3:2D-axi, 4:coque axi, 0:autre	3
at	Coefficient dynamique en traction	0
bt	Coefficient dynamique en traction	0
ac	Coefficient dynamique en compression	0
bc	Coefficient dynamique en compression	0
Coefamorelas	Amortissement en élasticité	<u>0</u>
Coefamorendo	Amortissement induit par l'endommagement	<u>0</u>
a0	coeff. de l'équation de surface seuil $q = \sqrt{\sigma_m}$	$4 \cdot 10^{12}$
a1	coeff. de l'équation de surface seuil $q = \sqrt{\sigma_m}$	$2 \cdot 10^8$
a2	coeff. de l'équation de surface seuil $q = \sqrt{\sigma_m}$	0,65
Pcut	Pression minimale en traction	10
$\sqrt{g01}$	Valeur du seuil maximal de plasticité	$2 \cdot 10^{16}$
n	couples de points (courbe de cpt volumique)	10
tableau suivant	Ordonnée du point 1	
	Abscisse du point 1	
	...	
	...	
	Ordonnée du point n	
	Abscisse du point n	
K_{grain}	Raideur des grains au moment de la consolidation	$5,0 \cdot 10^8$
K_{0grain}	Raideur des grains après consolidation	$0 \cdot 10^8$
porosec	Volume des vides du milieu sec sur le volume total	0,116
η_{eau}	Volume d'eau sur volume des vides du matériau sec	0
x	Type de loi de mélange : 0 = série, 1 = parallèle	1

TAB. 5.1 – Paramètres du modèle PRM couplé, les paramètres soulignés sont issus de l'identification du MB50

contrainte à rupture en compression et l'énergie de fissuration G_f , qui paramètre l'aire sous la courbe ($\varepsilon_x; \sigma_x$) après le pic de contrainte. La comparaison des résultats numériques et expérimentaux est présentée sur la figure 5.8. On a d'abord calé les paramètres élastiques E et ν , puis la contrainte à rupture $f_{c_{max}}$ et enfin l'énergie de fissuration G_f . L'essai de traction a permis d'identifier la contrainte à rupture en traction. Notons que le coefficient de Poisson du modèle est plus élevé que celui déterminé avec l'essai de compression simple.

n	10	
point	abscisse	ordonnée
1	$-5,5 \cdot 10^{-4}$	$0,21 \cdot 10^8$
2	$-5 \cdot 10^{-3}$	$0,62 \cdot 10^8$
3	-0,01	$0,94 \cdot 10^8$
4	-0,02	$1,51 \cdot 10^8$
5	-0,03	$2,08 \cdot 10^8$
7	-0,06	$4,25 \cdot 10^8$
8	-0,08	$6,11 \cdot 10^8$
9	-0,1	$8,31 \cdot 10^8$
10	-0,177	$20 \cdot 10^8$

TAB. 5.2 – Liste des points de la courbe de comportement volumique

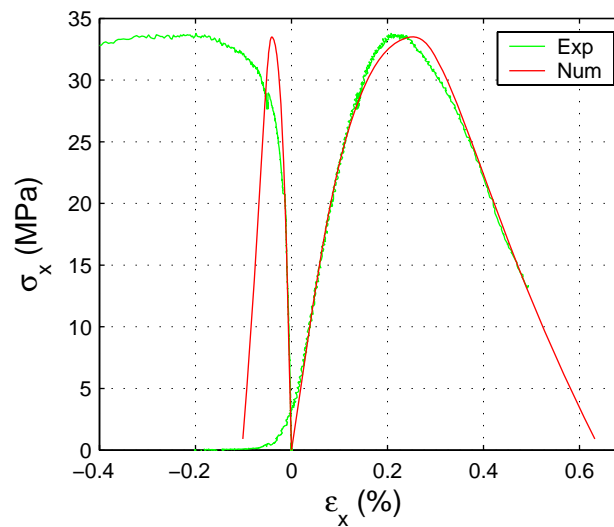


FIG. 5.8 – Identification du modèle d'endommagement à l'aide de l'essai de compression simple, comparaison des résultats numériques et expérimentaux

5.2.4 Identification de la courbe de comportement volumique

La courbe de comportement volumique a été identifiée grâce à la partie hydrostatique des courbes de compaction des essais triaxiaux. La figure 5.9 compare le modèle numérique aux résultats d'essais triaxiaux. L'intérêt d'utiliser ce faisceau de courbes plutôt qu'une courbe hydrostatique unique est de caler la courbe de comportement volumique théorique sur une moyenne de courbes de compaction expérimentales.

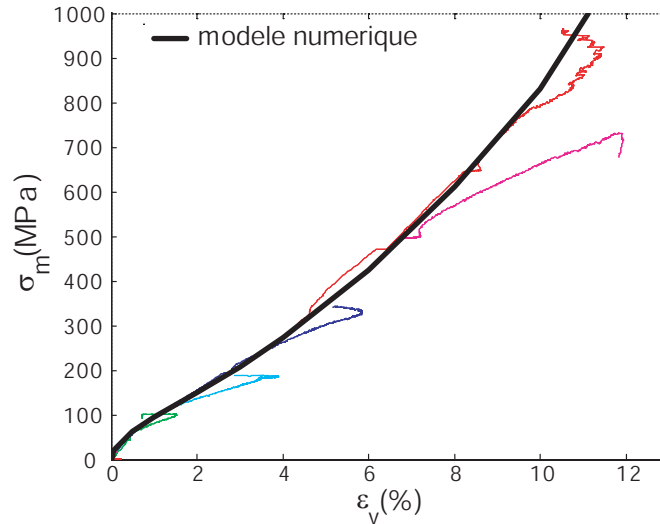


FIG. 5.9 – Calage de la courbe de comportement volumique numérique à partir de la partie hydrostatique des essais triaxiaux

5.2.5 Identification de K_0 et K_{grain} , modélisation des essais cycliques

Ces deux coefficients sont identifiés à l'aide des résultats des essais cycliques (figure 5.10). K_{grain} , qui représente le module tangent élastique de décharge a été identifié à 500 MPa , pour modéliser au mieux la partie supérieure de la courbe de décharge. K_{0grain} a été calé à zéro (valeur minimale admise par le modèle). Cette valeur de K_{0grain} est celle pour laquelle on observe le mieux la non-linéarité à la décharge.

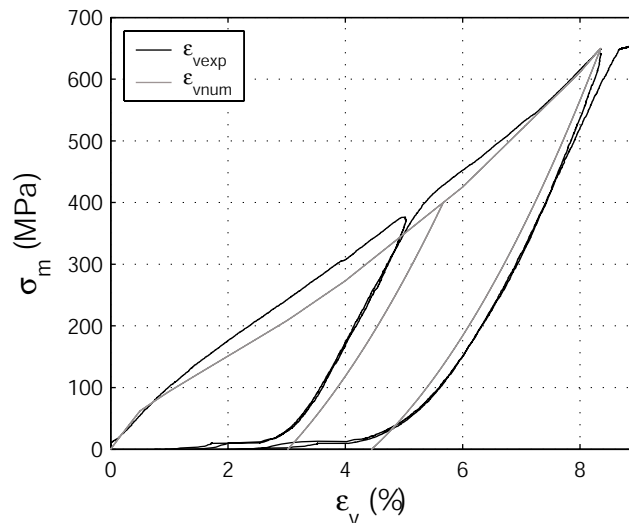


FIG. 5.10 – Essais cycliques : détermination de K_0 et K_{grain} , comparaison des résultats numériques et expérimentaux

Si l'on compare les résultats expérimentaux aux résultats numériques, on observe que la réponse du modèle à un chargement cyclique est assez proche de la réponse expérimentale (figure 5.10). À la charge, les courbes sont un peu éloignées l'une de l'autre, ce qui s'explique par la dispersion des résultats expérimentaux. Lors de la première décharge à 400 MPa de confinement, les courbes sont relativement parallèles en début de décharge, la courbe numérique voit son module diminuer très légèrement et très progressivement, mais ne reproduit pas la chute importante du module tangent des courbes expérimentales lorsque la contrainte tend vers zéro. Les résultats sont similaires à la décharge suivante.

5.2.6 Identification de la surface seuil

Pour identifier la surface seuil de plasticité du matériau, l'idéal aurait été d'utiliser une surface seuil de déviateur expérimentale. Comme beaucoup d'essais n'ont pas montré de seuil de contrainte à haute pression, on utilise la surface seuil définie par la transition contraction-dilatation. Les paramètres a_0 , a_1 et a_2 ont été identifiés de telle sorte que la courbe passe au mieux par les points expérimentaux, la courbe est de la forme $q = \sqrt{a_0 + a_1\sigma_m + a_2\sigma_m^2}$. Dans un premier temps, on identifie ces coefficients par le biais d'une régression polynomiale d'ordre 2 sur l'équation liant le carré du déviateur à la contrainte moyenne. Cependant le résultat ne paraît pas satisfaisant, car il passait trop loin des points du bas de la courbe (figure 5.11 de gauche).

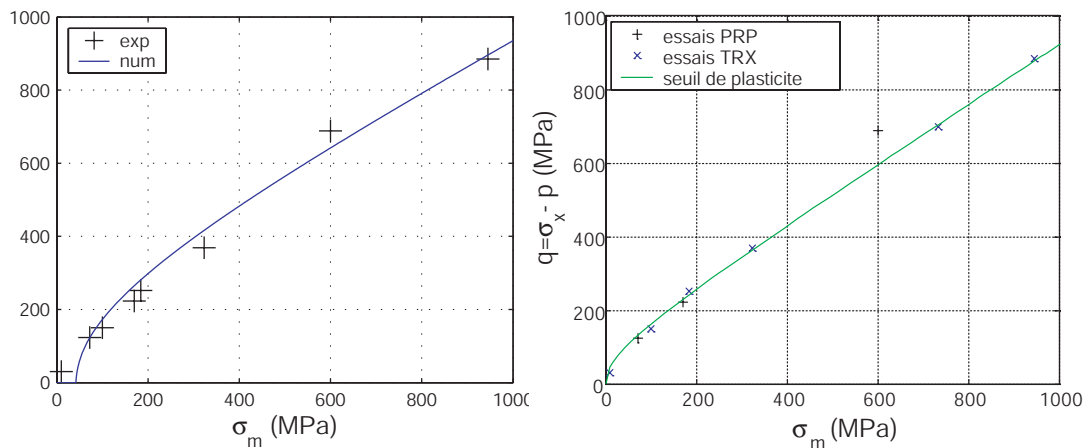


FIG. 5.11 – Identification de la surface de plasticité par régression (à gauche) et manuelle (à droite)

L'identification s'est donc faite en attribuant un poids plus important aux points à faible déviateur et en négligeant l'état limite de l'essai PRP035. Le résultats de cette identification est présenté sur la figure 5.11 droite.

5.3 MODÉLISATION DES ESSAIS GIGA

Différents essais numériques ont été mis au point afin d'évaluer la capacité du modèle à reproduire les chargements triaxiaux expérimentaux. Des simulations d'essais triaxiaux, proportionnels et d'un essai œdométrique ont ainsi été effectuées avec les paramètres du béton R30A7 sec. Des simulations d'échantillons partiellement et totalement saturés ont été réalisées, permettant d'évaluer la capacité du modèle à reproduire l'influence du taux de saturation sur la surface seuil du matériau.

5.3.1 Réponse du modèle à des sollicitations triaxiales

Les conditions limites de ces essais numériques sont identiques à celles des essais expérimentaux. On impose une pression uniforme autour de l'échantillon, puis un déplacement axial de la surface supérieure de l'échantillon numérique à pression constante. Les résultats sont présentés sur les figures 5.12 droite et gauche respectivement en terme de courbes contrainte-déformations et de comportement volumique.

Sur la partie hydrostatique du chargement, les réponses numériques et expérimentales donnent des résultats identiques, ce qui est normal puisque la réponse du modèle a été identifiée sur cette partie. Les différences sont beaucoup plus marquées sur la partie déviatoire du chargement. Durant cette phase, les courbes contrainte-déformations numériques présentent tout de même quelques similitudes avec les courbes expérimentales. On observe pour chaque courbe une contraction axiale et une extension radiale avec l'augmentation de la contrainte axiale, et des pentes d'autant plus plus raides que la contrainte de confinement est élevée. Mais les réponses numérique et expérimentale mettent aussi en évidence des différences significatives. Le comportement linéaire des courbes contrainte-déformations numériques s'oppose à la diminution progressive du module tangent des courbes expérimentales. Les courbes numériques montrent aussi une rupture de comportement marquée lorsque la surface seuil est atteinte, à l'inverse de la relative progressivité des résultats expérimentaux.

La comparaison des courbes de comportement volumique (figure 5.12 basse) montre l'inaptitude du modèle à reproduire la compaction en phase déviatoire, liée à l'absence de prise en compte du déviateur des contraintes et donc du cisaillement dans le processus de compaction. La courbe de comportement volumique numérique suit la courbe paramétrée dans le modèle jusqu'à atteindre le seuil de plasticité. Une fois ce seuil atteint, la compaction continue à contrainte moyenne constante. Le modèle ne reproduit pas la transition contraction-dilatation des résultats expérimentaux.

5.3.2 Réponse du modèle à des essais proportionnels

Les essais proportionnels numériques modélisés sont différents des essais expérimentaux car ils sont pilotés en contraintes. En effet, lors d'un essai expérimental, on impose une vitesse de déplacement au vérin axial, et on pilote la pression de confinement pour la maintenir proportionnelle à la contrainte axiale. Il est difficile de réaliser ce type d'asservissement sur un essai numérique, car le fichier d'entrée dans lequel on impose les conditions de chargement ne peut pas être modifié en temps réel. On pilote alors l'essai en contraintes, en imposant au chargement en pression d'être proportionnel au chargement

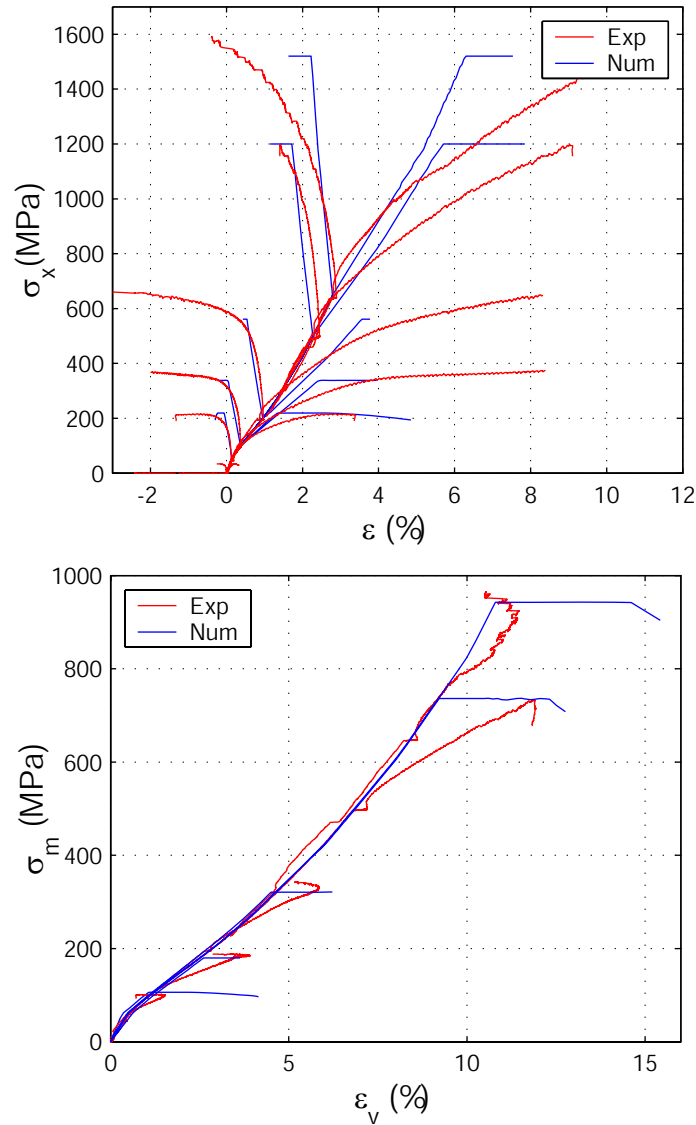


FIG. 5.12 – *Comparaison des essais triaxiaux expérimentaux et numériques, courbes contrainte-déformations (en haut) et de comportement volumique (en bas)*

axial en contrainte. Les résultats sont présentés sur les figures 5.13 droite et gauche, respectivement en terme de courbes contrainte-déformations et de courbe de comportement volumique.

Les résultats ne sont pas très concluants. Si l'on s'intéresse aux courbes contrainte-déformations, aucun essai ne semble être correctement modélisé : les réponses axiales et circonférentielles numériques restent sensiblement les mêmes, quel que soit le coefficient de proportionnalité utilisé ($k=0,2$ $k=0,3$ $k=0,35$ ou $k=0,5$). Les courbes sont d'ailleurs beaucoup plus raides que les courbes expérimentales. L'analyse des courbes de comportement volumique mène aux mêmes conclusions.

Le modèle ne semble donc pas être capable de reproduire l'évolution des pentes avec le coefficient de proportionnalité, ce qui est logique compte tenu du fait que le modèle ne prend pas en compte l'influence du déviateur sur l'évolution de la déformation volumique du matériau.

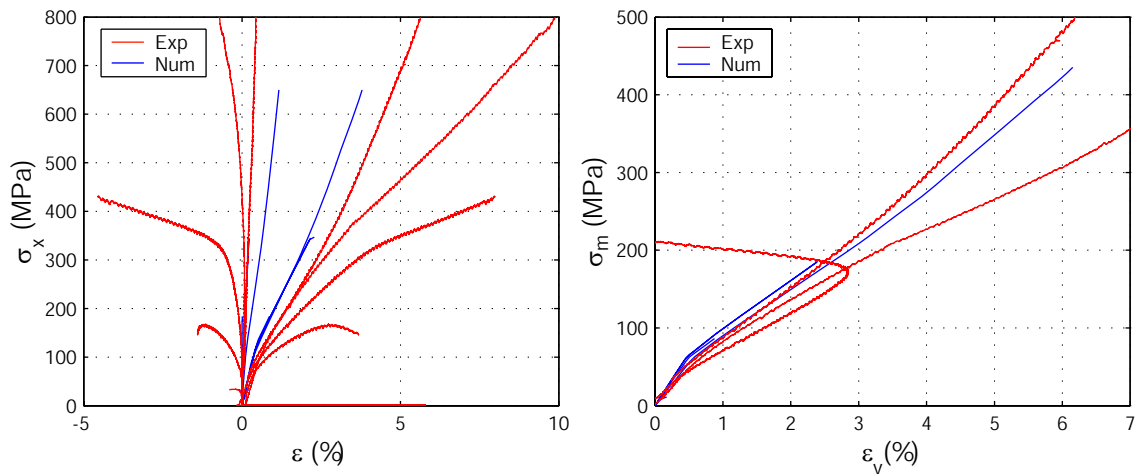


FIG. 5.13 – *Comparaison des essais PRP expérimentaux et numériques, courbes contrainte-déformations (à gauche) et de comportement volumique (à droite)*

5.3.3 Réponse du modèle à un essai œdométrique

L'essai œdométrique a été modélisé, en imposant à la surface supérieure de l'échantillon de ne se déplacer que dans la direction axiale et en empêchant toute déformation dans la direction radiale. La comparaison des résultats est présentée sur les figures 5.14 de gauche et de droite respectivement en terme de courbes de comportement volumique et de chemins de chargement dans l'espace des contraintes.

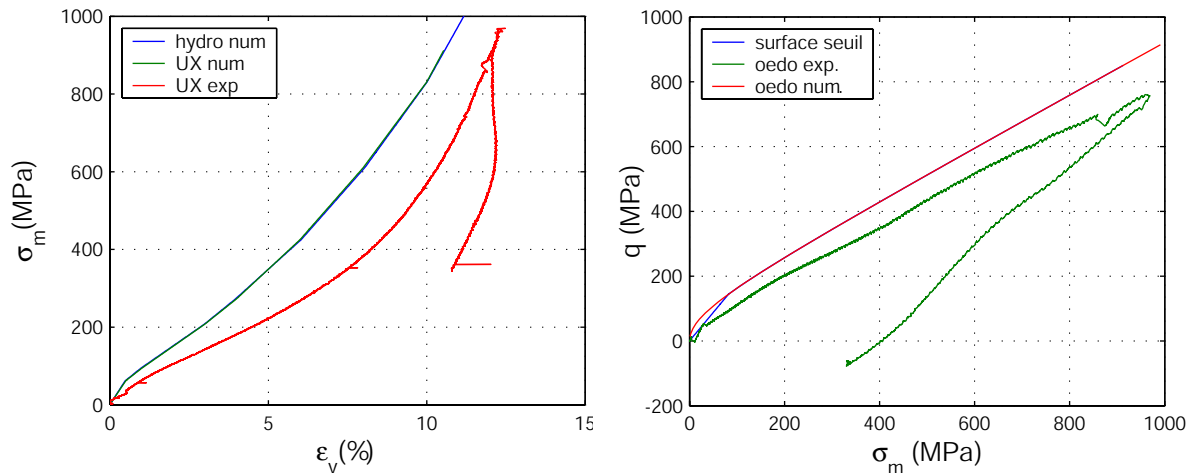


FIG. 5.14 – *Comparaison des courbes de comportement volumique numérique et expérimentale de l'essai œdométrique*

L'analyse du comportement volumique (figure 5.14 de gauche) montre que la réponse volumique œdométrique numérique est parfaitement identique à la réponse hydrostatique numérique, et de ce fait différente de la réponse œdométrique expérimentale. Les conclusions sont les mêmes que dans le paragraphe précédent. Les résultats présentés sur la figure 5.14 de droite montrent aussi l'inaptitude du modèle à reproduire le chemin œdométrique expérimental.

Remarque : l'essai œdométrique numérique atteint très vite la surface seuil et ne la quitte plus au cours du chargement. Cet unique essai numérique permet donc de décrire la quasi-totalité de la surface seuil, ce qui n'est pas le cas pour l'essai œdométrique expérimental.

5.3.4 Influence du taux de saturation du béton sur la surface seuil

L'objectif est d'évaluer la capacité du modèle à reproduire numériquement l'influence du taux de saturation³ sur sa réponse du matériau. On ne s'intéresse ici qu'à l'influence du taux de saturation sur l'évolution de la surface seuil.

Résultats expérimentaux

Une étude de l'influence du taux de saturation du béton sur son comportement triaxial a été réalisée par Vu et al. (2006). La figure 5.15 de droite présente l'influence de celui-ci sur l'état limite atteint, dans l'espace des contraintes ($\sigma_m; q$).

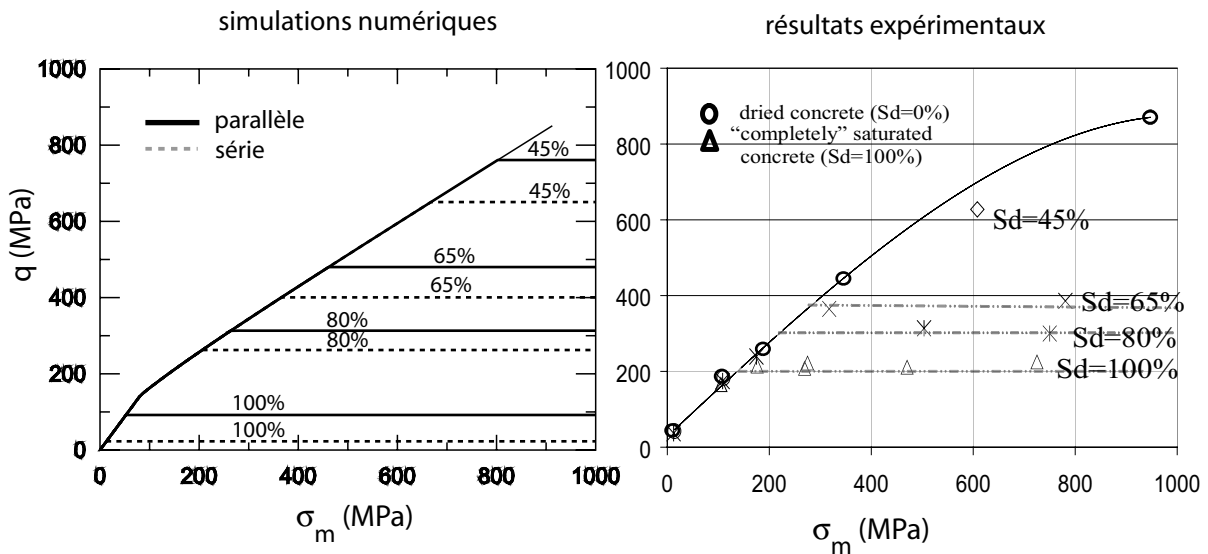


FIG. 5.15 – Influence du taux de saturation sur la surface seuil : résultats des essais numériques avec les deux modèles série et parallèle (à gauche) et résultats d'essais expérimentaux réalisés par Vu et al. (2006) (à droite)

Cette étude présente les états limites atteints lors d'essais triaxiaux, à différents taux de saturation. Les états limites présentés sont pour la plupart des seuils de déviateur. Les seules exceptions sont les deux états limites aux niveaux de contrainte les plus élevés associés aux échantillons secs, pour lesquels l'état limite est défini comme une transition contraction-dilatation.

Les échantillons secs ne présentent aucun seuil de déviateur. Les échantillons saturés à 100% semblent mettre en évidence un seuil de déviateur à 200 MPa, lorsque la contrainte moyenne est supérieure à 100 MPa. Les lignes pointillées représentent les différents seuils de déviateurs correspondant aux différents taux de saturation du matériau considéré. Plus

3. Le taux de saturation est défini comme le rapport du volume d'eau sur le volume des pores dans la structure.

ce taux est faible, plus le seuil est élevé. La figure ne fait pas apparaître de seuil pour les échantillons secs.

Simulation numériques

Plusieurs essais numériques ont été effectués, en reproduisant les taux de saturation des essais expérimentaux. L'essai numérique de déformation uniaxiale (œdométrique) est utilisé pour déterminer la surface seuil⁴.

Deux séries d'essais œdométriques numériques ont été réalisées. La première utilise le modèle série de prise en compte du taux de saturation, et la seconde le modèle de type parallèle. Les simulations ont été réalisées à cinq taux de saturation différents : 0%(sec), 45%, 65%, 80% et 100%(saturé), afin d'être comparés aux essais expérimentaux. Les résultats des essais sont présentés sur la figure 5.15 de gauche en terme de surface seuil dans l'espace des contraintes. On observe effectivement une influence du taux de saturation sur le comportement limite du matériau, avec une limite de déviateur d'autant plus faible que le taux de saturation est élevé, et cela pour les deux types de calcul. Pour un taux de saturation donné, le modèle en parallèle présente un seuil de déviateur plus élevé que le modèle en série. Lorsque l'on simule un matériau complètement saturé avec le modèle en série, le seuil de déviateur est très proche de zéro.

Comparaison

D'un point de vue qualitatif, le modèle PRM permet de prendre en compte l'influence du taux de saturation sur le seuil de maximum de déviateur, ce seuil étant d'autant plus faible que le taux de saturation est élevé. D'un point de vue quantitatif, la comparaison des résultats expérimentaux et numériques montre que le modèle ne reproduit pas correctement la surface seuil d'un échantillon totalement saturé. Quel que soit le type de calcul utilisé (série ou parallèle), la surface seuil numérique est bien au-dessous de la surface seuil expérimentale. Pour un taux de saturation de 80%, les deux types de calcul présentent des résultats très semblables aux résultats expérimentaux. Lorsque celui-ci est inférieur à 80%, les résultats du modèle parallèle sont assez éloignés des résultats expérimentaux. Le modèle série donne de meilleurs résultats. À ces pressions de confinement, et pour un taux de saturation inférieur ou égal à 80%, le modèle série simule correctement l'influence de celui-ci sur la réponse du béton en terme de surface seuil de déviateur.

5.4 CONCLUSION

L'identification des paramètres a été réalisée à partir des résultats d'essais expérimentaux. La partie endommagement du modèle a été identifiée grâce aux essais de compression simple et de traction simple. La partie élastoplastique a été identifiée grâce à la courbe de comportement volumique hydrostatique moyenne, à la surface seuil et grâce aux courbes de chargements hydrostatiques cycliques.

Le modèle montre une bonne aptitude à reproduire les chargements hydrostatiques et hydrostatiques cycliques. La prise en compte de la non-linéarité de décharge et recharge

4. Cette caractéristique n'est vrai que dans le cadre de ce modèle, on remarque d'ailleurs que ce n'est pas le cas pour l'essai œdométrique expérimental.

nécessite cependant quelques améliorations. La modélisation des essais met en évidence un défaut majeur inhérent à sa construction : la non-prise en compte de l'influence des contraintes de cisaillement dans le comportement volumique du matériau, qui fausse d'autant plus les courbes que le rapport du déviateur sur la contrainte moyenne est important.

La surface seuil de plasticité, définie comme un paramètre du modèle, est identifiée grâce aux états limites (transition contraction-dilatation) des essais sur GIGA. Le modèle ne permet cependant pas de reproduire l'état limite même, c'est-à-dire la transition contraction-dilatation. Les résultats numériques tendent à montrer que le matériau continue de compacter à contrainte moyenne constante, une fois le seuil atteint.

Le modèle à contrainte effective permet de prendre en compte l'influence du taux de saturation sur la réponse du matériau en terme d'états limites, le modèle série donne de bons résultats pour des taux de saturation inférieurs ou égaux à 80%. L'étude présentée ne concerne que l'influence du taux de saturation sur l'évolution du seuil de déviateur.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

CONCLUSION

Le travail présenté dans ce manuscrit s'inscrit dans le cadre d'une coopération entre le laboratoire 3S et le Centre d'Étude de Gramat (DGA). Il concerne la caractérisation du comportement triaxial du béton sous fortes contraintes selon différents trajets de chargements. Cette étude nécessite de se focaliser sur un béton de référence, dont les caractéristiques sont les plus représentatives possibles d'un béton courant, compte tenu des dimensions imposées par le dispositif expérimental. Le béton étudié est séché à l'étuve.

L'étude bibliographique a montré les principales caractéristiques du comportement triaxial des matériaux à matrice cimentaire et des géomatériaux. Dès les basses pressions, le confinement influe sur la résistance, la raideur, le type et le niveau des états limites atteints. Cette étude a aussi permis de mettre en évidence le phénomène de compaction et les différents modes de rupture localisés dans les géomatériaux. Des essais réalisés sur un béton, un mortier et une roche (ces derniers étant respectivement le mortier du béton et la roche des granulats utilisés dans ce béton) ont clairement montré l'influence complexe et conjuguée de la matrice et du squelette granulaire sur le comportement triaxial du béton, soulignant ainsi la nécessité d'effectuer des essais sur un matériau représentatif.

Une procédure de fabrication du béton a été établie afin d'assurer une bonne reproductibilité du matériau. La procédure de mise au point des essais a quant à elle permis d'effectuer des tests à des niveaux de contrainte moyenne de l'ordre du GigaPascal. Une membrane multi-couche faite de latex et de néoprène assure l'étanchéité des essais. Un traitement spécifique de la surface de l'échantillon a permis d'augmenter de manière significative le taux de réussite de ces derniers. Grâce à ces deux solutions techniques, les déformations de l'échantillon ont pu être mesurées par le biais de jauges d'extensométrie, ce qui est original pour ce type de matériau et à ces niveaux de contrainte. Les essais oedométriques avec chemise de confinement ont nécessité une procédure particulière : une résine époxy est injectée entre l'échantillon et la chemise, garantissant un contact parfait.

Les niveaux de pression de confinement atteints lors des essais ont nécessités un traitement des signaux du capteur de force et du LVDT. Le LVDT étant positionné sur les

enclumes de chargement, il a fallu soustraire la déformation des enclumes au signal du LVDT pour obtenir la mesure de déformation de l'échantillon. Par ailleurs, les niveaux de déformations étant importants, ces dernières ont été déterminées de manière incrémentale. La contrainte axiale a été calculée en fonction de la section actualisée de l'échantillon. La précision des mesures a été estimée à environ 5%.

Les différentes campagnes d'essais ont balayé un large spectre de trajets de chargements triaxiaux, faisant ressortir l'influence du confinement et du trajet de chargement sur le comportement du béton. Les essais cycliques ont mis en évidence l'influence du niveau maximum de contrainte atteint sur le comportement du béton. Ils ont montré le caractère élastique et non-linéaire de la décharge.

Les essais triaxiaux ont montré l'influence du confinement sur la raideur et sur l'augmentation des seuils de résistance. Lors de la phase hydrostatique du chargement, tous les essais ont suivi la même courbe de comportement volumique. En phase déviatorique, les courbes contrainte-déformations ont mis en évidence l'influence du confinement sur la raideur des pentes. Cette caractéristique a aussi été observée sur les courbes de comportement volumique. Ainsi, plus le rapport du déviateur sur la contrainte moyenne est important, plus la compaction du matériau est importante, ce qui montre que le déviateur influe sur le processus de compaction. Les états limites évoluent aussi avec le confinement. On a observé pour les essais à faible confinement une transition contraction-dilatation suivie d'un seuil de contrainte, ce dernier tendant à disparaître lorsque le confinement est important.

Les essais proportionnels ont aussi fait ressortir l'influence du coefficient de proportionnalité (k) sur la réponse volumique du matériau. Plus celui-ci est faible, plus les déformations volumiques sont importantes, ce qui montre qu'un rapport q/σ_m important accentue le phénomène de compaction. Ces résultats sont par ailleurs confirmés par ceux de l'essai oedométrique. Les essais proportionnels ont aussi montré l'existence d'un rapport k (entre 0,35 et 0,5) au-dessus duquel il n'est plus possible d'observer d'état limite.

Les essais d'extension réalisés ont permis d'étudier les chemins de sollicitation à déviateur négatif. En phase d'extension, l'échantillon se dilate axialement et se contracte radialement, contrairement à la compression triaxiale. Les premiers résultats ont montrés une diminution du déviateur à volume constant pendant la phase d'extension, jusqu'à une dilatation marquée de l'échantillon, correspondant aussi à l'atteinte d'un seuil de déviateur des contraintes.

Une analyse des états limites et des différents modes de rupture rencontrés a été effectuée. La comparaison de l'état limite transition contraction-dilatation sur l'ensemble des essais réalisés a mis en évidence l'existence d'une surface seuil indépendante du trajet de chargement dans l'espace des contraintes ($\sigma_m; q$). Pour des contraintes de confinement inférieures à 200 MPa, cette surface est confondue avec celle des seuils de contrainte. Les états limites des premiers essais d'extension tendent à montrer que la surface seuil des essais triaxiaux et proportionnels est symétrique à celle des essais d'extension par rapport à l'axe de contrainte moyenne. L'angle de Lode ne semble donc pas avoir d'influence à ces niveaux de contrainte.

Les essais ont permis la caractérisation du phénomène de compaction du béton. Il s'agit d'un phénomène diffus, qui résulte essentiellement d'un couplage entre l'effondrement de la porosité du béton et l'endommagement structurel de la matrice cimentaire. Lorsque les

contraintes de cisaillement sont élevées, un réarrangement granulaire s'opère et intensifie la compaction.

Des modes de rupture plus localisés ont aussi été mis en évidence. Ils se présentent sous forme de bandes de localisation et sont associés en terme de chargement à un rapport important du déviateur sur la contrainte moyenne. Les différents essais ont montré que l'augmentation du niveau de contrainte moyenne faisait varier l'orientation de ces bandes de localisation.

Une évaluation de la capacité du modèle PRM-couplé à reproduire les résultats expérimentaux a finalement été réalisée. Elle a nécessité au préalable une identification des paramètres du modèle, basée sur les essais de compression simple et de traction simple, sur la courbe de comportement volumique du béton et sur la surface seuil caractérisée par les transitions contraction-dilatation.

Le modèle a montré une très bonne aptitude à reproduire les chargements hydrostatiques et hydrostatiques cycliques et il reproduit assez bien les essais triaxiaux. En revanche, la non-prise en compte de l'influence des contraintes de cisaillement sur le comportement volumique du matériau n'a pas permis de reproduire les essais proportionnels et oedométriques.

Une première étude numérique mettant en œuvre un matériau partiellement ou totalement saturé a mis en évidence la capacité du modèle à prendre en compte l'influence du taux de saturation sur la réponse du matériau en terme d'états limites, le modèle de type série donnant de très bons résultats pour des taux de saturation inférieurs ou égaux à 80%.

PERSPECTIVES

Caractérisation du comportement triaxial du béton

Les premiers essais d'extension nécessitent d'être complétés par d'autres essais. À très haut niveau de confinement, la détermination de la surface seuil définie par les états limites en extension permettrait de confirmer l'absence d'influence de l'angle de Lode sur les états limites du béton. Par contre, à faible niveau de confinement (de l'ordre de 50 MPa) il s'agirait de vérifier que l'angle de Lode influe bien sur les états limites, comme le laissent penser les résultats de la littérature. La machine GIGA a récemment été modifiée pour permettre la sollicitation des échantillons de manière cyclique sans réinitialisation de la machine entre chaque chargement. Des essais cycliques pourront alors être réalisés sans traitement spécifique des courbes de résultats, confirmant les premiers résultats obtenus.

Cette étude a permis la caractérisation du comportement d'un béton sec de référence. Une étude parallèle est en cours de réalisation afin de déterminer l'influence de la constitution du béton sur son comportement triaxial (Vu (2007)). Celle-ci va permettre d'une part de déterminer l'influence du taux de saturation sur le comportement triaxial du R30A7 et d'autre part d'évaluer l'influence de la composition du béton sur sa réponse triaxiale, grâce à des essais sur des bétons de compositions différentes. Une troisième étude s'inspirant des travaux de Akers and Phillips (2004) est en cours de réalisation, elle s'attache à caractériser le béton de manière mésoscopique, par l'analyse de l'influence respective du mortier et des granulats sur la réponse triaxiale du matériau.

Analyse des modes de rupture

L'analyse de l'endommagement effectuée lors de cette étude a été basée sur l'observation des faciès de rupture après essai. La presse GIGA ne permet pas de suivre l'évolution des modes de rupture et de la compaction pendant l'essai. Il serait intéressant de réaliser une étude similaire à celle de Baud et al. (2004), qui consiste à stopper l'essai à différents états de chargement pour étudier l'évolution de la rupture. Il serait alors possible de corréler directement l'endommagement observé à l'état de chargement. Pour observer l'état de l'échantillon, on y injecterait une résine, sa découpe permettrait d'observer visuellement l'évolution des phénomènes au coeur de la structure. Un tomographe à rayons X est susceptible d'arriver au laboratoire 3S dans le courant de l'année 2007, il permettrait de déterminer précisément la géométrie de la localisation à différents stades de chargement, sans endommagement de l'échantillon. On pourrait alors observer l'évolution de la localisation sur un unique échantillon que l'on solliciterait à des niveaux de plus en plus élevés. De telles études permettraient peut-être l'observation des bandes de compaction dans les échantillons de béton, cette observation serait complètement originale.

Validation du modèle

Les paramètres non-identifiés sont relatifs à la partie endommagement du modèle. Leur identification nécessite des résultats d'essais de compression et de traction cycliques non confinés et des résultats d'essais dynamiques, tels que des essais aux barres de Hopkinson. Dans le cadre d'un contrat entre le laboratoire ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) et le CEG, des essais aux barres de Hopkinson sur des échantillons confinés sont en cours de réalisation, les échantillons utilisés pour cette étude sont issus du béton

R30A7 et ont été réalisés au L3S. Ces essais permettront d'évaluer l'influence des effets dynamiques sur un béton confiné. Si ces effets s'avéraient non-négligeables, il faudrait alors modifier la partie élastoplastique du modèle PRM afin de les prendre en compte.

Enfin, une évolution du modèle prenant en compte l'influence du déviateur est envisageable dans la mesure où elle permettrait de mieux caractériser la réponse dynamique du matériau dans le cadre de simulations d'impacts. Une étude expérimentale basée sur des essais d'impacts sur une structure faite du béton R30A7 est en cours de réalisation au CEG (DGA). La comparaison des résultats expérimentaux et numériques justifiera la nécessité de modifier ou non ce modèle.

Bibliographie

- S.A. Akers and B.R. Phillips. Concrete modeled 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.
- P. Baud, E. Klein, and T-f. Wong. Compaction localization in porous sandstones: spatial evolution of damage and acoustic emission activity. *Journal of Structural Geology*, 26: 603–624, 2004.
- Z.P. Bazant, Y. Xiang, M.D. Adley, P.C. Prat, and Akers S. A. Microplane model for concrete: li data delocalization and verification. *Journal of Engineering Mechanics*, 33: 255–262, March 1996.
- P. Bischoff and S. Perry. Compressive bahaviour of concrete at high strain rates. *Materials and Structures*, 24:425–450, 1991.
- P. Bésuelle, J. Desrues, and S. Raynaud. Experimental characterisation of the localisation phenomenon inside a vosges sandstone in a triaxial cell. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 37:1223–1237, 2000.
- N. Burlion. *Compaction des bétons : éléments de modélisation et caractérisation expérimentale*. PhD thesis, ENS Cachan, France, 1997.
- 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.
- E. Buzaud. High pressure triaxial compression of concrete. In *Workshop Hard Target Research*, QinetiQ Farnborough, UK, September 2004.
- E. Buzaud, D. Don, and J. Cagnoux. Caractérisation du comportement mécanique du microbéton mb50 sous chargement quasi-statique - résultats d'essais. *Géo*, 4^{ième} réunion annuelle, Aussois, France, Novembre 1997.
- W.F. Chen. *Plasticity in Reinforced Concrete*. McGraw - Hill Book Company, 1982.
- DGA. Projet d'étude amont n°000701 « modèles matériaux pour simulation en dynamique rapide - thème béton », 2002. Date de lancement: Décembre 2002, Client: DGA/STTC, Durée: 4 ans, Coût: 1,7 M€.
- T. Gabet, Y. Malecot, and L. Daudeville. Ultimate strength of plain concrete under extreme combined stresses: triaxial and proportional stress paths. *REGC*, VOL 10/3: 375–390, 2006.

- H.F. Gonnerman. Effect of size and shape of test specimen on compressive strength of concrete. In *Proc. ASTM*, volume 25, partII, pages 237–50, 1925.
- J.K. Gran and D.J. Frew. Measurement and computation of dynamic stresses during penetration into concrete. In *Proceedings of the 8th International Symposium on Interaction of the Effects of Munitions with Structures*, Mc Lean, Virginia, 21-25 April 1997.
- S.J. Hanchak, M.J. Forrestal, E.R. Young, and J.Q. Ehrgott. Perforation of concrete slabs with 48 mpa and 140 mpa unconfined compressive strenghts. *Intern. J. Impact Engrg.*, 12(1):1–7, 1992.
- F. Hild, C. Denoual, P. Forquin, and X. Brajer. On the probabilistic-deterministic transition involved in a fragmentation process of brittle materials strains. *Computers and Structures*, 81(12):1241–1254, 2003.
- 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*, A213:437–452, 1914.
- C. La Borderie. *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse de structures en béton*. PhD thesis, Thèse de doctorat de l'ENS Cachan, France, 1991.
- H. Li and D. Pugh. Mechanical behaviour of materials under pressure. *Elsevier*, 1970.
- Q. Li, S. Reid, H. Wen, and A. Telford. Local impact effects of hard missiles on concrete targets. *Journal of Impact Engineering*, 2005.
- L.J. Malvar and J. Crawford. Dynamic increase factors of concrete. In *28th Department of Defense Explosive Safety Seminar*, Orlando, Floride, 2005.
- L.J. Malvar, J.E. Crawford, J.W. Wesevich, and D. Simons. Local impact effects of hard missiles on concrete targets. *International Journal of Impact Engineering*, 19: 847–873(27), 1997.
- J. Mazars. *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. PhD thesis, Université Paris IV, France, 1984.
- J.W. Murdock and C.E. Kelser. Effect of length to diameter ratio of specimen on the apparent compressive strength of concrete. *ASTM Bull.*, pages 68–73, 1957.
- A.M. Neville. *Propriétés des bétons*. Eyrolles, 2000.
- C. Pontiroli. *Comportement au souffle de structures en béton armé, analyse expérimentale et modélisation*. PhD thesis, École Normale Supérieure de Cachan / Centre d'Études de Gramat, France, 1995.
- H. Romero. *Fragmentation du béton sous explosion. Étude expérimentale d'une explosion confinée. Approche par éléments discrets*. PhD thesis, École Doctorale Information, Structures, Systèmes, Université de Montpellier II, France, 2003.
- A. Rouquand. Présentation d'un modèle du comportement du béton et des géomatériaux, application au calcul de structures et aux effets des armes conventionnelles. Report 134 pages, Délégation Générale pour l'Armement, Centre d'Études de Gramat, 2002.
- J. M. Schmidt. *High pressure and high strain rate behaviour of cementitious materials : experiments and elastic/vicoplastic modeling*. PhD thesis, University of Florida, USA, 2003.

- 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.
- Thiot. Thiot-ingénierie, 2004. la Croix Blanche 46130 Saint Michel Loubejou, France.
- T. Vajdova, P. Baud, and T.-f. Wong. Compaction, dilatancy, and failure in porous carbonate rocks. *J. Geophys. Res.*, 109:B05204, 2004.
- X.H. Vu. *Contribution à l'étude d'influence du degré de saturation et de la formulation du béton sur son comportement sous sollicitations triaxiales extrêmes*. PhD thesis, École Doctorale Mécanique et Énergétique, Université Joseph Fourier, Laboratoire 3S., 2007.
- X.H. Vu, T. Gabet, Y. Malécot, and L. Daudeville. Experimental analysis of concrete behavior under severe triaxial loading. In *The 2005 Joint ASCE/ASME/SES Conference on Mechanics and Materials*, McMat 2005 Mechanics and Materials Conference Baton Rouge, Louisiana, Juny 2005.
- X.H. Vu, Y. Malécot, and L. Daudeville. Influence of saturation degree and water-cement ratio on the behavior of concrete under severe triaxial compression. In *Eighth National Conference on Mechanics of Deformable Solids*, Thai Nguyen City, Vietnam, August 25-26 2006.
- 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.
- E. M. Willam, S. E. Akers, and P. A. Reed. Constitutive models for the triaxial behavior of concrete. Report n°ERDC/GSL TR-05-16, Geotechnical and Structures Laboratory, U.S. Army, 2005.
- K. J. Willam and E. P. Warnke. Constitutive models for the triaxial behavior of concrete. Report 19 Section III, Proc. Intl. Assoc. Bridge Struct. Engrg., Zurich, 1974. 1-30.
- I. O. Yaman, N. Hearn, and H.M. Akta. Active and non-active porosity in concrete part i: Experimental evidence. *Materials and Structures*, 35(246):102–109, 2002.
- H. Zhao and 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*, 33(23):3363–3375(13), September 1996.
- J. A. Zukas, T. Nicholas, H. F. Swift, L.B. Greszczuk, and D. R. Curran. Penetration and perforation of solids. *Impact Dynamics*,, pages 155–183, 1992.

Calcul de l'état de contrainte lors d'un impact :
propagation d'une onde élastique

Soient $u(x,t)$ le déplacement d'un point de la barre, $\sigma_x(x,t)$ la contrainte axiale dans la barre, ρ la densité du matériau et S la section de la barre. Le Principe Fondamental de la Dynamique appliqué à une épaisseur dx de la barres permet de déterminer l'équation d'onde 1D:

$$\frac{\partial \sigma_x(x,t)}{\partial x} = \rho \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} \quad (\text{A.1})$$

qui nous donne une solution de type :

$$u(x,t) = f(x - c_0 t) + g(x + c_0 t) \quad (\text{A.2})$$

avec

$$c_0 = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (\text{A.3})$$

On considère la barre assez longue pour négliger l'onde de retour et ne considérer qu'une onde qui se propage dans la direction \vec{x} , ce qui revient à poser $g \equiv 0$. Les vitesses et déformations de la barre sont obtenues par dérivation:

$$V(x,t) = \frac{\partial u(x,t)}{\partial t} = -c_0 f'(x - c_0 t) \quad (\text{A.4})$$

et

$$\varepsilon(x,t) = \frac{\partial u(x,t)}{\partial x} = f'(x - c_0 t) \quad (\text{A.5})$$

Soit une relation directe entre la vitesse matérielle et la contrainte:

$$\sigma_x(x,t) = E\varepsilon = -E \frac{V(x,t)}{c_0} \quad (\text{A.6})$$

qui donne au niveau du contact ($x=0$) et au moment de l'impact

$$\sigma_x(0,0) = E\varepsilon = -E \frac{V(0,0)}{c_0} = -4.10^7 V_0 \quad (\text{A.7})$$

Essais triaxiaux réalisés

Dans cette annexe, tous les essais triaxiaux sont présentés séparément pour une analyse technique précise du traitement des données. On décrit pour chaque essai, l'instrumentation, les incidents au niveau des jauges, les différents traitements des courbes et les chaînes de mesures utilisées pour tracer les courbes de comparaison.

Nombre de jauges par essai

Chaque essai est instrumenté avec le capteur LVDT et deux jauges circonférentielles. Une partie des essais était équipée d'une jauge axiale permettant la corrélation entre les mesures du LVDT et de la jauge axiale. Bien qu'elle fournisse une information supplémentaire, elle n'a été utilisée que rarement, cela pour deux raisons. D'abord elle allonge nettement le temps de préparation de façon. Ensuite on considère le LVDT assez fiable et précis pour ne pas effectuer de mesure axiale supplémentaire. Ce choix s'est parfois avéré mauvais lorsque le LVDT a été défaillant, mais dans l'ensemble, ce système de mesure est fiable.

TRX50

Analyse des signaux bruts : L'échantillon A4-55 (échantillon n° 55 issu du bloc 4) a été utilisé pour réaliser cet essai. L'instrumentation est constituée du LVDT et de deux jauges circonférentielles. La figure B.1 présente le chemin de sollicitations dans le temps ainsi que les mesures de déformations brutes fournies par les jauges et le LVDT. Cet essai se place aux limites inférieures de la machine en terme de précision d'asservissement. Si l'on s'intéresse au chemin de sollicitation, on observe un écart entre la consigne de pression de 50 *MPa* et la pression effectivement maintenue lors de la phase triaxiale d'environ 45 *MPa*. Le saut de contrainte observé à $t = 600s$ correspond à un arrêt du vérin axial effectué par l'opérateur, correspondant à des ouvertures et des fermetures de vannes. Ce saut paraît très important étant données les faibles sollicitations atteintes, mais pourra être considéré comme négligeable par rapport aux capacités maximales de la machine.

Si l'on s'intéresse maintenant aux déformations, on remarque d'abord, à la fin de la phase hydrostatique, une importante déformation du capteur LVDT, inexistante sur les signaux

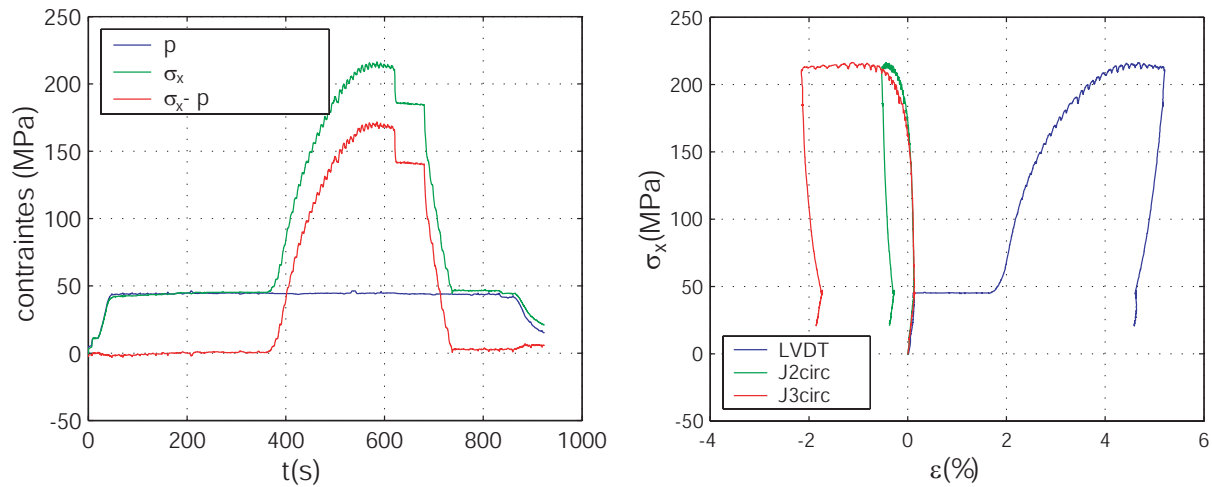


FIG. B.1 – *TRX50*: Contraintes dans le temps (à gauche) et signaux des jauges et du LVDT (à droite)

des jauges. Il s'agit ici d'un artefact de mesure, correspondant en fait au glissement du capteur LVDT sur l'enclume lors de l'accostage du vérin axial. Un autre artefact à prendre en compte est l'augmentation progressive du module tangent du signal LDVDT lors de la phase d'accostage, invisible au niveau des jauges. Celui-ci peut être expliqué par le rattrapage des jeux et des défauts de parallélisme lors de l'accostage du vérin axial. Il faut donc supprimer ces deux artefacts en translatant la partie déviatorique du signal LVDT. On remarque au maximum de charge une différence de comportement entre les mesures des deux jauges circonférentielles pouvant mettre en évidence une certaine inhomogénéité des mesures. Étant donné l'impossibilité de privilégier l'une des deux jauges par rapport à l'autre, je choisis de prendre comme déformation circonférentielle la moyenne des deux signaux. L'absence de données en fin d'essai correspond à un arrêt d'enregistrement des signaux dû à une défaillance du système d'acquisition.

Résultats après traitement des signaux : Les signaux traités sont présentés sur les figures B.2 et B.3. La figure B.2 de gauche présente la contrainte axiale en fonction des déformations axiales et circonférentielles. La figure B.2 de droite présente un zoom de ces courbes sur la phase hydrostatique. Lors de cette phase hydrostatique, on observe une bonne cohérence des signaux, qui restent relativement parallèles jusqu'à environ 30 MPa, ensuite ces signaux se séparent. Les « bruits » observés sur le signal du LVDT ainsi que la montée brutale en fin de phase hydrostatique semble indiquer que l'on atteint les limites de mesure de ce capteur.

Lors de la phase déviatorique, on observe une diminution progressive des modules tangents jusqu'à l'atteinte d'un seuil de contrainte à 220 MPa suivie d'une légère diminution de la contrainte jusqu'à l'arrêt de l'essai. La figure B.3 présente la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique. On observe une contraction de l'échantillon jusqu'au seuil de contrainte correspondant approximativement à la transition d'un état de contraction à un état de dilatation. Lors du passage de la phase hydrostatique à la phase déviatoire, on peut remarquer une évolution de la pente de la courbe, celle-ci paraissant moins raide lors de l'application des contraintes déviatoires. Ceci semble indiquer une

compaction augmentée lors de l'application des contraintes déviatoires.

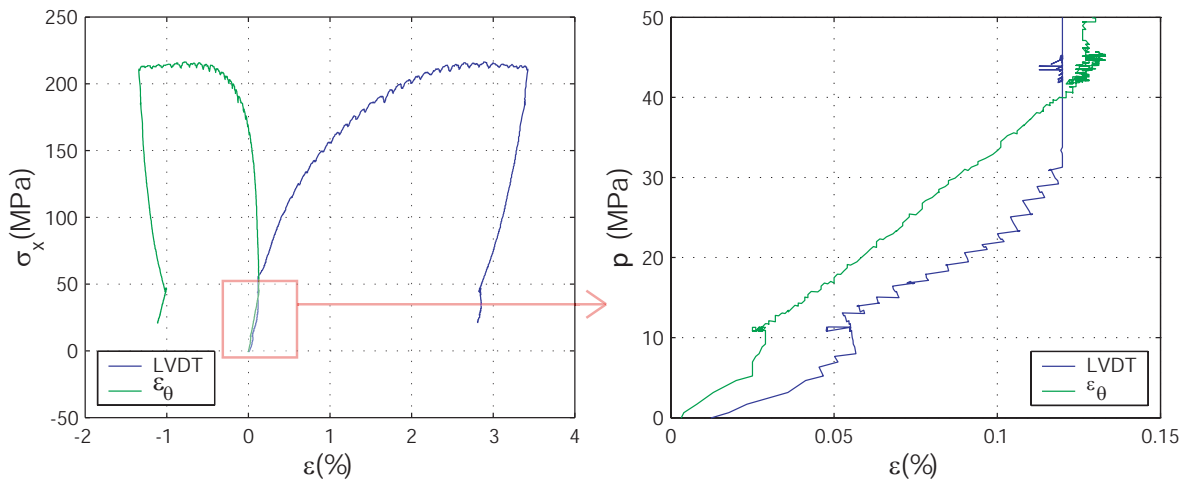


FIG. B.2 – *TRX50*: Courbes contrainte-déformations totales (à gauche), phase hydrostatique (à droite)

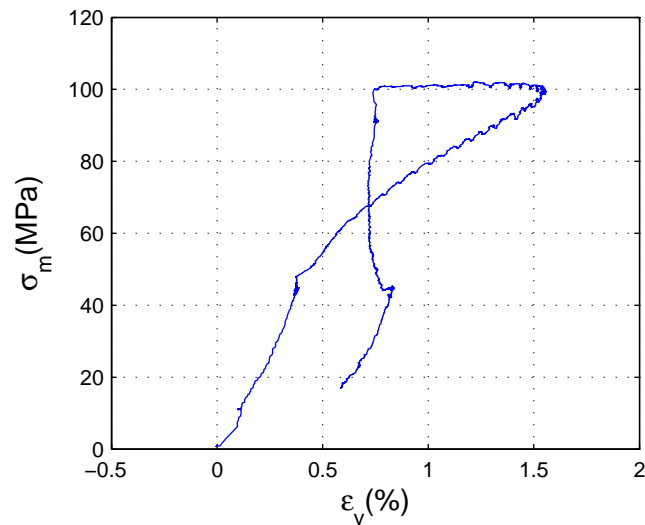


FIG. B.3 – *TRX50*: Courbe de comportement volumique

TRX100

Pour réaliser cet essai triaxial on a utilisé l'échantillon A9-75. On mesure les déformations axiales par le biais du LVDT et les déformations circonférentielles grâce à deux jauges. L'évolution des contraintes et des déformations en fonction du temps sont respectivement présentées sur les figures B.4 de gauche et de droite. La figure B.4 de gauche montre un seuil de contrainte très légèrement inférieur à 100 MPa. La figure B.4 de droite montre que les signaux des deux jauges circonférentielles sont très proches, jusqu'à la perte prématurée du signal de la jauge 2. Je choisis donc de n'utiliser que la mesure de la jauge 3 pour déterminer la déformation circonférentielle.

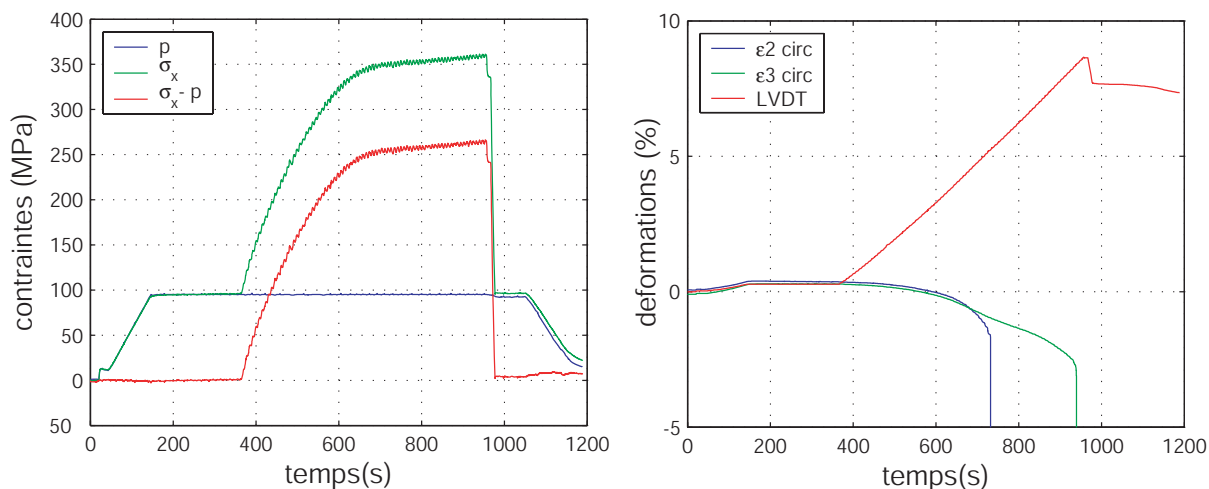


FIG. B.4 – *TRX100*: Contraintes (à gauche) et déformations (à droite) en fonction du temps

Les figures B.5 gauche et droite présentent respectivement les résultats d'essais sous la forme de courbes contrainte-déformations ($\sigma_x; \epsilon_x$) et ($\sigma_x; \epsilon_\theta$) et d'une courbe de comportement volumique sont présentées séparément sur les figures B.6 de gauche et de droite. Ces

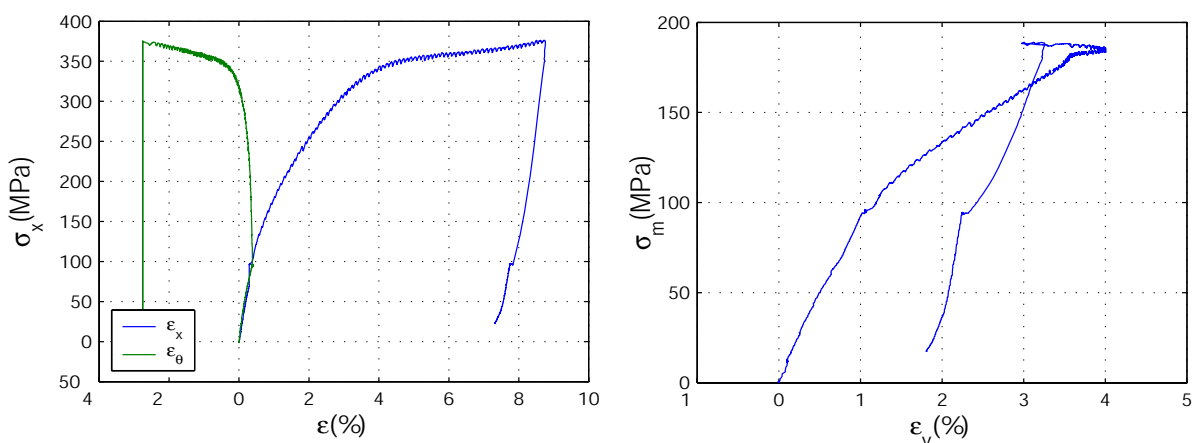


FIG. B.5 – *TRX100*: Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)

différentes courbes mettent en évidence une certaine homogénéité des déformations lors de la phase hydrostatique, avec des déformations axiale et circonférentielle très cohérentes, même si l'une est globale et l'autre locale. Le début de la phase triaxiale correspond à la divergence de ces deux signaux. La variation de la pente de la courbe semble indiquer une accentuation de la compaction avec la présence de contraintes déviatoires.

Aux alentours de 340 MPa de contrainte axiale, on peut remarquer une variation des pentes des courbes contrainte-déformations. Cette variation de pente est associée à la transition contraction-dilatation de la courbe de comportement volumique.

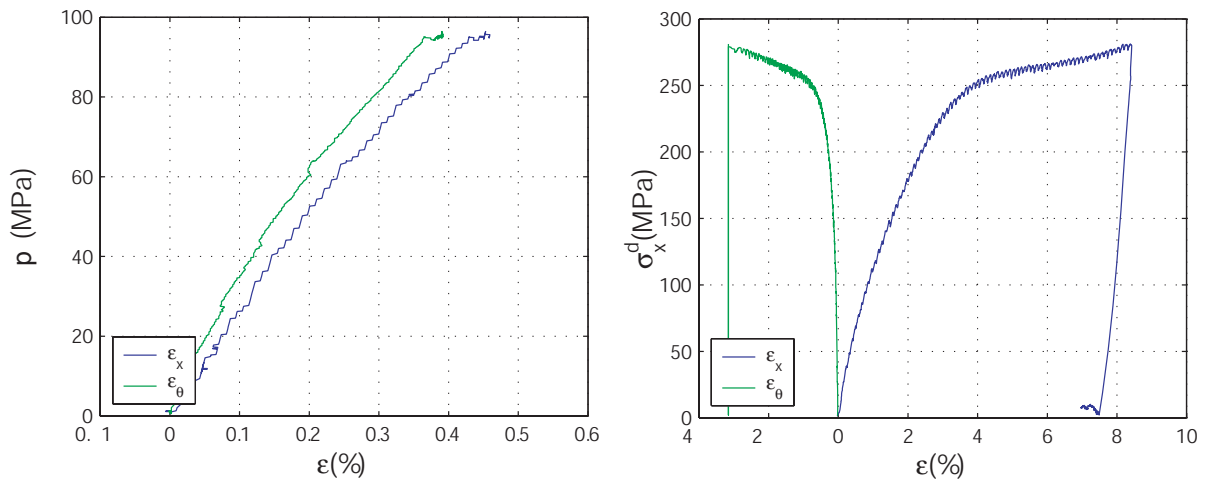


FIG. B.6 – *TRX100*: Phase hydrostatique (à gauche) et phase déviatoire (à droite)

TRX200

L'échantillon utilisé pour le test TRX200 est l'échantillon A9-76, le LVDT fournit la mesure de déformation axiale, les deux jauges donnent les déformations circonférentielles. On définit la déformation circonférentielle comme la moyenne des deux signaux puisque rien ne permet de favoriser un signal par rapport à l'autre.

La figure B.7 présente les contraintes et les différentes déformations en fonction du temps.

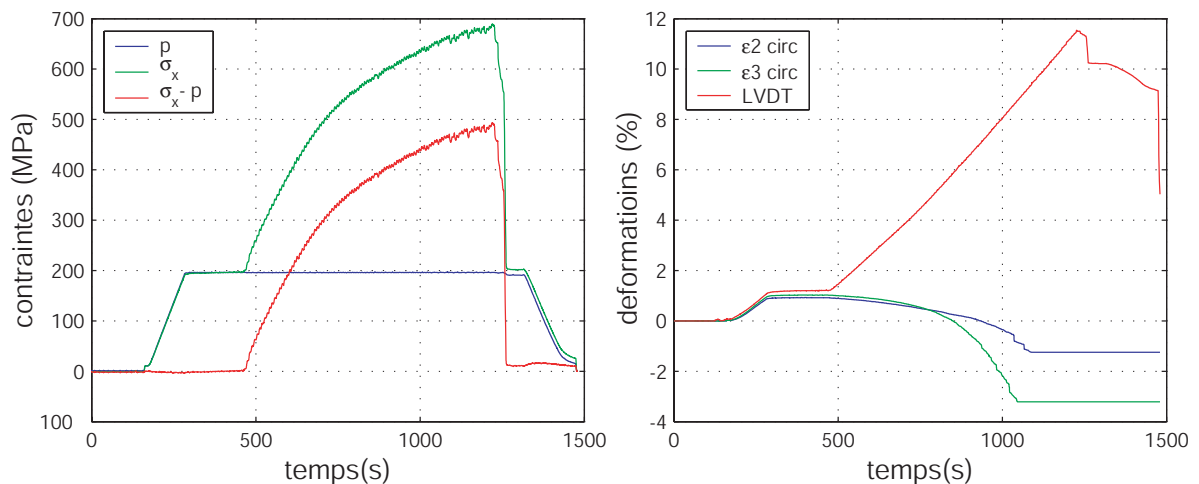


FIG. B.7 – *TRX200*: Contraintes (à gauche) et déformations (à droite) en fonction du temps

Les figures B.8 de gauche et de droite présentent respectivement la contrainte axiale en fonction des déformations axiales et circonférentielles et la courbe de comportement volumique. Les figures B.9 présentent séparément les parties hydrostatiques (à gauche) et déviatoires (à droite) des courbes contrainte-déformations. Ces courbes mettent en évidence une très bonne cohérence des déformations axiales et circonférentielles lors de

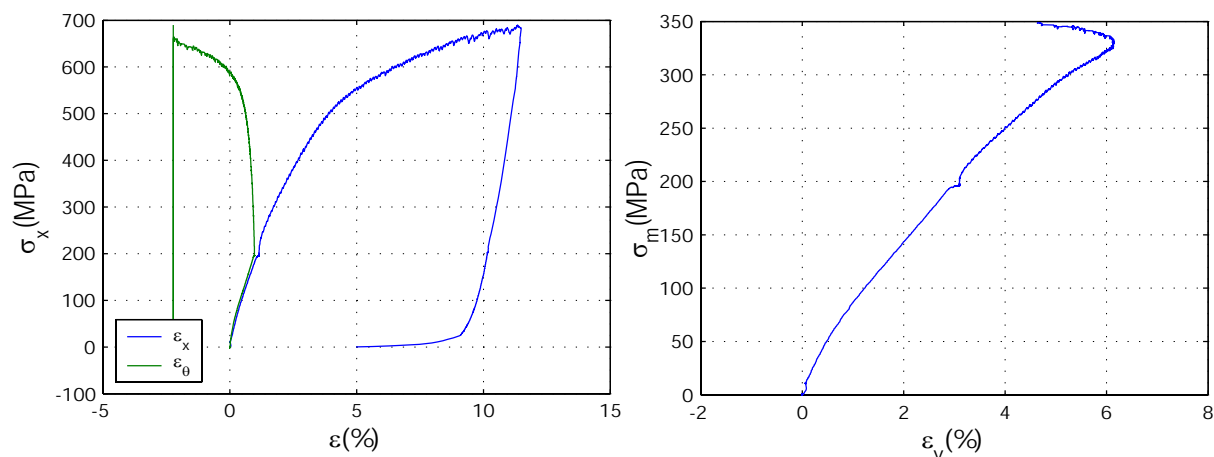


FIG. B.8 – *TRX200*: Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)

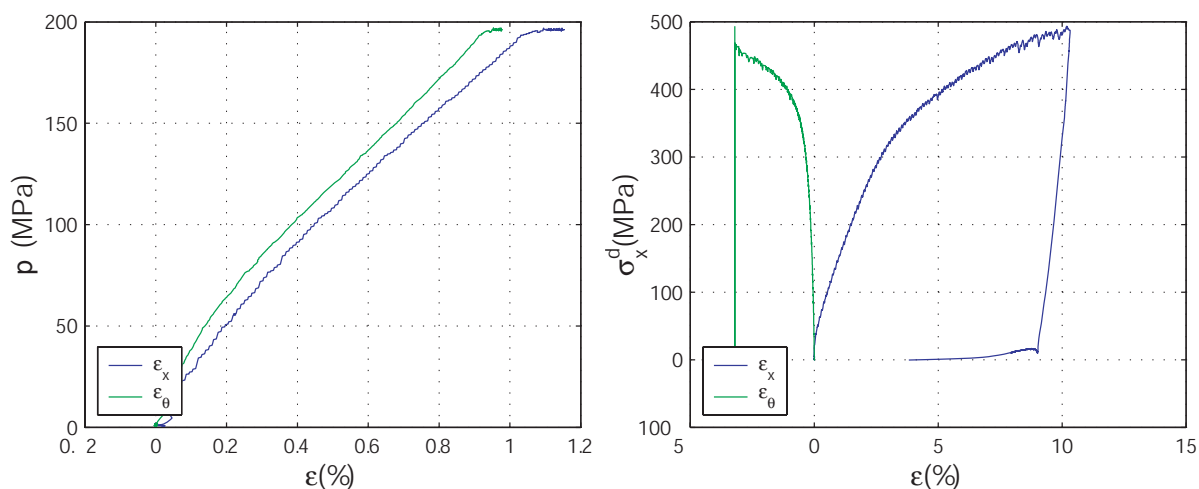


FIG. B.9 – *TRX200*: phase hydrostatiques et et phase déviatoire

la phase hydrostatique. Ces déformations divergent en phase triaxiale. Contrairement à l'essai précédent, aucune variation de pente n'est visible sur la courbe de comportement volumique lors du changement de phase. Aux alentours de 550 MPa de contrainte axiale, on observe une évolution marquée des pentes des courbes contrainte-déformations. Cette évolution correspond à une transition contraction-dilatation visible sur la courbe de comportement volumique. Après cette transition, on continue d'observer une diminution des modules tangents jusqu'à la perte du signal des jauges, moment à partir duquel on arrête l'essai.

TRX500

Les résultats présentés sont issus d'un essai triaxial sur l'échantillon A9-72, Le LVDT fournissant la mesure de déformation axiale et les deux jauges les mesures de déformations circonférentielles. Les figures B.10 présentent respectivement les contraintes (à gauche) et les mesures de déformations (à droite) en fonction du temps. L'analyse des courbes de

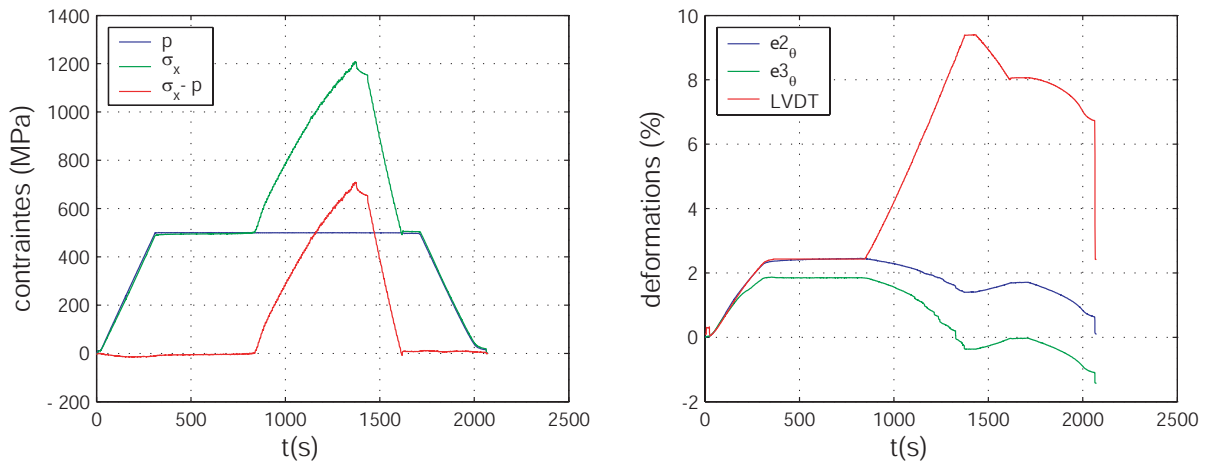


FIG. B.10 – *TRX500*: Contraintes (à gauche) et déformations (à droite) en fonction du temps

déformations montrent une très bonne cohérence entre le LVDT et la jauge 2, par contre la jauge 3 donne des déformations moins importantes lors de la montée hydrostatique et des variations plus importantes lors de la phase déviatoire. Malgré la bonne cohérence du LVDT et de la jauge 2, je choisis de prendre comme déformation circonférentielle la moyenne des signaux des 2 jauges, considérant que la moyenne des deux signaux est statistiquement moins erronée que l'un ou l'autre des signaux. Des craquements relativement importants pendant l'essai nous ont forcé à l'arrêter prématurément pour protéger le dispositif expérimental au détriment de résultats plus intéressants.

Les figures B.11 de gauche et de droite présentent respectivement les courbes contrainte-déformations et la courbe de comportement volumique de l'essai triaxial. Les figures B.12 présentent la phase hydrostatique (à gauche) et la phase déviatoire (à droite) de ces courbes.

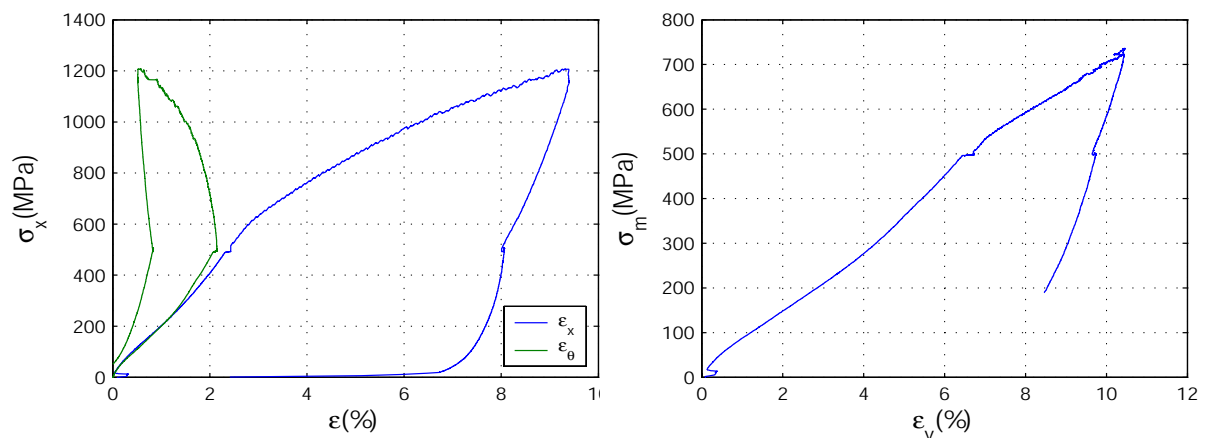


FIG. B.11 – *TRX500*: Courbes contrainte-déformations (à gauche) et de comportement volumique (à droite)

La légère divergence des signaux observée lors de la phase hydrostatique est due à la

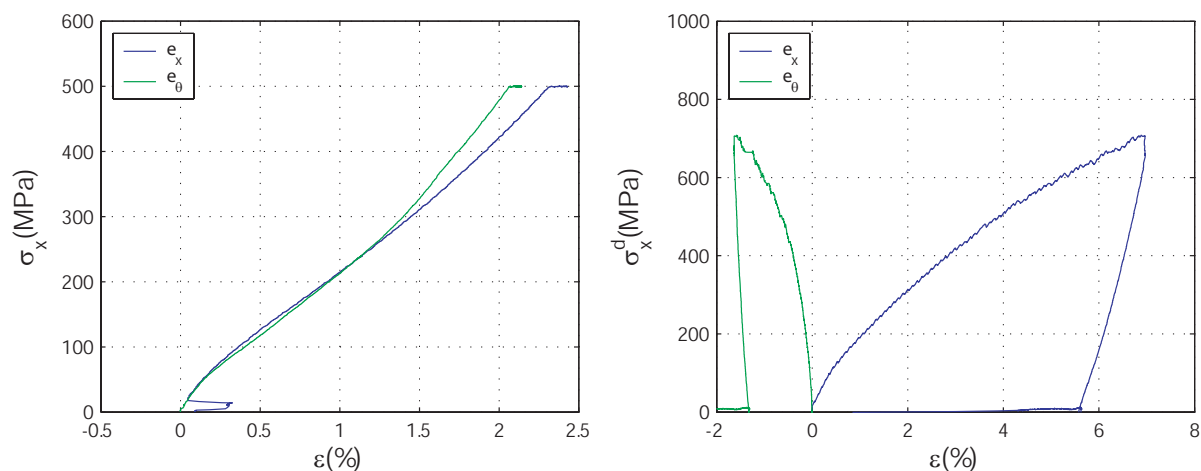


FIG. B.12 – *TRX500*: Phase hydrostatiques (à gauche) et phase déviatoire (à droite)

divergence des signaux des jauges. Les déformations axiales et circonférentielles restent tout de même très cohérentes durant cette phase. La courbe de comportement volumique met en évidence un point d'inflexion situé aux alentours de 200 MPa de contrainte axiale, correspondant à une transition vers un durcissement progressif de celui-ci.

Durant la phase déviatoire de l'essai, on observe une diminution faible mais progressive des modules tangents des courbes contrainte-déformations. La courbe de comportement volumique montre un adoucissement du béton avec l'application des contraintes déviatoires, ce comportement s'opposant à la tendance aux durcissement sous fortes contraintes isotropes.

TRX650

Deux essais triaxiaux à 650 MPa de pression de confinement ont été réalisés sur deux échantillons différents A9-74 et A7-81. Ces essais donnent des résultats intéressants à plusieurs points de vues. D'abord, on peut en extraire une courbe de comportement hydrostatique à 650 MPa de confinement. Ensuite, on atteint durant la phase déviatoire des niveaux de contraintes complètement originaux pour ce type de matériau. Enfin, les deux essais réalisés mettent en évidence une certaine reproductibilité des essais. L'essai sur l'échantillon A9-74 a été réalisé le premier (ordre chronologique), on l'appelle donc essai TRX650n1, l'autre sera nommé TRX650n2.

TRX650n1 Les figures B.13 de gauche et de droite présentent les mesures de contraintes et de déformations en fonction du temps. les courbes de contraintes sont assez classiques, la phase hydrostatique est suivie d'une phase transitoire d'accostage pendant laquelle la pression de confinement est stabilisée, suivie enfin de la phase triaxiale pendant laquelle le déviateur augmente à pression constante. Les courbes de déformations mettent en évidence la perte du signal de la jauge 2 dès le début de l'essai. Après la perte du signal de la jauge 3, l'essai est stoppé. Le signal du LVDT est exploitable sur l'intégralité de l'essai. On observe dès la phase hydrostatique une légère divergence des signaux du LVDT et de la jauge 3.

Les figures B.14 présentent les courbes contrainte-déformations (à gauche) et la courbe

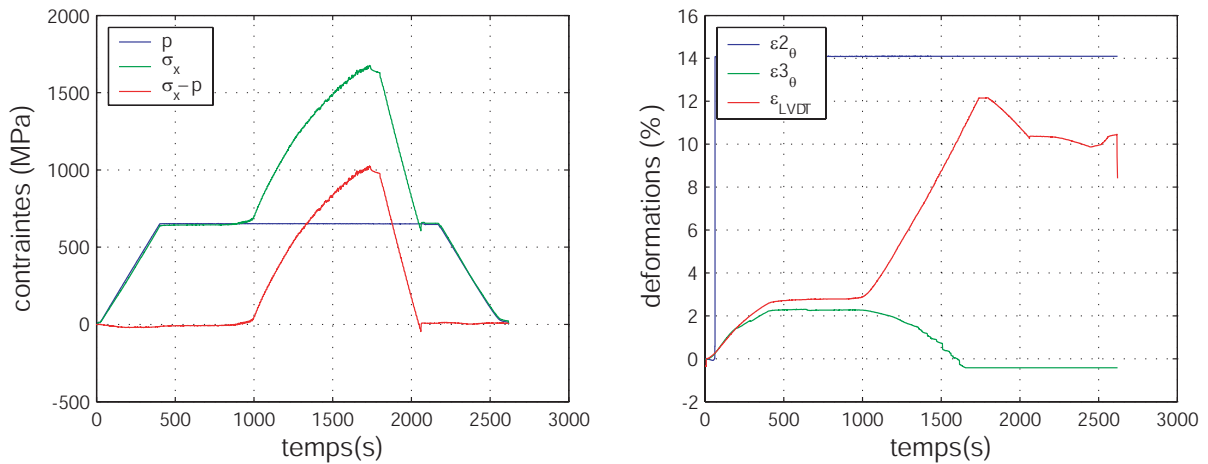


FIG. B.13 – *TRX650n1*: Contraintes (à gauche) et déformations (à droite) en fonction du temps

de comportement volumique (à droite) de l'essai triaxial. Les figures B.15 présentent la phase hydrostatique (à gauche) et la phase déviatoire (à droite) des courbes contrainte-déformations.

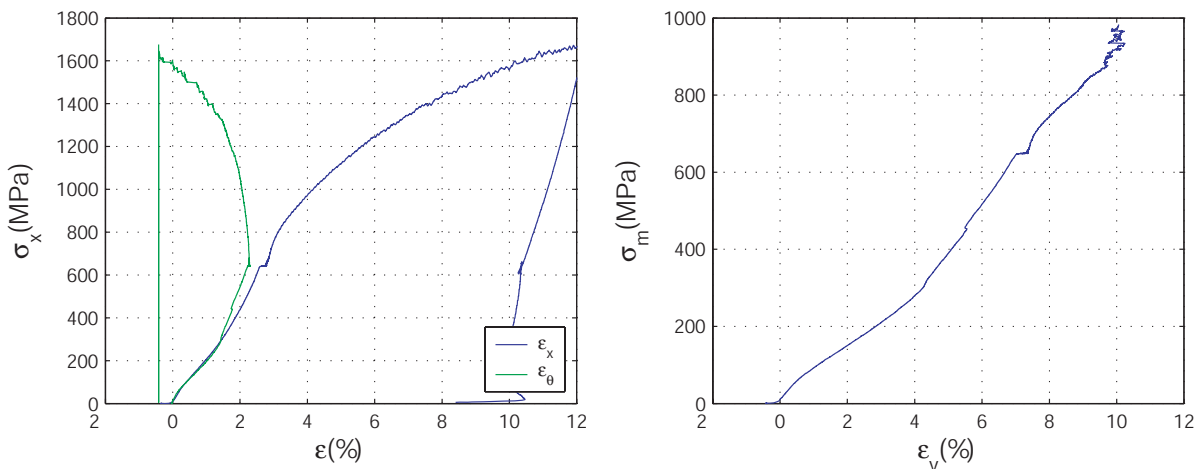


FIG. B.14 – *TRX650n1*: Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)

On retrouve lors de la phase hydrostatique de cet essai un comportement analogue aux précédent, avec en début de phase un adoucissement du matériau, suivi d'un durcissement. Aux alentours de 300 MPa, le signal de la jauge dévie de celui du LVDT, alors qu'ils étaient parfaitement cohérents jusque là. Un arrangement granulaire local invisible pour le LVDT peut être à l'origine de cette divergence des signaux.

La phase déviatoire montre un comportement analogue à celui décrit lors de l'essai à 500 MPa de pression de confinement, avec une diminution progressive des modules tangents. En fin d'essai, les signaux paraissent de plus en plus bruités. Ces bruits sont probablement dus à d'importants réarrangements granulaires dans la structure de l'échantillon, responsables de la perte du signal de la jauge 3. En fin d'essai, à environ 850 MPa

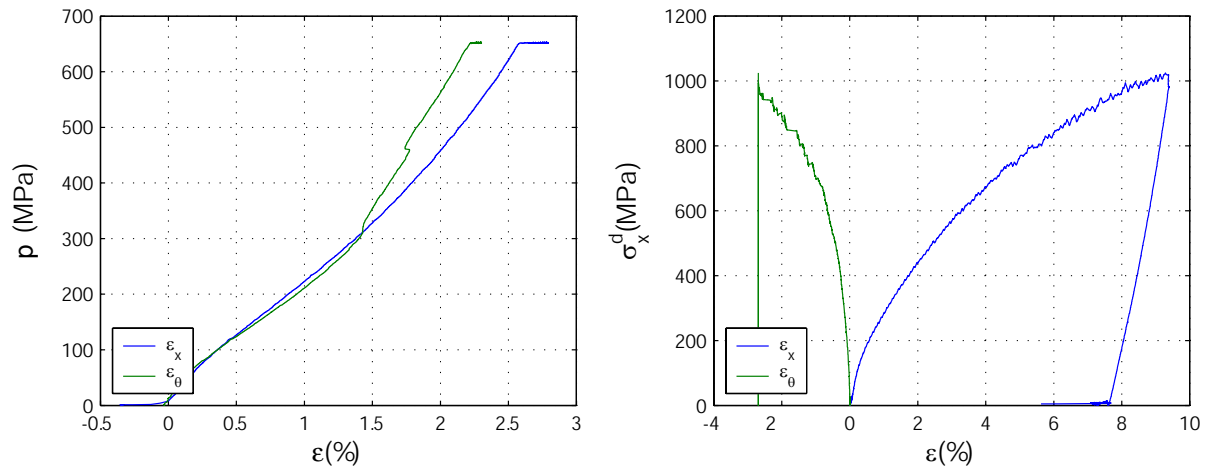


FIG. B.15 – *TRX650n1* : phase hydrostatique (à gauche) et phase déviatoire (à droite)

de contrainte moyenne, on observe sur la courbe de comportement volumique une forte perturbation du signal, avec une tendance générale à un arrêt de la compaction. Les déformations volumiques paraissent se stabiliser malgré l'augmentation de la contrainte moyenne. La tendance reste difficile à déterminer étant donnée la perte du signal de la jauge.

TRX650n2 Les figures B.16 de gauche et de droite présentent les contraintes et les déformations en fonction du temps. Les courbes de contraintes sont identiques à celles de l'essai précédemment. Les courbes de déformations mettent quant à elles en évidence un dysfonctionnement du LVDT en début d'essai, uniquement visible en début de phase hydrostatique. Les deux jauges circonférentielles fonctionnent bien jusqu'à la perte du signal de la jauge 3 aux alentours de $t = 1800$ s, moment à partir duquel on décide d'arrêter le chargement dans le but de conserver la mesure de déformation circonférentielle. Les deux jauges donnant deux signaux très proches, je décide d'utiliser uniquement le signal de la jauge 2 pour la détermination des déformations circonférentielles.

Les figures B.17 présentent les courbes contrainte-déformations (à gauche) et la courbe de comportement volumique (à droite) de l'essai triaxial. Les figures B.18 présentent les phases hydrostatiques (à gauche) et déviatoires (à droite) des courbes contrainte-déformations. D'un point de vue qualitatif, la grande différence entre cet essai et l'essai TRX650n1 est la présence d'une transition contraction-dilatation marquée sur la courbe de comportement volumique. Cette transition apparaît après le début de la perturbation du signal.

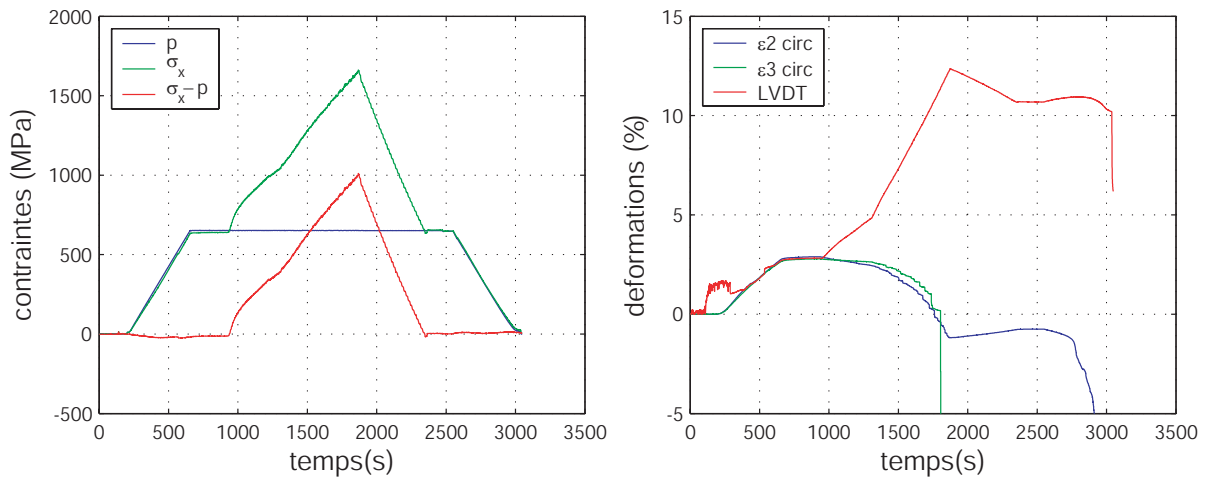


FIG. B.16 – TRX650n2: Contraintes (à gauche) et déformations (à droite) en fonction du temps

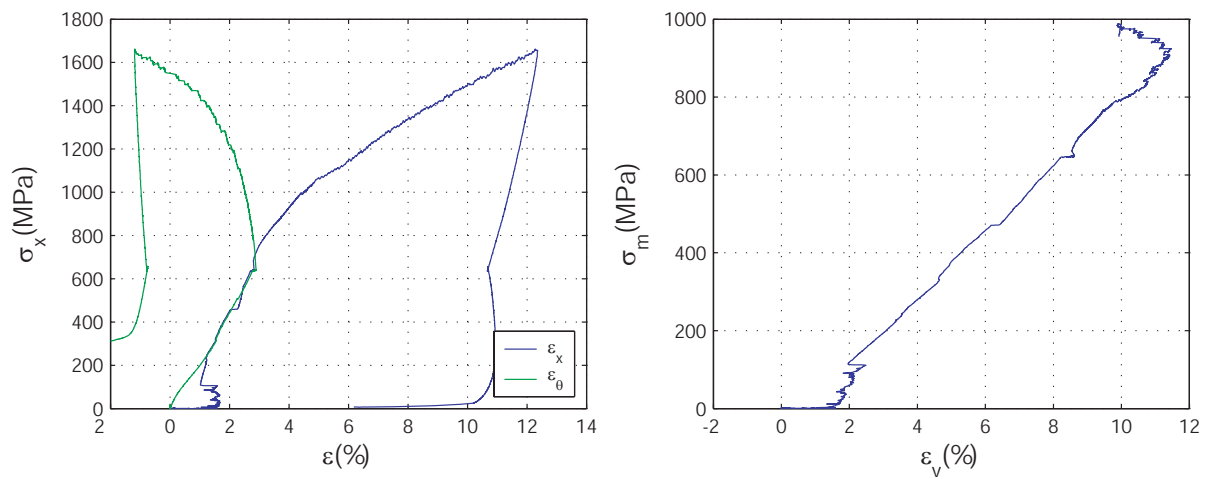


FIG. B.17 – TRX650n2: Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)

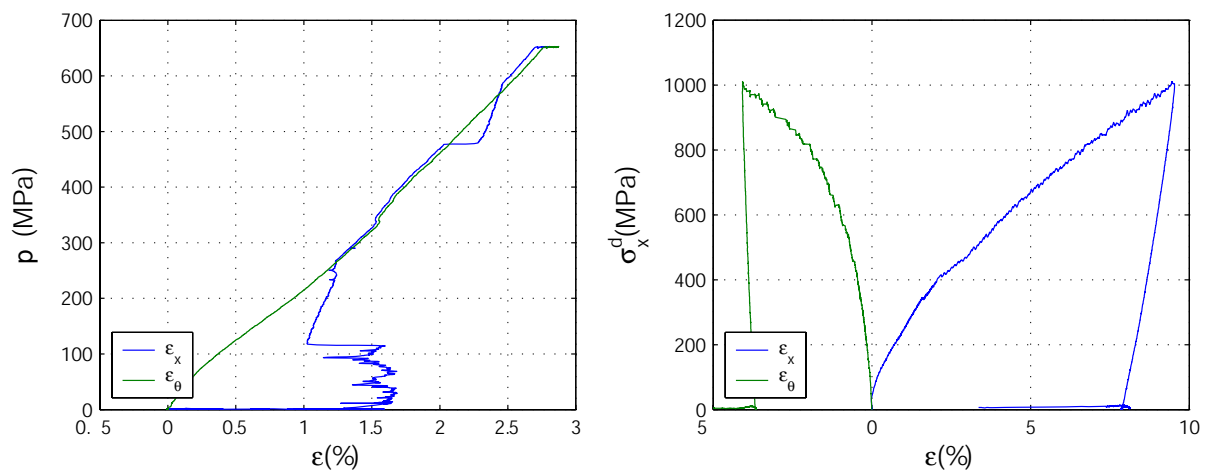


FIG. B.18 – TRX650n2: Phase hydrostatique (à gauche) et phase déviatoire (à droite)

Essais proportionnels réalisés

Dans cette annexe, tous les essais proportionnels sont présentés séparément, pour les raisons décrites en début d'annexe B.

PRP02

L'échantillon A9-77 (issu du bloc 9) a été utilisé pour réaliser cet essai. L'instrumentation est classiquement constituée du LVDT et de deux jauges circonférentielles. Les figures C.1 de droite et de gauche présentent respectivement le chemin de sollicitations dans le temps et les mesures de déformations fournies par les jauges et le LVDT. Les contraintes montrent la proportionnalité entre la contrainte axiale et la pression de confinement. On peut observer qu'à ces niveaux de pression relativement bas comparés aux capacités de la machine, l'ondulation des courbes liée à l'asservissement reste visible.

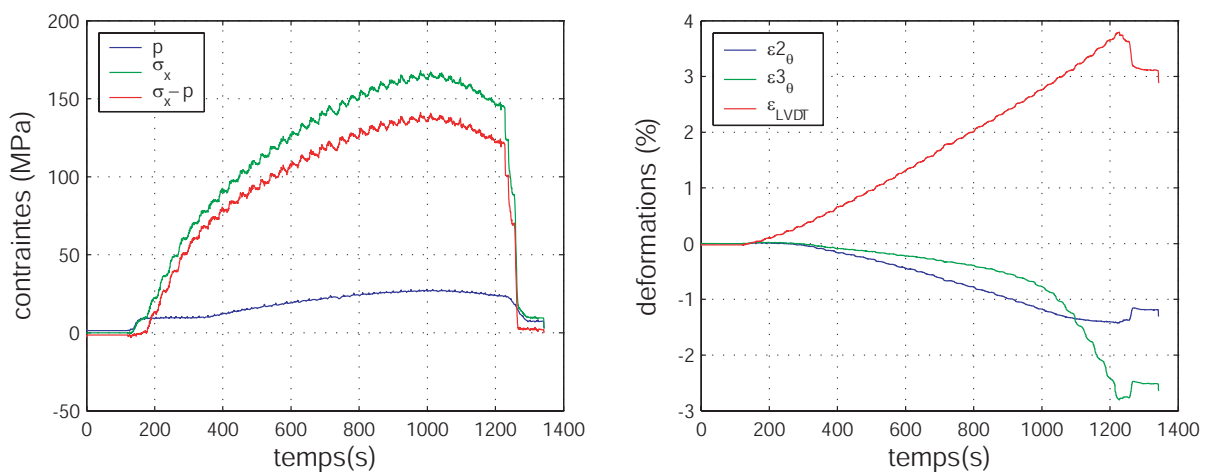


FIG. C.1 – PRP02: Contraintes (à droite) et déformations (à gauche) dans le temps

Les courbes de déformations mettent en évidence une relative dispersion des signaux fournis par les jauges. Même si elles restent proches l'une de l'autre, leurs évolutions

respectives sont assez différentes. La jauge 3 montre des déformations plus importantes qui s'accroissent avec le chargement alors que les déformations de la jauge 2 sont plus faibles se stabilisent. Je choisis de prendre la moyenne des deux signaux afin de limiter l'erreur possible sur la mesure de déformation circonférentielle.

Les figures C.2 de gauche et de droite présentent respectivement les résultats d'essai en terme de courbes contrainte-déformations et de courbe de comportement volumique. Les courbes contrainte-déformations présentent trois phases : une phase de montée rela-

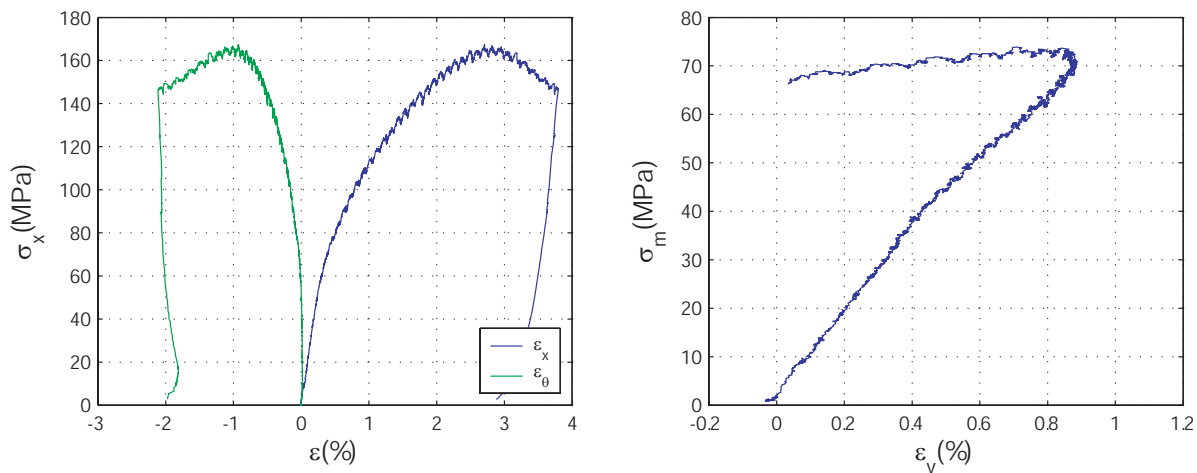


FIG. C.2 – PRP02: Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)

tivement linéaire, suivie d'une première inflexion de la courbe et enfin une diminution progressive du module tangent jusqu'à l'atteinte du pic de contrainte. Durant la première phase, l'asservissement n'a pas encore démarré, la pression de confinement est constante. Cette première phase représente en fait la réponse à un essai triaxial dont la pression de confinement serait d'environ 10 MPa. La réponse proportionnelle commence avec la baisse progressive du module tangent.

Si l'on considère la courbe de comportement volumique, celle-ci reste relativement linéaire sur toute la montée, contrairement aux courbes précédentes. On observe ensuite une transition contraction-dilatation juste avant le pic de contrainte. Les deux états limites, c'est-à-dire la transition contraction-dilatation et le pic de contrainte sont très proches. Une fois le pic de contrainte atteint, la baisse de contrainte est linéaire jusqu'à la fin du chargement.

PRP03

L'échantillon A9-71 a été utilisé pour réaliser cet essai. L'instrumentation est classiquement constituée du LVDT et de deux jauges circonférentielles. Les figures C.3 de gauche et de droite présentent respectivement le chemin de sollicitations dans le temps et les mesures de déformations fournies par les jauges et le LVDT. Sur cet essai, l'imprécision due à l'asservissement devient négligeable en rapport aux niveaux de contraintes atteints. Les signaux fournis par les deux jauges sont très cohérents, jusqu'à la perte du signal de la jauge 3. La déformation circonférentielle est donc définie à partir du seul signal de

la jauge 2. Celui-ci rompt aux alentours de 5% de déformation, l'essai est arrêté peu de temps après.

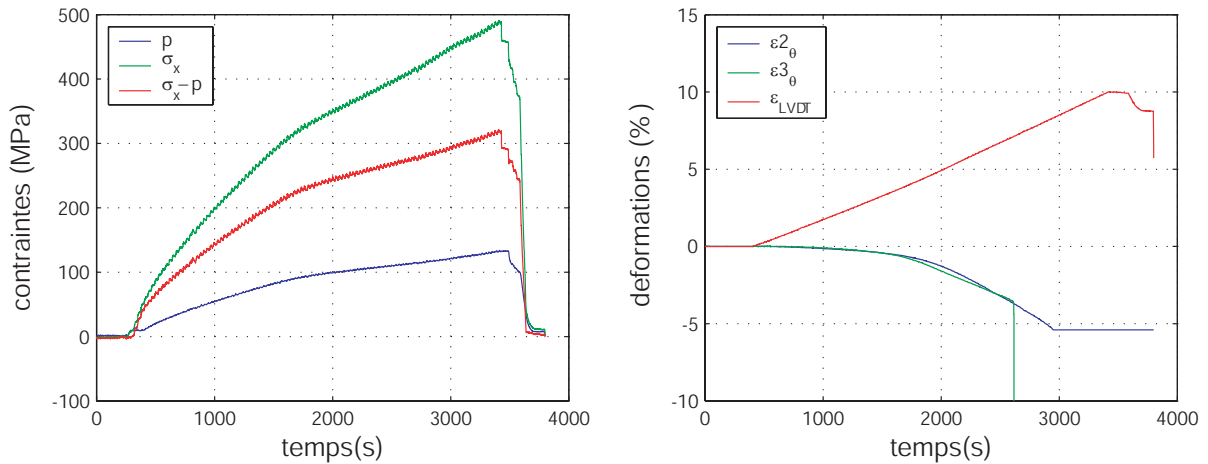


FIG. C.3 – PRP03: Contraintes (à gauche) et déformations (à droite) dans le temps

Les figures C.4 de gauche et de droite présentent respectivement les résultats en terme de courbes contrainte-déformations et de courbe de comportement volumique. Lors de cet

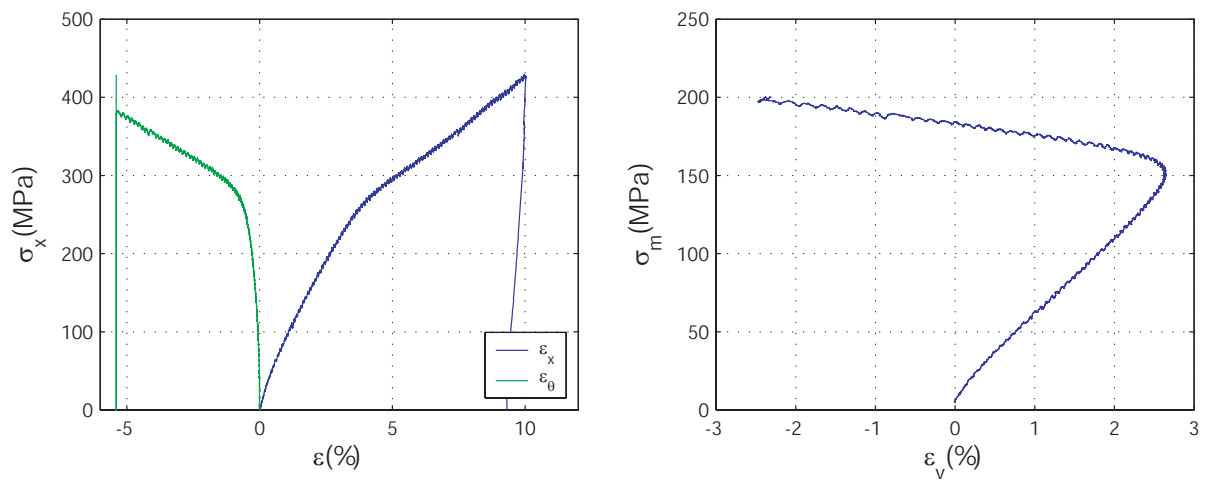


FIG. C.4 – PRP03: Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)

essai, aucun pic de contrainte n'est atteint. On remarque, aux alentours de $t = 1500$ s, une variation marquée des modules tangents des courbes de contraintes, qui diminuent très légèrement et présentent ensuite un comportement linéaire jusqu'à la fin de la charge. Ce point de variation des modules tangents correspond à la transition contraction-dilatation de la courbe de comportement volumique.

PRP035

Pour réaliser cet essai, on a utilisé l'échantillon A9-79. L'instrumentation est constituée du LVDT et de deux jauges circonférentielles. Les figures C.5 de gauche et de droite

présentent respectivement le chemin de sollicitation et les mesures de déformations dans le temps. Les mesures de déformations montrent la perte immédiate du signal de la jauge 3. La déformation circonférentielle est donc définie à partir du seul signal de la jauge 2. Des bruits de craquement assez forts à un niveau de contraintes élevé ont conduit à arrêter l'essai par mesure de sécurité.

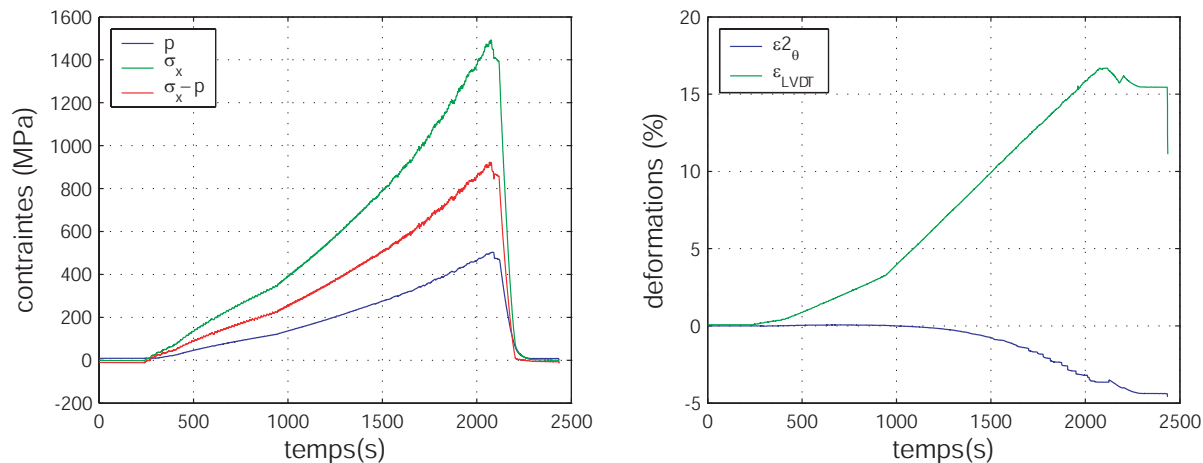


FIG. C.5 – PRP035 : Contraintes (à gauche) et déformations (à droite) dans le temps

Les figures C.6 de gauche et de droite présentent respectivement les résultats en terme de courbes contrainte-déformations et de courbe de comportement volumique. La courbe

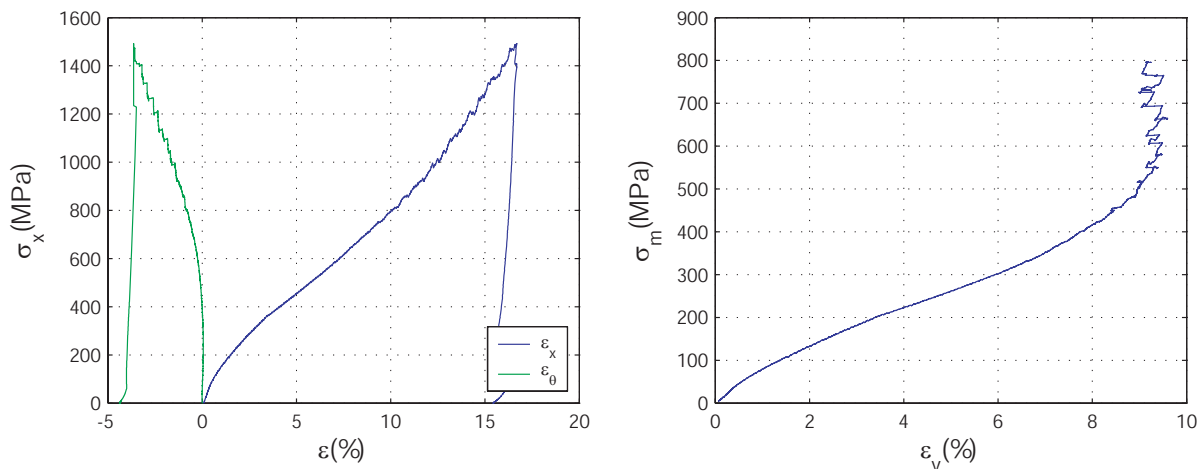


FIG. C.6 – PRP035 : Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de comportement volumique (à droite)

de déformation axiale ($\sigma_x; \varepsilon_x$) montre une diminution progressive de son module tangent, un point d'inflexion puis une augmentation tout aussi progressive. Lors de cette deuxième phase, considérée comme une phase de raidissement du matériau, on voit apparaître une perturbation du signal vers 900 MPa de contrainte axiale, qui s'amplifie avec le niveau de contraintes. La courbe de déformation circonférentielle ($\sigma_x; \varepsilon_\theta$) ne présente aucune déformation en début de chargement.

La courbe de comportement volumique (figure C.6 de gauche) présente aussi en début d'essai une diminution progressive du module tangent suivie d'une augmentation de ce même module jusqu'à l'apparition des perturbations du signal de jauge. Les contraintes semblent alors augmenter à volume constant. L'état limite ainsi rencontré ressemble fortement à celui de l'essai triaxial TRX650n1.

PRP05

L'échantillon A9-73 a été utilisé pour réaliser cet essai. L'instrumentation est composée du LVDT et de deux jauges circonférentielles. Les figures C.7 de gauche et de droite présentent respectivement le chemin de sollicitation dans le temps et les mesures de déformations. Les courbes de contraintes montrent le bon déroulement de l'essai. En revanche,

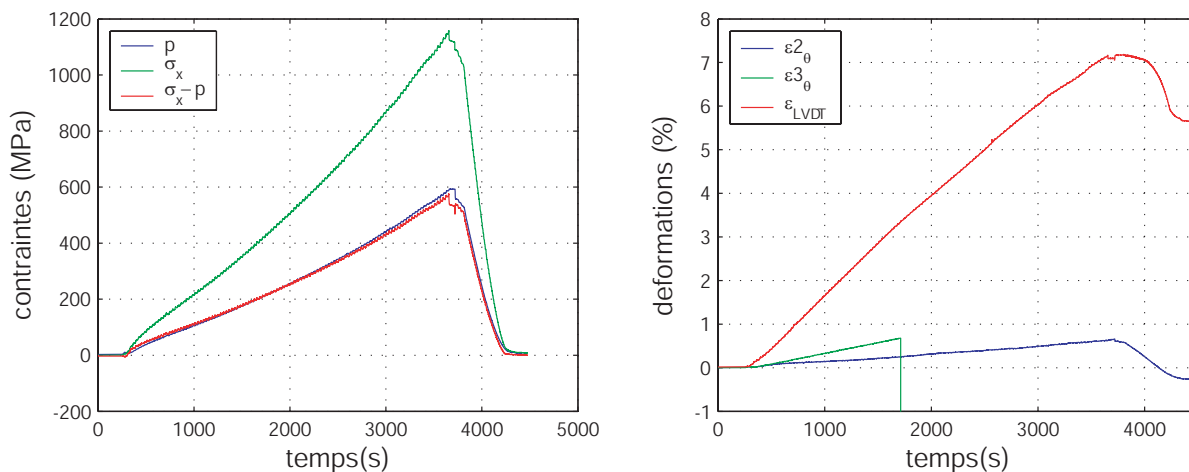


FIG. C.7 – PRP05 : Contraintes (gauche) et déformations (droite) dans le temps

les mesures des jauges ont présenté deux défauts : une dispersion de mesure et la perte du signal de la jauge 3 en milieu d'essai. La jauge 2 est donc utilisée pour caractériser les déformations circonférentielles.

Les figures C.8 présentent les résultats en terme de courbes contrainte-déformations (à gauche) et de courbe de comportement volumique (à droite). La courbe de déformation axiale ($\sigma_x; \varepsilon_x$) de la figure de droite présente un comportement analogue à celui de l'essai PRP035, avec une diminution du module tangent très vite suivie d'un point d'inflexion et d'un raidissement progressif du matériau. La courbe de déformation circonférentielle ($\sigma_x; \varepsilon_\theta$) est contractante, comme on peut l'observer pour un essai hydrostatique et voit son module tangent augmenter très légèrement.

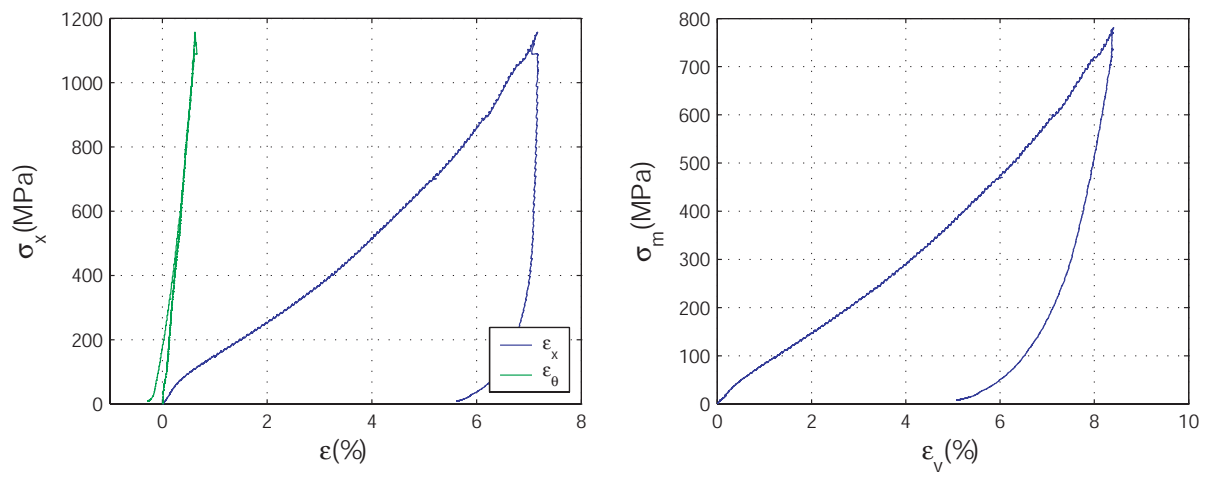


FIG. C.8 – PRP05: Courbes contrainte-déformations (à gauche) et courbe de compaction (à droite)

Résumé

L'objectif de cette thèse est de caractériser le comportement du béton sous fortes sollicitations triaxiales à des niveaux de confinement et de contrainte axiale de l'ordre du GigaPascal. Il s'inscrit dans un cadre plus général de maîtrise du comportement du béton sous impact. Le béton étudié est un béton dont les propriétés sont les plus proches possible de celles des bétons utilisés dans les constructions courantes. Une presse triaxiale de grande capacité est utilisée pour caractériser le comportement triaxial du béton selon différents trajets de chargement. Ces essais permettent de mettre en évidence le caractère irréversible de la compaction des bétons, ainsi que l'influence du chemin de sollicitation sur ce processus de compaction. Les essais uniaxiaux confinés et proportionnels montrent l'existence d'états limites (seuils) en contraintes et en déformations. La comparaison des seuils de déformation pour ces essais montre que la surface seuil ainsi définie est indépendante du chemin de sollicitation. Par ailleurs, la comparaison des résultats issus des premiers essais en extension indique une absence d'influence de l'angle de Lode pour les niveaux de contrainte atteints durant les essais. L'étude des faciès de rupture après essais met en évidence une évolution de l'inclinaison des plans de rupture avec la pression de confinement. La fissuration de l'échantillon s'oriente perpendiculairement à la direction principale maximale de charge lorsque les niveaux de contraintes augmentent au sein du matériau. L'étude numérique réalisée permet d'évaluer la capacité du modèle PRM-couplé à reproduire les essais triaxiaux réalisés sur la presse Giga. Ce modèle reproduit bien la compaction isotrope du matériau ainsi que la surface seuil définie par les états limites expérimentaux. Son défaut majeur est de ne pas prendre en compte l'influence des contraintes déviatoires sur le comportement en compaction observé lors des essais expérimentaux.

Abstract

The aim of this thesis is to characterize the behaviour of concrete under high triaxial sollicitations at levels of confinement and axial stress of the order of the GigaPascal. It lies within a more general scope of understanding concrete behaviour under impact. The studied concrete is a concrete whose properties are as close as possible to those used in current construction projects. A triaxial press of high capacity is used to characterize the triaxial behavior of the material according to various loading paths. These tests make it possible to highlight the irreversible character of the compaction of the concretes, as well as the influence of the loading path on the compaction process. The uniaxial confined and proportional tests show the existence of stress and strain limit states (thresholds). The comparison of the strain thresholds for these tests shows that the limit state curve thus defined is independent of the loading path. Moreover, the comparison of the results from the first extension tests indicates that the Lode angle has no influence on the limit state curve for the stress levels reached during these tests. The study of the fracture topographies after tests shows an evolution of the slope of the inclination of the localization planes with the confining pressure. The cracking of the sample is oriented perpendicular to the maximum principal direction of loading when the stress levels increase within the material. The carried out numerical study makes it possible to evaluate the capacity of the PRM-couplé model to reproduce the triaxial compression tests carried out with the Giga device. This model well reproduces the isotropic compaction of the material as well as the surface threshold defined by the experimental limit states. Its major defect is not to take into account the influence of the deviatoric stresses on the behaviour in compaction observed during the experimental tests.