

N° d'ordre : 40903

Université LilleI – Sciences et Technologies
Laboratoire de Mécanique de Lille (UMR CUNRS 8107)
Ecole Doctorale SPI Lille Nord-de-France

THESE

Pour obtenir le grade de
Docteur de l'Université Lille I – Sciences et Technologies
Discipline : Génie Civil
Présentée par

LIANG Yue

**Comportement du béton sous sollicitations
multiaxiales en fonction de la saturation et de la
température**

Soutenue le 18 décembre 2012 devant le jury d'examen :

Président	M. Fabrice Gatuingt	ENS Cachan
Rapporteur	Mme. Myriam Carcasses	INSA-UPS Toulouse
Rapporteur	M. Abdelhafid Khelidj	IUT de Saint-Nazaire- Université de Nantes
Examineur	M. Xavier Bourbon	ANDRA
Examineur	M. Frédéric Skoczylas	Ecole Centrale de Lille
Examineur	M. Jérôme Verdier	INSA-UPS Toulouse
Co-Encadrant de thèse	M. Thomas Rougelot	Polytech'Lille - Université de Lille1
Directeur de thèse	M. Nicolas Burlion	Polytech'Lille - Université de Lille1

Thèse préparée dans le Laboratoire de Mécanique de Lille
EDSPI 072

Remerciements

Je tiens à témoigner toute ma gratitude à M. Nicolas Burlion, Professeur à Polytech Lille, pour m'avoir accueilli. Son dynamisme et son enthousiasme ont été pour moi une grande source de motivation. Ses qualités humaines et sa grande curiosité scientifique ont également rendu ces années particulièrement enrichissantes. Cela fut un réel plaisir de travailler sous sa direction et je l'en remercie de la manière la plus sincère.

Je remercie sincèrement M. Thomas Rougelot, Maître de Conférences à Polytech de Lille, qui a co-encadré ce travail et fait preuve, au cours des années, d'une grande disponibilité. Son expérience dans le domaine génie civil et son regard pragmatique sur mes travaux m'a été d'une grande aide au cours de cette thèse.

Monsieur M. Fabrice Gatuingt m'a fait l'honneur de présider le jury. Qu'il trouve ici l'expression de toute ma gratitude.

Je remercie Mme. Myriam Carcasses Professeur à l' Université Paul Sabatier, et Abdelhafid Khelidj, Professeur à l' IUT de Saint-Nazaire- Université de Nantes, qui m'ont fait l'honneur de juger ce travail en tant que rapporteurs.

Je remercie également M. Xavier Bourbon, Andra, M. Frédéric Skoczylas, Professeur de l'Ecole centrale de Lille, ainsi que M. Jérôme Verdier, Maître de Conférences à l' Université Paul Sabatier, pour avoir accepté de participer à ce jury en tant qu'examineurs.

Je souhaite également joindre à ces remerciements Flore Brue, Jean SECQ , Shouyi Xie pour leurs aides, leurs patiences, leurs disponibilités et leurs gentillesse durant ces années. Du fond du coeur : MERCI.

.

SOMMAIRE

Résumé	1
Abstrat	2
Introduction générale	3

Chapitre 1 :

Etude bibliographique du comportement des matériaux cimentaires sous l'effet d'un couplage thermo-hydro-mécanique

Introduction	12
1.1 Microstructure du béton	13
1.1.1 Ciment	13
1.1.2 Hydratation du ciment	14
1.1.3 Structure de CSH	15
1.1.4 Porosité et distribution de porosité.....	17
1.1.5 Interface pâte - granulats	19
1.1.6 L'état de l'eau dans la pâte de ciment hydraté.....	20
1.2 Identification des phénomènes liés à la température et au degré de saturation des bétons.....	21
1.2.1 Evolution de la structure poreuse avec la température	21
1.2.2 Effet des variations de saturation en eau et principe des isothermes de désorption	23
1.2.3 Le retrait de dessiccation des matériaux cimentaires	27
1.3 Comportement mécanique à court terme	32
1.3.1 Comportement sous compression uniaxial	33
1.3.1.1 Influence du séchage sur le comportement mécanique	34
1.3.1.2 Influence de la température sur le comportement mécanique	41
1.3.2 Comportement sous compression triaxiale	43
1.3.2.1 Compression hydrostatique	43
1.3.2.2 Compression triaxiale	48

1.3.2.3 Influence de la pression de confinement	49
1.3.2.4 Influence du séchage	51
1.4 Comportement mécanique à long terme	58
1.4.1 Fluage propre – Mécanismes du fluage propre	59
1.4.2 Fluage de dessiccation- Mécanismes du fluage de dessiccation	64
Conclusion.....	67

Chapitre 2 :

Description de la procédure expérimentale

Introduction	70
2.1 Caractéristiques et mise en œuvre des matériaux étudiés	71
2.1.1 Matériaux utilisés	71
2.1.2 Mise en œuvre des matériaux	75
2.1.2.1 Coulage du béton	75
2.1.2.2 Dimension des échantillons	76
2.1.2.3 Usinage des échantillons	77
2.2 Préparation et conditionnement des éprouvettes	79
2.2.1 Mise en place des échantillons dans les conditionnements.....	82
2.2.1.1 Conservation des échantillons saturés	83
2.2.1.2 Conservation des échantillons partiellement saturés	83
2.2.1.3 Conservation des échantillons secs.....	84
2.3 Dispositif et méthodologie expérimentale.....	85
2.3.1 Mesures de la porosité.....	85
2.3.2 Mesures des propriétés mécanique en compression triaxiale.....	86
2.3.2.1 Description générale du dispositif	86
2.3.2.2 Mesures des déformations par LVDT et collier circonférentiel.....	87
2.3.2.3 Protocole de la préparation d’essai	88
2.3.2.4 Déroulement des essais	89
2.3.3 Mesures des propriétés mécaniques en compression simple.....	90
2.3.4 Mesure des déformations différées au cours du fluage propre multiaxial...91	

2.3.5 Méthodes de Mesure des déformations différées par Fluage uniaxial de dessiccation et étude de l'influence de la charge mécanique sur l'isotherme de désorption à 20°C.....	92
2.3.5.1 Description générale du dispositif de fluage uniaxial.....	92
2.3.5.2 Vérifications préliminaires du dispositif d'essai	96
2.3.5.2.1 Changement d'épaisseur des plateaux.....	96
2.3.5.2.2 Vérification des colliers et des comparateurs	97
2.3.5.2.3 Remplacement des rondelles élastique fendues par des rondelles Belleville pour donner plus de souplesse aux bâtis.....	99
2.3.5.2.4 Vérification du bâti amélioré.....	100
2.3.5.2.5 Mis en place des bâtis finalisés	102
Conclusions	105

Chapitre 3 :

Evolution de la microstructure des bétons sous couplage Thermo-Hydrique

Introduction	107
3.1 Analyse du séchage à 60°C	108
3.1.1 Cinétique du séchage à 60°C	108
3.1.2 Porosité et distribution de porosité.....	109
3.1.3 Influence de la composition	112
3.2 Etude des éprouvettes saturées en température	112
3.2.1 Influence de la température	112
3.2.2 Influence de la composition	113
3.3 Evolution du séchage sous différentes températures pour une saturation en eau visée	114
3.3.1 Influence de la température sur les isothermes de désorption	114
3.3.2 Influence de la composition sur les isothermes de désorption	115
3.3.3 Comparaison avec l'étude de F. Brue [Brue 09]	117
Conclusion.....	120

Chapitre 4 :

Couplage thermo-hydro-mécanique

Introduction	122
4.1 Couplage thermo-hydro-mécanique à court terme	123
4.1.1 Loi de comportement de référence à 20°C et état saturé	123
4.1.1.1 Comportement mécanique	123
4.1.1.1.1 Résultats des essais hydrostatiques	123
4.1.1.1.2 Résultat des essais déviatoriques	125
4.1.1.1.3 Variation du module d'Young et coefficient de Poisson avec les cycles de chargement-déchargement.....	128
4.1.1.2 L'influence des paramètres de la composition des bétons	130
4.1.2 Couplage hydro-mécanique des bétons	131
4.1.2.1 Influence de l'état de saturation sur le comportement mécanique uniaxial.....	132
4.1.2.2 L'influence de l'état de saturation sur le comportement triaxial	137
4.1.3 couplage thermo-hydro-mécanique	144
4.1.3.1 Influence de la saturation et de la température sur la résistance du béton	144
4.1.3.2 Influence de la saturation et de la température sur le module d'Young.....	154
4.2 Couplage thermo-hydro-mécanique à long terme.....	160
4.2.1 Fluage de dessiccation uniaxial : influence de l'isotherme de désorption et de la contrainte mécanique.....	161
4.2.1.1 Cinétique de dessiccation sous contrainte mécanique	162
4.2.1.2 Fluage de dessiccation sous contrainte uniaxiale.....	168
4.2.2 Fluage propre multiaxial : influence des faibles températures (20°C, 50°C et 80°C).....	171
Conclusion	177
Conclusion générale et perspective	179
Référence bibliographiques.....	184

Comportement du béton sous sollicitations multiaxiales en fonction de la saturation et de la température

RESUME

Les études de ce travail sont centrées sur la caractérisation expérimentale de la durabilité des bétons pour l'Andra (Agence Nationale de gestion des Déchets RadioActifs), notamment pour l'étude de la faisabilité du stockage de déchets radioactifs en formation géologique profonde. Dans ce contexte, les bétons sont soumis à des sollicitations couplées : variation de contraintes à la suite de l'excavation des galeries, variation de saturation due à la ventilation, mise en pression de gaz dans l'ouvrage, variation de température due aux déchets exothermiques... Il est donc nécessaire d'acquérir de nouvelles données expérimentales afin de caractériser finement les processus thermo-hydro-mécaniques impliqués, à court et à long termes. Les recherches sont réalisées sur les bétons de référence de l'Andra, fabriqués à base de ciment CEM I et CEM V/A.

A court terme, différents essais cherchent à mettre en évidence l'évolution du comportement mécanique multiaxial des bétons en fonction de la saturation et de la température. A long terme, des essais de fluage (uniaxial et multiaxial) visent à analyser le comportement mécanique différé de ces bétons sous température ou lors d'un séchage par paliers d'humidité relative contrôlée.

Behavior of concrete under multiaxial stress according to the degree of saturation and the temperature

ABSTRACT

Studies of this work are focused on the experimental characterization of concrete durability for the Andra (National Agency for Radioactive Waste Management), and notably in order to study the feasibility of radioactive waste storage in deep geological rocks. In that context, the concretes are subjected to coupled mechanisms: stress variation following cavity excavation, change of water saturation degree due to ventilation and gas pressure, variation of temperature due to exothermic wastes... Therefore, it is necessary to acquire new experimental data for an adequate characterization of short and long-term thermo-hydro-mechanical behaviours. Researches are carried out on the Andra reference concretes made from cement CEM I and CEM V/A cement.

In the short term, various tests highlight the evolution of multiaxial mechanical behaviour of the concretes as a function of saturation and temperature. In a long-term view, creep tests (uniaxial and multiaxial) are performed to study the delayed effects of mechanical behaviour under temperature or during drying by small controlled steps in relative humidity.

Introduction générale

En France, la gestion des déchets nucléaires est confiée à l'Agence Nationale de gestion des Déchets RadioActifs (Andra). L'Andra a été chargée d'évaluer la faisabilité d'un stockage de déchets nucléaires de haute activité et vie longue (HAVL-déchets C) et moyenne activité et vie longue (MAVL-déchets B) en formations géologiques profondes, ce qui permettrait d'isoler les déchets de la biosphère et de confiner la radioactivité sur des durées nécessaires pour sa décroissance. L'Andra a choisi une couche d'argilite très peu perméable du Callovo-Oxfordien (150 millions d'années) comme formation hôte potentielle afin de stocker ces déchets nucléaires. En 2005, un laboratoire souterrain (Figure 1) a été réalisé à Bure (Meuse/Haute-Marne) entre les profondeurs -420 et -550 m pour étudier le comportement géomécanique in situ de cette formation géologique.

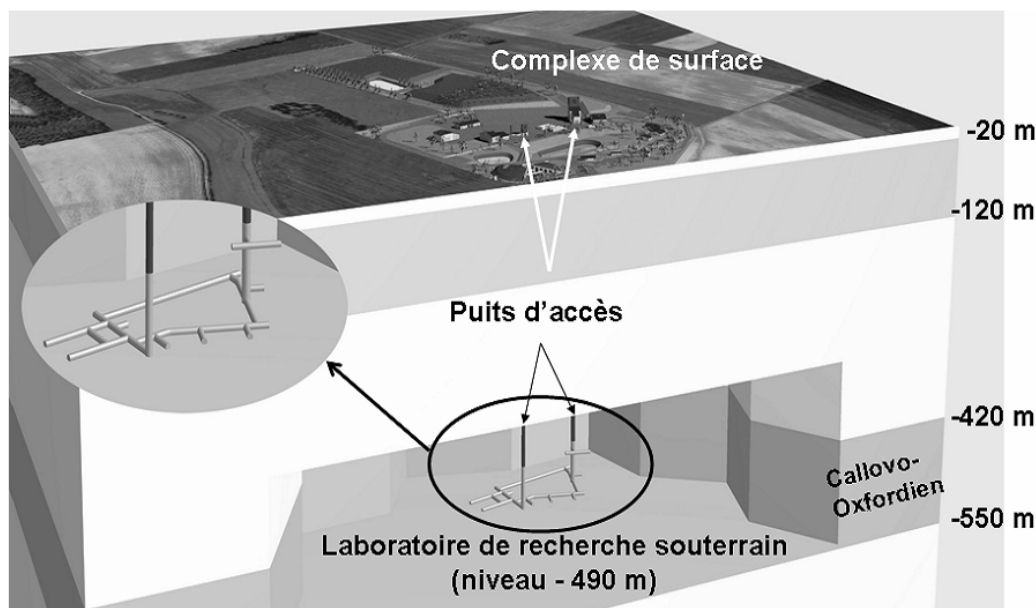


Figure 1 : Implantation du laboratoire souterrain de Bure, d'après [Andra 02]

Les alvéoles de stockage de déchets B sont des tunnels d'un diamètre compris entre 9 et 12 m environ, et d'une longueur utile de 250 m. Elles sont revêtues de béton et comportent une dalle de roulement en béton sur laquelle sont déposés les colis de stockage de déchets B. Le revêtement et la dalle peuvent être localement renforcés par des armatures ou des fibres, afin d'assurer la stabilité mécanique de l'ouvrage pendant la phase d'exploitation (Figure 2).

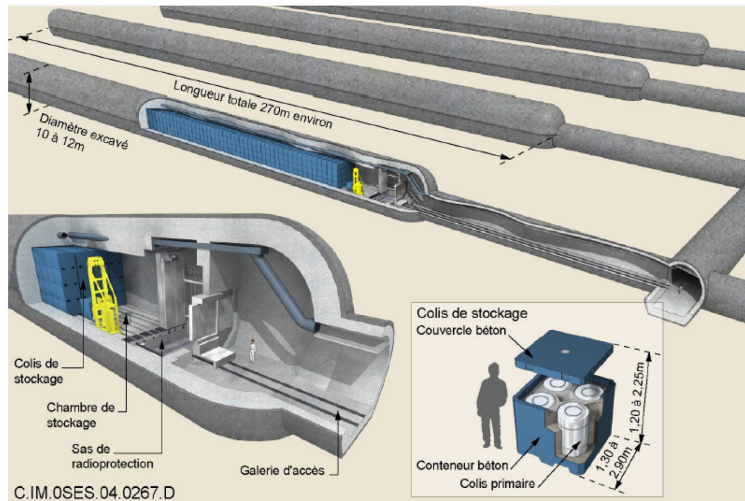


Figure 2 : Concept de stockage des déchets B [Andra 05]

Les alvéoles de stockage des colis de déchets C sont des tunnels de 40 m de longueur et d'un diamètre de 0,7 m (Figure 3). Chaque tunnel comporte un chemisage interne qui est un tube épais en acier non ou faiblement allié, dans lequel sont introduits les colis de stockage.

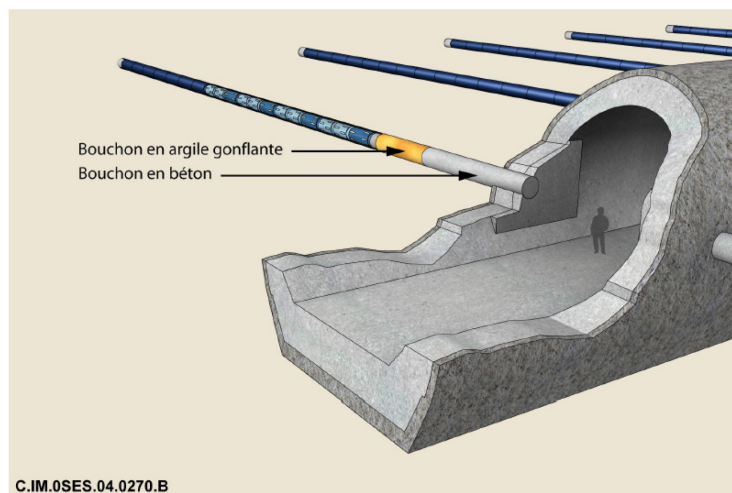


Figure 3 : Concept de stockage des déchets C [Andra 05]

Les matériaux cimentaires seront très largement utilisés dans ces infrastructures, en particulier concernant celles dédiées aux déchets B. On peut distinguer ainsi la place des matériaux cimentaires dans les concepts de stockage :

- aux infrastructures, aux revêtements et aux soutènements des galeries et des puits d'accès ;

- à certains colis primaires de déchets B, en tant que conteneur et/ou en tant que matrice de conditionnement ou de blocage des déchets ;
- aux massifs d'appui, aux bouchons d'alvéoles de stockage et de scellements.

Chronologiquement, la réalisation d'un stockage souterrain de déchets nucléaires est constituée d'une phase d'excavation, d'une phase de soutènement, puis de celle de la mise en place des colis des déchets et enfin d'une phase de fermeture. La conception prend en compte toutes les phases de vie du stockage. L'utilisation des matériaux cimentaires est ciblée soit sur des composants du stockage dont la fonction est principalement de nature mécanique pour la période d'exploitation du stockage et mise en place des colis, soit de nature physico-chimique en période post fermeture du stockage, vis-à-vis de la durabilité des colis de stockage et du transfert des radionucléides. Pour le stockage en formation géologique, les matériaux cimentaires retenus sont les Bétons Hautes Performances (BHP). De nombreuses études du domaine du génie civil ont montré que ces matériaux développent une importante résistance mécanique (plus de 60MPa) et présentent une bonne durabilité, notamment car leur perméabilité intrinsèque et leur coefficient de diffusion sont faibles.

Deux bétons de référence ont été formulés par l'Andra pour résister chimiquement et physiquement aux conditions du stockage souterrain: le premier à base de ciment CEM I et le second à base de ciment CEM V/A. Les formulations de chacun des bétons sont présentées dans les tableaux 1 et 2 [Andra 01a ; Andra 01b].

Composants	Nature	Quantité
Ciment	CEM I 52,5 R	400 kg/m ³
Sable	Calcaire lavé 0/4 mm	858 kg/m ³
Gravillons	Calcaire lavé 5/12 mm	945 kg/m ³
Superplastifiant	Glénium 27	10 kg/m ³
Eau	-	171 kg/m ³
Rapport E/C	-	0,43

Tableau 1 : Formulation du béton de référence Andra à base de ciment CEM I

Composants	Nature	Quantité
Ciment	CEM V/A 42,5 N	450 kg/m ³
Sable	Calcaire lavé 0/4 mm	800 kg/m ³
Gravillons	Calcaire lavé 5/12 mm	984 kg/m ³
Superplastifiant	Glénium 27	11,5 kg/m ³
Eau	-	176,3 kg/m ³
Rapport E/C	-	0,39

Tableau 2 : Formulation du béton de référence Andra à base de ciment CEM V/A

Nous dénommerons dans la suite ces bétons simplement « CEM I » ou « CEM V ». La différence du ciment utilisé modifie les propriétés initiales des matériaux tout en répondant aux spécifications de performance et de stabilité dans le temps. Le ciment CEM V/A est composé de laitier des hauts fourneaux et de cendres volantes, en substitution du clinker, qui est le principal composant du CEM I. Les additions du CEM V/A favorisent la réaction pouzzolanique et influenceront les différentes propriétés mécaniques et de transfert de ce béton. En effet, les composés pouzzolaniques peuvent réagir avec la chaux, ce qui donne notamment une répartition de porosité plus fine, une microstructure plus dense et des propriétés de transport plus faibles que celles d'un CEM I [Andra 05].

Dans le contexte du stockage géologique, les bétons seront soumis à différentes sollicitations dans le temps. Les processus majeurs sont Thermiques, Hydriques, Mécaniques et Chimiques (THMC) [Andra 05] et évoluent avec des temps caractéristiques propres, indiqués sur la Figure 4.

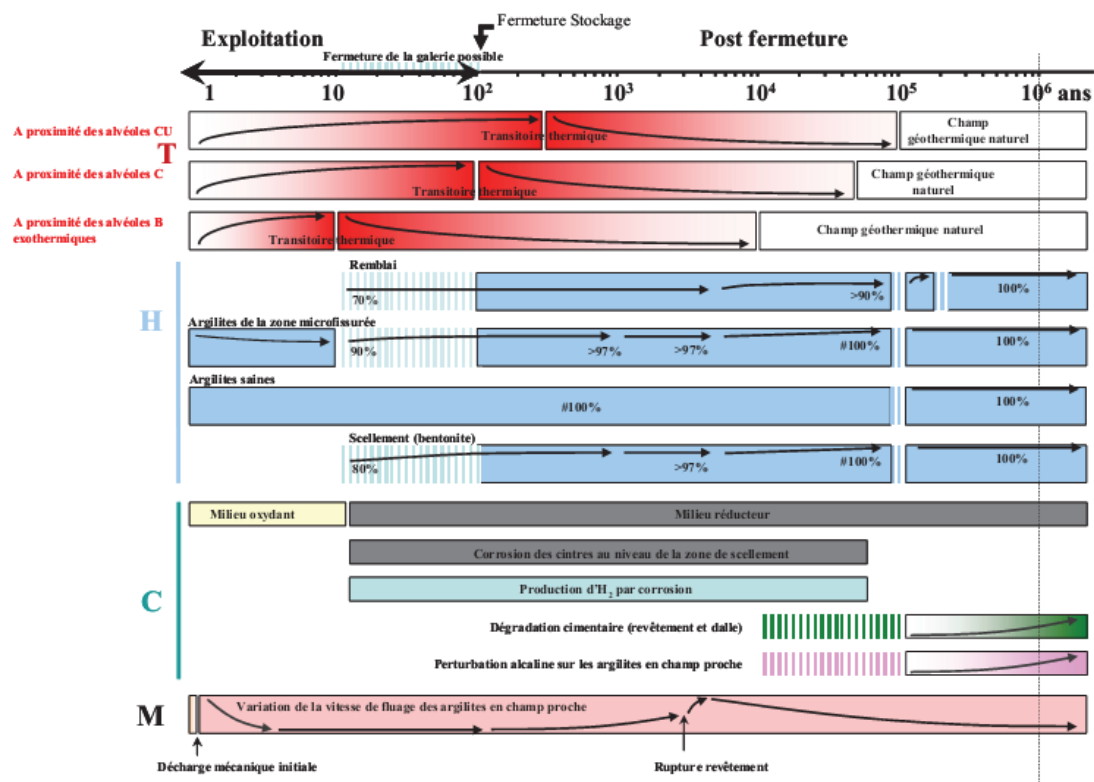


Figure 4 : Représentation des sollicitations auxquelles sera soumis le site de stockage souterrain [Andra 05]

Le processus thermique (T) :

Une élévation de température progressive due aux colis de déchets au sein des zones de stockage et dans le milieu géologique est attendue. Elle passe par un maximum puis décroît jusqu'à la température géothermale naturelle. Par conception, la température maximale atteinte dans le stockage et le milieu géologique devra être inférieure à 80°C quelle que soit la zone du stockage au regard de la sûreté du projet. L'élévation de température, qui s'ajoute à la température ambiante (environ 22°C dans l'argilite à la profondeur du laboratoire souterrain), est entraînée par une source de chaleur (par exemple un colis de déchets HA). Elle est déterminée par la puissance thermique de la source, et la surface d'échange entre la source et son environnement, et la capacité du lieu où se trouve cette source à évacuer la chaleur. Les bétons seront donc soumis à des températures comprises entre 20°C à 80°C dans le stockage étudié. Nous retenons ces 2 valeurs extrêmes (20 et 80°C), ainsi qu'une valeur intermédiaire (50°C) qui seront les températures cibles utilisées dans ce travail. Notons que les variations de température restent lentes à l'échelle de notre étude, nous pouvons considérer que le béton subit différents stades de température constante. Ceci nous

permet de limiter l'étude à des conditions isothermes.

Le processus hydrique (H) :

La création du stockage entraîne une décharge hydraulique instantanée dans la roche hôte autour de l'ensemble des ouvrages du stockage, accompagnée par la désaturation de la couche géologique. En outre, la présence de ventilateurs dans les alvéoles et les galeries pour minimiser la hausse de température va conduire à une humidité relative autour de 70%, donc une désaturation du massif induite par la ventilation. La phase d'exploitation conduira également à la désaturation des matériaux cimentaires. Dans un deuxième temps, lors de la fermeture des alvéoles, une resaturation par l'eau issue du milieu géologique est attendue. Ces phénomènes sont également en interaction avec l'augmentation de la température après la mise en place des colis. Notons également que, dû au dégagement de chaleur des colis, l'HR du milieu est susceptible de descendre nettement sous les 70%.

Pour fixer ou suivre l'état hydrique des matériaux, nous pouvons les définir soit par l'humidité relative soit par l'état de saturation. L'humidité relative (HR) représente le changement d'environnement, l'état de saturation (S_w) représente une variation d'état du matériau. Pour justifier le changement hydrique dans nos propres matériaux, nous choisirons donc le degré de saturation des échantillons pour caractériser l'état des bétons.

Afin de respecter les conditions existantes dans les alvéoles de stockage, les bétons ont été choisis dans deux états de saturation extrêmes (état saturé et état sec), ainsi que dans deux états de saturation intermédiaires ($S_w=70%$, $S_w=50%$).

Le processus mécanique (M) :

La réalisation des ouvrages entraîne une décharge mécanique instantanée des argilites, créant une zone de roche perturbée à leur paroi, appelée EDZ (« Excavation Damaged Zone »). Les comportements mécaniques du stockage, de l'EDZ et de la roche hôte évoluent ensuite pendant la période d'exploitation. La pression de confinement à la profondeur de 500 mètres est d'environ 12MPa. Du fait de l'excavation, un fluage mécanique de la roche mère va être induit et celui-ci va conduire à une pression de sol appliquée sur les structures en béton de l'ordre de 12MPa. Par ailleurs, liée à la

resaturation de l'EDZ, une pression d'eau supplémentaire (de l'ordre de 5MPa) viendra solliciter la structure en béton. Dans notre étude, des essais mécaniques seront effectués à une pression de confinement égale à 0MPa, 5MPa, 15MPa. La résistance et le module de Young sont mesurés expérimentalement dans ces différentes conditions sous différents états de saturation et différentes températures.

Les recherches actuelles sur le comportement thermo-hydro-mécanique des BHP sont encore parcellaires. Chacune des sollicitations THMC a été étudiée distinctement. Il existe peu d'études sur un couplage entre deux types de sollicitations. De même, le couplage de ces trois types de sollicitations n'a été que très peu étudié. Aucune étude n'ont par ailleurs été consacrée au fluage et au couplage hydro-mécanique, ainsi qu'au fluage thermo-mécanique de ces matériaux. Afin de rendre compte de l'évolution des ouvrages à long terme, l'acquisition de données sur le couplage THM à court terme et à long terme est indispensable. Ce travail de thèse a pour objectif de les mettre en évidence.

L'objectif de cette thèse est donc de rendre compte de l'évolution des ouvrages à l'échelle de quelques centaines d'années et de comprendre les processus physiques qui entrent en jeu dans les sollicitations couplées thermo-hydro-mécaniques sur bétons. Pour cela nous effectuerons des mesures sur les propriétés mécaniques à court terme (compression uniaxiale et compression triaxiale) et à long terme (fluage propre et fluage de dessiccation) sous les effets de la température, de variation de saturation en eau ainsi que le couplage entre les deux. Ce mémoire de thèse est ainsi organisé en quatre chapitres.

Dans le premier chapitre, une synthèse bibliographique sera présentée pour mettre en évidence les connaissances essentielles sur les propriétés du matériau béton ainsi que les recherches actuelles sur le comportement mécanique sous l'effet hydrique et thermique. Ils serviront de base d'analyse pour ce travail.

Le deuxième chapitre expose les caractéristiques, la préparation des échantillons, ainsi que les méthodes expérimentales liées à la détermination des propriétés mécaniques à court et long terme. Cela permettra d'avoir une vue exhaustive des protocoles d'essais.

Dans le chapitre 3, l'évolution de la microstructure des bétons de référence est détaillée en fonction des « conditions » imposées :

- maturation sous températures (20°C, 50°C et 80°C) ;
- désaturation jusqu'à l'état sec dans une étuve à 60°C ;
- désaturation sous température (20°C, 50°C et 80°C) jusqu'aux états partiellement saturés ($S_w=70%$, $S_w=50%$) .

Dans le chapitre 4, le comportement mécanique des bétons de l'Andra est interprété en fonction des conditions thermiques et hydriques imposées et en s'appuyant sur les évolutions microstructurelles déduites du chapitre précédent. Les influences de la désaturation et de la température seront ainsi mises en évidence.

Ce travail de thèse s'inscrit dans la continuité des travaux de la thèse de F. Brue [Brue 09] pour le projet Andra, dont certaines étapes ont été menées en parallèle, telles que le conditionnement des échantillons et les essais mécaniques à 20°C. Cependant, les bétons de chacun des travaux sont issus de différentes gâchées. Ainsi, la comparaison de nos résultats avec ceux de [Brue 09] mettra en exergue l'influence de la variabilité des gâchées sur le comportement mécanique. Les résultats mécaniques présentés dans cette étude vont permettre de compléter les analyses de l'Andra sur le couplage thermo-hydro-mécanique des bétons de référence.

Nous terminons ce mémoire avec la conclusion et les perspectives envisageables à ce travail.

Chapitre 1

Etude bibliographique du comportement des matériaux cimentaires sous l'effet d'un couplage thermo-hydro-mécanique

Introduction

Dans le contexte de stockage en formation géologique profonde, les bétons utilisés seront soumis à différentes sollicitations dans le temps. Les processus majeurs sont Thermiques, Hydriques et Mécaniques (THM) [Andra 05]. Dans ce chapitre, les principales connaissances actuelles du comportement Thermo-Hydro-Mécanique des matériaux à matrice cimentaire sont présentées.

Des liens forts entre comportement mécanique et microstructure ont été observés sur le béton, et il nous paraît important, dans une première partie, de rappeler brièvement ses principales caractéristiques. La deuxième partie décrit les phénomènes principalement physiques liés à la température et à l'état hydrique.

Les deux parties suivantes sont consacrées à la présentation du comportement mécanique à court terme des matériaux cimentaires en liaison avec l'effet thermique et hydrique (séchage), ainsi que l'effet du confinement mécanique.

Enfin, une étude du comportement expérimental et une analyse des mécanismes à l'origine des déformations différées sont effectuées et permettront de mettre en évidence les propriétés importantes du comportement mécanique à long terme des bétons.

1.1 Microstructure du béton

Le béton est un composé multiphasique constitué d'un mélange de granulats et de pâte, de ciment et d'eau. Cette structure peut se décomposer en une phase solide et une phase fluide. Nous présentons ci-après la microstructure de la pâte de ciment, celle des silicates de calcium hydratés (CSH), le statut de l'eau dans le béton, ainsi que la structure de l'interface pâte/granat (appelée auréole de transition).

1.1.1 Ciment

Le ciment est un liant hydraulique qui fait prise par hydratation, c'est-à-dire au contact de l'eau. Il est obtenu par la cuisson à haute température d'un mélange de calcaire et d'argile. Le clinker issu de ce procédé a pour principaux composants : la chaux (CaO), la silice (SiO₂), l'alumine (Al₂O₃) et la ferrite (Fe₂O₃). Différents ajouts peuvent être mélangés au ciment, tels que des cendres volantes, des laitiers de hauts fourneaux ou des fumées de silice. Ces ajouts permettent de réduire le coût et/ou d'améliorer les propriétés chimiques et physiques des matériaux, soit à court terme en modifiant la chaleur d'hydratation, soit à long terme en modifiant l'hydratation du ciment et les composés formés (Figure 1.1) [Lam 97; Leng 00; Aitcin 01; Toutenji 03; Kourounis 07; Vejmelkova 08; Bouikni 09].

En particulier, les principaux anhydres constitutifs du ciment Portland sont les suivants :

45 à 65% - C₃S = 3CaO·SiO₂ - silicate tricalcique (Ca₃[SiO₄]O - alite)

15 à 25% - C₂S = 2CaO·SiO₂ - silicate bicalcique (β Ca₂[SiO₄] - bélite)

8 à 15% - C₃A = 3CaO·Al₂O₃ - aluminate tricalcique (C₃[Al₂O₆] - célite)

8 à 10% - C₄AF = 4CaO·Al₂O₃·Fe₂O₃ - alumino-ferrite tétracalcique

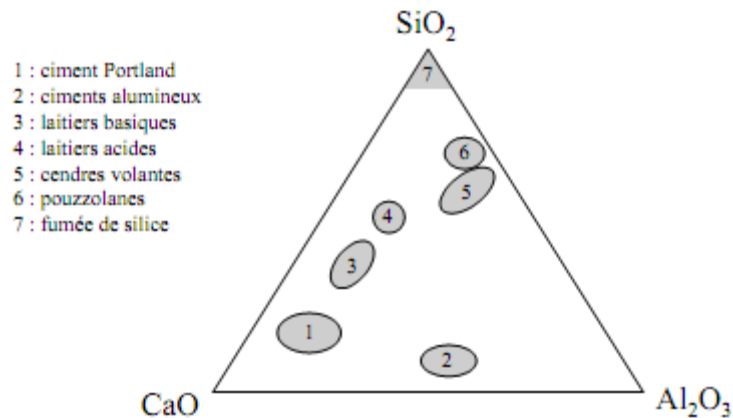


Figure 1.1 : Nature chimique des différents types de ciments [Andra 05; Brue 09]

1.1.2 Hydratation du ciment

Le processus d'hydratation d'un ciment conduit à un matériau durci composé de plusieurs phases [Diamond 99] qui peuvent être :

- des particules de ciment non hydratées ou partiellement hydratées ;
- la pâte de ciment, contenant plusieurs types d'hydrates (de la portlandite, des CSH...) et des pores ;
- des bulles d'air occlus.

La pâte de ciment est composée principalement de ciment et d'eau. Soient E et C les concentrations (en masse) d'eau et de ciment pour un volume unité de pâte. Dès que l'on mélange le ciment avec l'eau, l'hydratation va commencer et les propriétés de la pâte vont évoluer dans le temps en fonction de l'avancement des différentes réactions mises en jeu, qui sont essentiellement exothermiques. Tout d'abord, les particules de ciment réagissent en surface, la dissolution partielle des grains anhydres engendre un premier pic important de dégagement de chaleur. La vitesse de dissolution des silicates de calcium est lente, mais par contre la précipitation des hydrates formés est rapide, ceux-ci enveloppent les grains non hydratés diminuant la vitesse d'hydratation. On peut observer sur des vieux ciments, la présence de grains non hydratés au cœur et comprendre ainsi que la résistance mécanique d'un ciment continue d'augmenter au cours du temps pendant plusieurs mois ou années. Lors de la précipitation (phénomène de prise), les hydrates formés enrobent les granulats et les grains de sable présents dans le béton et assurent ainsi la cohésion du mélange granulaire. Les principaux hydrates formés sont les suivants : **silicate de calcium**

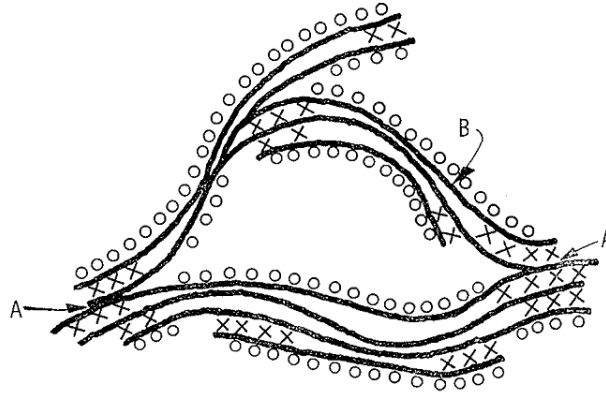
hydraté CSH, **portlandite** Ca(OH)_2 (aussi appelée hydroxyde de calcium), **aluminates de calcium hydraté**, **ettringite** ($3\text{CaO}\cdot\text{A}_2\text{O}_3\cdot3\text{CaSO}_4\cdot32\text{H}_2\text{O}$) [Mounanga 03]. Les équations 1.1 et 1.2 représentent les réactions globales durant l'hydratation de ciment et donnant les composés hydratés du matériau, selon [Tazawa 95] :



Pour un ciment donné, les quantités de CSH et Ca(OH)_2 formés dépendent essentiellement du rapport E/C et du temps de réaction. Dans une pâte de ciment ordinaire durcie, les proportions d'hydrates formés varient de 50 à 70 % de silicate de calcium hydraté (CSH) et 25 à 27 % de portlandite (hydroxyde de calcium, Ca(OH)_2) [Neville 00]. Dans le cas des pâtes de ciment à hautes performances, la quantité de phase CSH est encore plus importante, ce qui est favorable à l'augmentation de la résistance.

1.1.3 Structure des CSH

De nombreux modèles existent dans la littérature scientifique pour décrire la structure des CSH et leur morphologie, mais actuellement ce n'est pas encore totalement décrit. Les modèles les plus connus de la structure des CSH sont le modèle de Powers-Brownyard [Power 47], le modèle de Jennings (CM I et CM II) [Jennings 08], le modèle de Feldman-Sereda (F-S modèle) [Feldman 68] et le modèle Taylor [Taylor 90]. Les structures proposées permettent de rendre compte des évolutions des CSH, ainsi que des variations macroscopiques mécaniques (le retrait, le fluage, les phénomènes de sorption) [Wittmann 82, Wittmann 85, Baroghel-Bouny 94, Guénot-Delahaie 97]. Le modèle proposé par Feldman et Sereda [Feldman 68] (Figure 1.2) peut convenir à la plupart des comportements différés de la pâte de ciment.



- A - Interparticle Bonds
- X - Interlayer Hydrate Water
- B - Tobermorite Sheets
- O - Physically Adsorbed Water

Figure 1.2 : Représentation schématique de la microstructure du gel de CSH [Feldman 68]

Dans ce modèle, les particules de CSH se présentent sous la forme de lamelles, chacune constituée de 2 à 3 feuillet simples. Chaque couche a une épaisseur moyenne de 30 Angströms et un espacement de l'ordre de 17 Angströms [Yurtdas 03]. Ces feuillet peuvent avoir un mouvement relatif entre eux, réversible ou non lors du chargement. Ainsi, la pénétration ou le départ de l'eau des espaces interlamellaires (entre lamelles) et interfoliaires (entre feuillet) est possible. Ces départs et entrées d'eau (interfoliaires) sont les phénomènes prédominants expliquant les variations dimensionnelles observables au cours du temps sous diverses sollicitations. Lors d'un chargement mécanique, l'eau interfoliaire peut être expulsée. Par conséquent, il peut se produire des glissements des feuillet de CSH et/ou des contractions de matière. De même, les mécanismes de retrait et de gonflement sont attribués aux mouvements de l'eau dans la structure des CSH [Feldman 68; Wittmann 77; Guénot-Delahaie 97; Makani 11].

Récemment, Jennings [Jennings 08] a proposé un modèle pour la structure de gel des CSH. Il met en avant des globules, composés de feuillet de CSH qui ont une porosité intra-globule. Les structures du gel et des globules proposées par Jennings sont schématisées sur la figure 1.3. La structure des CSH contient des petits pores de gel (SGP) dans les espaces entre les globules voisins et des grands pores de gel (LGP) entre les assemblages de quelques globules. Une variation de la densité de

l'arrangement de ces globules conduit à la formation de CSH à faible densité (LD CSH) essentiellement dans les premières heures et premiers jours de l'hydratation et à haute densité (HD CSH) au-delà. Ce modèle cherche notamment à expliquer les variations dimensionnelles observées lors d'une désorption ou d'une adsorption de vapeur d'eau. En plus, ce modèle-là, est capable de représenter à la fois les CSH proches des grains de ciment hydratés et aussi les CSH éloignés qui n'ont pas les mêmes performances mécaniques. Les globules sont des particules qui peuvent se réorganiser en situation de stress, ce qui ouvre la porte à la modélisation des propriétés mécaniques en utilisant la mécanique granulaires. Ce modèle prédit que l'une des conséquences des changements irréversibles qui se produisent en raison du séchage, chauffage et le passage du temps est une diminution mesurable de la LGP, ces pores entre environ 3 à 12 nm de diamètre. Le SGP peut également réorganiser, avec des changements limités dans l'eau associée.

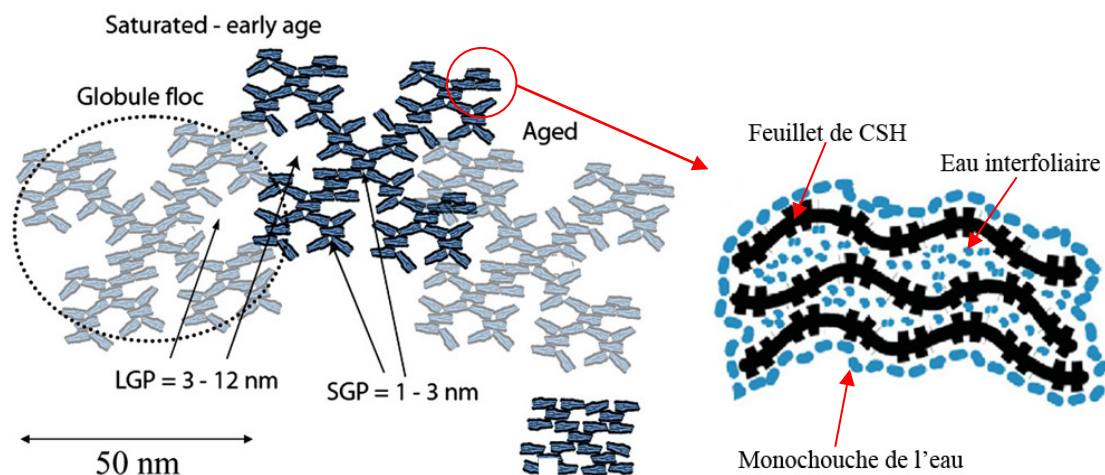


Figure 1.3 : Modèle de Jennings pour la structure des CSH, (LGP : Larger Gel Pores, SGP : Small Gel Pores). [Jennings 08]

1.1.4 Porosité et distribution de porosité

La pâte de ciment hydraté contient différents types de vides qui ont une influence importante sur ses propriétés. Les tailles typiques des phases solides et vides dans la pâte de ciment hydraté sont illustrées dans la figure 1.4.

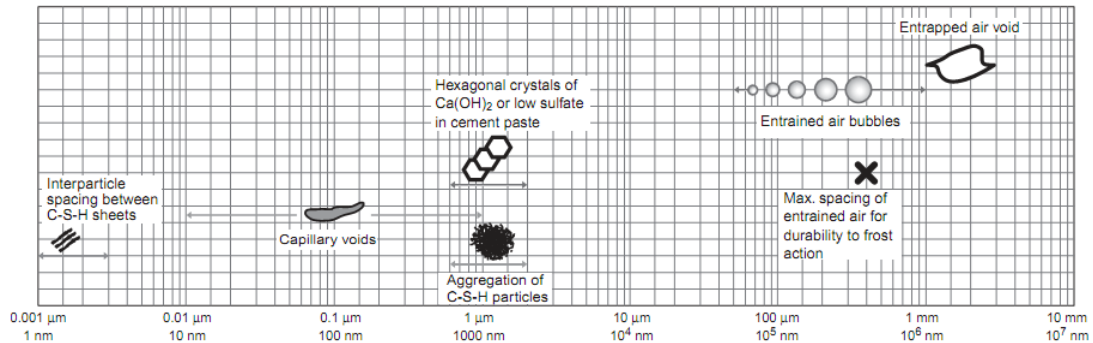


Figure 1.4 : Dimensions des solides et des pores dans une pâte de ciment hydraté
[Mehta 86]

Ces pores se classent en différentes familles selon leur diamètre [Powers 58] :

- Les pores des hydrates : Powers [Powers 58] a supposé qu'il existe des interstices moléculaires entre deux feuillets constitutifs des CSH (l'espace interfeuillets) atteignant environ 18\AA et a considéré que la porosité était 28% dans la structure des CSH. Pourtant, Feldman et Serda ont précisé que l'espace peut varier de 5 à 25\AA . Ce type de porosité est peu influencé par la morphologie des CSH et reste constant pour une pâte complètement hydratée ou presque.
- Les pores capillaires : ils représentent l'espace non occupé par les composants solides de la pâte de ciment hydraté. Dans une pâte de ciment bien hydraté, avec faible rapport E/C, la taille des pores varie entre 10 et 50 nm ; avec un rapport E/C élevé, la taille des pores peut aller jusqu'à 5 µm. La porosité capillaire diminue avec l'avancement des réactions d'hydratation et avec la diminution du rapport E/C (Figure 1.5).
- Les vides d'air : ils sont dus à des bulles d'air occluses lors du malaxage, et peuvent mesurer jusqu'à quelques millimètres. Par conséquent, les vides d'air dans la pâte de ciment hydraté sont beaucoup plus grands que les vides capillaires et sont capables d'influencer la résistance.

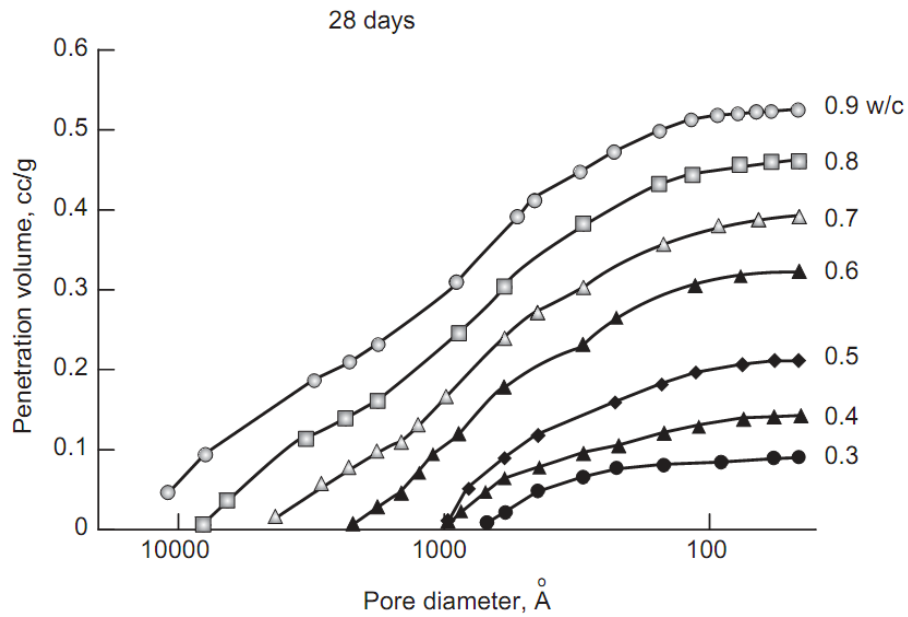


Figure 1.5 : Influence de rapport E/C sur la distribution de porosité à 28 jours de maturation [Mehta 80]

1.1.5 Interface pâte - granulat

Un autre type de porosité apparaît lors d'ajout de granulats à une pâte de ciment (cas des mortiers et bétons) : l'auréole de transition, qui désigne la zone interfaciale entre les grains et la pâte de ciment [Maso 80]. Dans cette zone, la pâte de ciment présente une cohésion plus faible, due à un excès local d'eau. En effet, un film liquide se forme sur la surface du granulat au moment du gâchage, modifiant la liaison au cours de l'hydratation entre la pâte de ciment et le granulat. Tant du point de vue mécanique que du point de vue de la durabilité, ces zones constituent les liaisons faibles du matériau [Baron 92].

Nous présentons dans la figure I.6 le modèle de Diamond [Diamond 86], pour lequel nous observons une zone de pâte hydratée particulière autour des granulats. Sa première couche est composée de cristaux de portlandite orientés perpendiculairement aux granulats. La deuxième couche de 0,5 μm d'épaisseur, est composée de feuillets de CSH. Après la seconde couche de Ca(OH)_2 , une zone de forte porosité avec des grains de grande dimension et de faible cohésion apparaît. Cette zone est une zone de faiblesse lors de sollicitations mécaniques, mais également lors d'une attaque

chimique. Ce modèle donne essentiellement des informations relativement complètes de l'interface. Il est également important de connaître l'étendue de la zone d'interface 50µm d'épaisseur, montré par le modèle de Diamond, dans le béton, sachant que la distance moyenne entre particules agrégées adjacentes est d'environ 75-100µm. Même si la variabilité de l'espacement est grande, cela suggère qu'une proportion relativement importante des pâtes hydratées de ciment se trouve dans la zone d'interface.

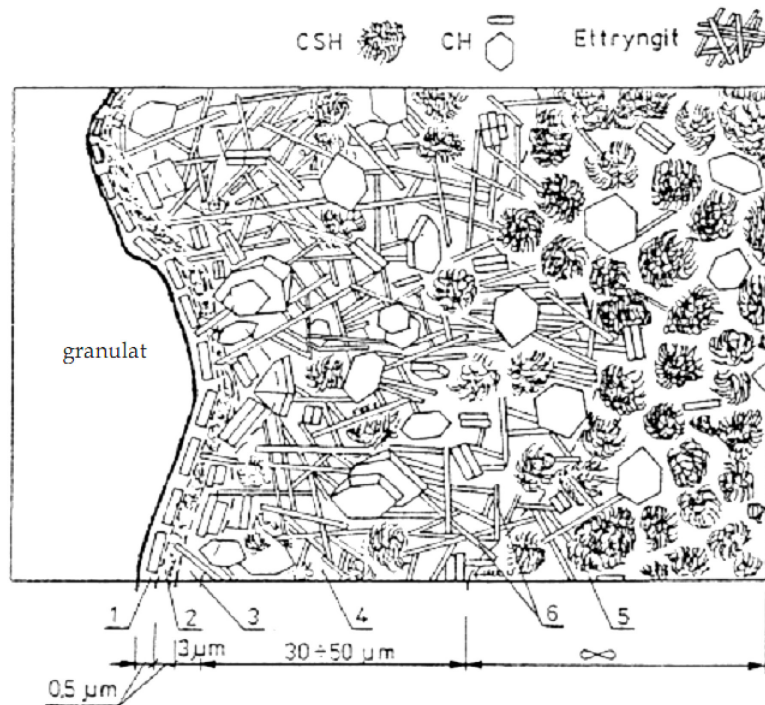


Figure 1.6 : Modèle de la morphologie de l'auréole de transition d'un béton ordinaire, 1 - couche continue de $\text{Ca}(\text{OH})_2$; 2 - couche de CSH; 3 - couche de $\text{Ca}(\text{OH})_2$; 4 - zone poreuse; 5 - pâte de ciment; 6 - ettringite [Diamond 86]

1.1.6 L'état de l'eau dans la pâte de ciment hydraté

Dans la pâte de ciment hydraté, on retrouve de l'eau sous différentes formes. Cette eau interviendra différemment dans les processus liés à la durabilité, en fonction de sa localisation et de son état [Baroghel Bouny94].

L'eau capillaire

C'est l'eau qui est présente dans les vides supérieurs à environ 50Å. Selon la taille des capillaires, cette eau peut être plus ou moins libre en raison de l'importance des forces

de surface. Selon le comportement de l'eau capillaire dans la pâte de ciment hydraté, il est raisonnable de diviser l'eau capillaire en deux catégories: l'eau dans de grandes cavités de taille supérieure à une cinquantaine de nanomètres ($0,05 \mu\text{m}$) et l'eau retenue par tension capillaire de petits capillaires (5 à 50 nm).

L'eau adsorbée

C'est l'eau qui est plus proche de la surface solide. Sous l'influence des forces attractives, les molécules d'eau sont physiquement adsorbées à la surface des solides dans la pâte de ciment hydraté. L'adsorption physique est due aux forces d'énergie faible de Van der Waals. Elle est réversible et peut superposer une ou plusieurs couches à la surface du solide. Une autre adsorption chimique, peut également apparaître, et se caractérise par des échanges électroniques entre la molécule d'eau et le solide. Cette eau est considérée comme non évaporable. L'eau inter-feuillets appartient majoritairement à cette adsorption chimique.

L'eau liée

C'est l'eau qui se combine par réaction d'hydratation avec les grains de ciment et qui entre dans la composition des hydrates.

1.2 Identification des phénomènes liés à la température et au degré de saturation des bétons

1.2.1 Evolution de la structure poreuse avec la température

Le chauffage induit différentes modifications des propriétés des matériaux cimentaires : tout d'abord des changements de microstructure accompagnés de perte d'eau structurelle et d'une microfissuration, en conséquence des pertes de performances mécaniques et des changements dans les propriétés de transfert. Au niveau macroscopique, une diminution de la teneur en eau due à l'évaporation de l'eau non liée est facilement observée. Quand la température atteint un seuil compris entre 105°C et 120°C [Noumowe 95, Menou 04], des fissures superficielles sur les surfaces des échantillons en béton apparaissent. Ceci peut s'expliquer par les différents phénomènes qui ont lieu dans la microstructure du béton.

Considérons par exemple un niveau modéré de température $\leq 105^{\circ}\text{C}$, puisque notre

étude est réalisée pour une température maximale de 80°C. De 30 °C à 105 °C, l'eau libre et une partie de l'eau adsorbée s'évacuent du béton. L'eau non liée est complètement éliminée au-delà de 105°C.

De plus l'interface entre les granulats et la pâte de ciment est la partie de plus faible résistance dans la structure du béton. Cette partie se dégrade progressivement avec l'augmentation de la température suite à l'évacuation de l'eau capillaire et l'eau interfeuillet, ce qui favorise le développement des fissures; au-delà de 120°C, les phénomènes de déshydratation engendrent une détérioration rapide de cette zone à cause de la dilatation différentielle entre la pâte de ciment et les granulats. Plus le matériau est hétérogène plus la différence entre les coefficients de dilatation thermiques des constituants est importante.

La figure 1.7 présente l'évolution de la distribution porosimétrique mesurée par la technique d'intrusion au mercure d'un béton ordinaire et d'un béton à hautes performances soumis à une élévation de température [Noumowe 95]. Pour les deux types de béton, nous observons un déplacement de la distribution porosimétrique vers les plus gros diamètres avec l'augmentation de la température. Ceci peut être attribué à la perte d'eau du matériau, l'endommagement de la matrice du fait de sa déshydratation, des gradients thermiques et de l'incompatibilité de dilatation thermique pâte/granulat.

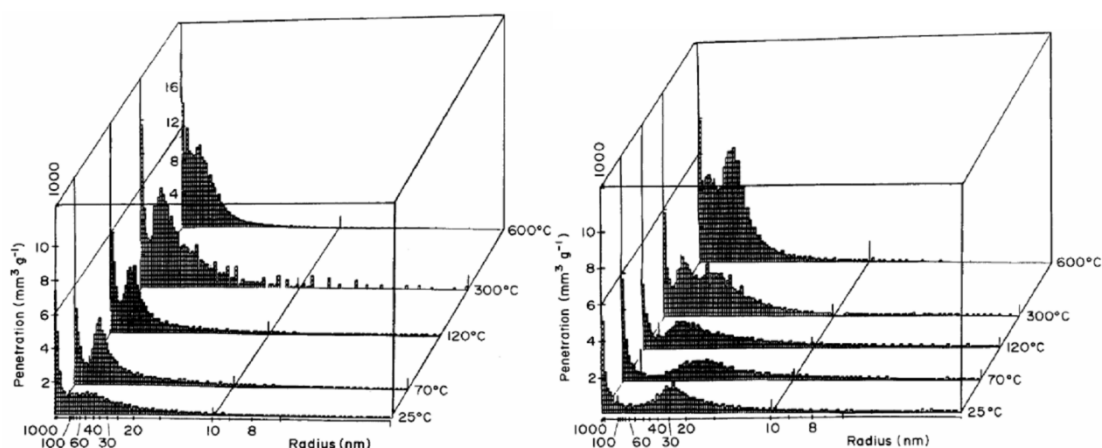


Figure 1.7 : Evolution de la distribution porosimétrique en fonction de la température mesurée par la technique d'intrusion de mercure. A gauche, béton ordinaire, à droite, béton à hautes performance [Noumowe 95]

1.2.2 Effet des variations de saturation en eau et principe des isothermes de désorption

Les isothermes de sorption d'eau sont utilisées pour caractériser le comportement hydrique des matériaux cimentaires. En conditions isothermes, seule la variation d'humidité relative provoque la dessiccation du matériau. En fonction de la valeur imposée, les transports d'eau s'effectuent par divers mécanismes détaillés ci-après. Nous pouvons présenter les isothermes de désorption par le degré de saturation en fonction de l'humidité relative imposée.

On distingue habituellement deux types d'adsorption (physique et chimique), selon le type de liaison solide/molécule gazeuse. L'adsorption physique repose sur les forces intermoléculaires d'attraction, constituées essentiellement des forces de Van der Waals dont les interactions et les énergies mises en jeu sont très faibles. Un léger chauffage du solide entraînera la désorption, c'est-à-dire que la physisorption est un phénomène réversible.

L'adsorption chimique est tout à fait différente. Les molécules chimisorbées sont liées chimiquement avec le solide. Ainsi les liaisons sont plus fortes, ce qui entraîne dans le cas d'une adsorption chimique une modification importante de leur structure. La chimisorption est un phénomène irréversible faisant référence à une réaction exothermique. La désorption (endothermique) ne se produira qu'à des températures élevées [Baroghel-Bouny 94].

Dans cette étude, nous considérons l'adsorption physique d'un fluide (gaz et vapeur d'eau) sur un solide à température fixée. A l'équilibre thermodynamique, la quantité adsorbée est fonction de la pression de fluide appliquée, de la température T du fluide et du solide considéré. Dans notre cas, la vapeur d'eau est utilisée comme adsorbat, il est donc préférable d'exprimer les résultats en terme d'humidité relative ($HR=P_v/P_{vs}$) : où P_v et P_{vs} représentent respectivement la pression partielle de vapeur et la pression de vapeur saturante de l'adsorbat à la température T de l'adsorption.

En condition isotherme, seule la diminution d'humidité relative induit la dessiccation du matériau. La figure 1.8 présente l'évolution des profils de teneur en eau, d'une

éprouvette de béton mise en dessiccation, mesurés par gammadensimétrie [Baroghel-Bouny 94]. Après un an de séchage, des gradients de concentration d'eau sont observés entre le cœur et la surface en contact avec le milieu ambiant. Ces gradients hydriques restent très forts et localisés en surface, à cause de la faible perméabilité du matériau. Ce phénomène de séchage devient de plus en plus lent au fur et à mesure du temps.

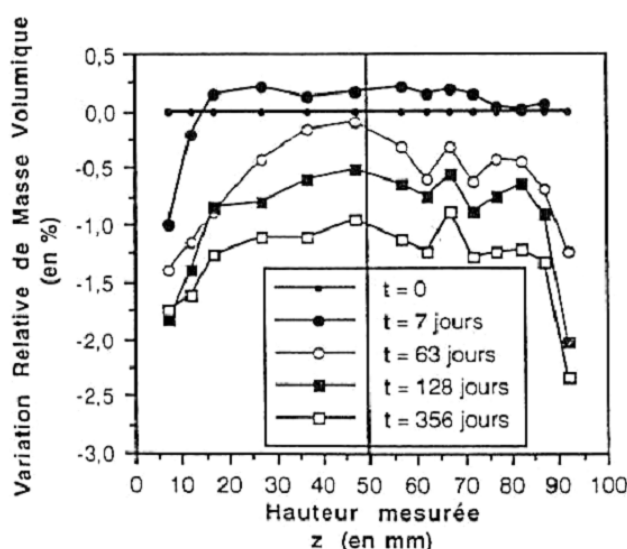


Figure 1.8 : Evolution des profils d'humidité d'une éprouvette ($\phi 160 \times 100$ mm) de béton classique dont les deux surfaces opposées sont exposées à une humidité relative de 53,5%, à 20 °C, après deux ans de cure sous conditionnement étanche [Baroghel-Bouny 94]

La figure 1.9 représente schématiquement les différents transports d'eau possibles au sein d'un pore du matériau, lors d'une diminution d'humidité relative.

Nous distinguons trois gammes d'humidité relative pour lesquelles différents mécanismes contrôlent la dessiccation du matériau depuis l'état saturé :

➤ Dessiccation à humidité relative élevée

A une humidité relative élevée, un séchage ne rompt pas la continuité de la phase liquide contenue dans les pores. Dès que les pores en surface ne sont plus saturés, un écoulement capillaire s'établit de l'intérieur vers l'extérieur du matériau. La perméation à l'eau liquide est relativement forte, le transfert en phase liquide dû aux forces capillaires est prédominant. Il est régi par la loi de Darcy et gouverné par une différence de pression capillaire.

➤ Dessiccation à humidité relative intermédiaire

Au fur et à mesure que l'humidité relative décroît, la continuité de la phase liquide n'est plus maintenue, seuls les pores les plus fins contiennent encore de l'eau à l'état condensée. Dans ce cas-là, les processus d'évaporation–condensation agissent sur l'eau présente sous forme liquide et gazeuse au sein du réseau poreux, ce qui assure le transport diffusif de l'eau vers l'extérieur du matériau.

➤ Dessiccation à humidité relative faible

Aux humidités relatives les plus faibles, la phase liquide continue du matériau a totalement disparu, il reste un film liquide adsorbé de quelques molécules d'épaisseur et de la vapeur d'eau au sein du béton. Pour cette gamme d'humidité relative, il apparaît une migration des molécules d'eau du film (appelée diffusion surfacique). Le transfert en phase gazeuse est dominant. Lorsque les valeurs d'humidité relative deviennent très basses, la phase adsorbée disparaît et seule la diffusion gazeuse subsiste.

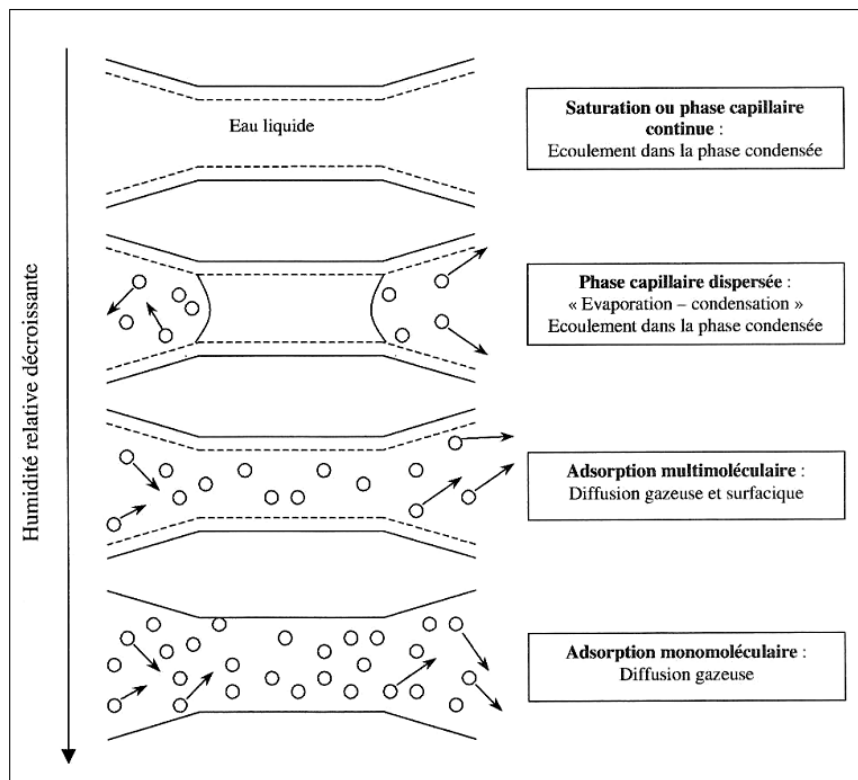


Figure 1.9 : Illustration des mécanismes hydriques en fonction de l'humidité de l'air ambiant [Baroghel-Bouny 94]

Brue [Brue 09, Brue 12] a mis en évidence l'influence de la température sur l'isotherme de désaturation en eau, ainsi que celle de la composition des mêmes

matériaux que ceux de notre étude (bétons CEM V et CEM I) (Figure 1.10). La première chose remarquable concerne l'influence de la température sur la capacité de rétention d'eau : plus la température est importante, plus la capacité de rétention d'eau est faible, et ce pour les 2 bétons de l'étude. Par ailleurs, en comparant les températures de séchage à 20 et 50°C, nous constatons des tendances similaires pour une gamme d'humidité relative (HR) comprise entre 98 et 70%. Cependant, une fois que l'humidité relative est inférieure à 70%, la pente de l'isotherme à 50°C est supérieure à celle obtenue à 20°C, indiquant que l'activation thermique à 50°C est significative pour $HR \leq 70\%$. La prise en compte des isothermes obtenues à 80°C montre une pente supérieure à celle des températures 20 et 50°C, toujours caractéristique de l'activation thermique pour le CEM V, cette constatation concerne toute la plage d'HR, tandis que pour le CEMI une stabilisation de la teneur en eau est observée quand $HR \leq 60\%$. Les résultats obtenus à 80°C mettent en évidence que la gamme d'humidité relative concernée par l'activation thermique dépend, en plus de la température de la microstructure des matériaux.

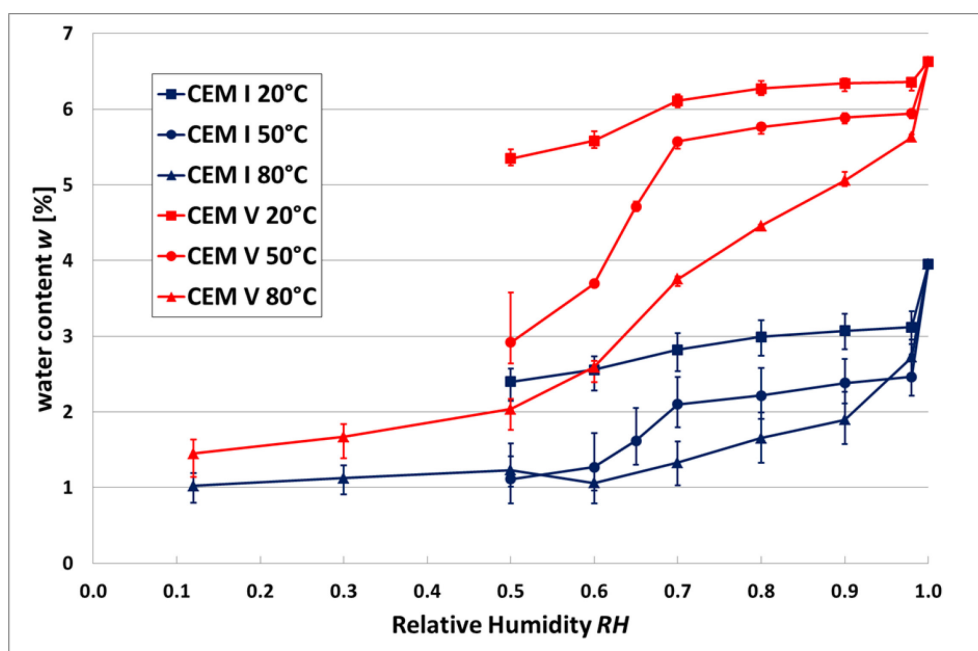


Figure 1.10 : Isotherme de désorption du béton CEM I et CEM V en fonction de l'humidité relative et de la température [Brue 12]

A température donnée, la capacité de rétention d'eau est liée à la microstructure des bétons, c'est-à-dire du type de ciment. La teneur en eau initiale est plus grande pour le béton CEMV (6,63%) que pour le CEM I (3,95%). Ceci est attribué à la porosité plus

importante du CEM V. En revanche, la baisse de teneur en eau est plus importante pour le CEM I que pour le CEM V entre les humidités relatives 100% et 98%, ce qui correspond à une grande quantité de gros pores dans le béton CEM I [Brue 12]. Les pentes des isothermes sont plus importantes pour le béton CEM V par rapport au CEM I entre 98% et 70% à 20°C et 50°C, ainsi que entre 90% et 12% à 80°C. D'après ces valeurs d'humidité relative, le rayon des pores drainés est de l'ordre d'une dizaine de nanomètres au maximum, qui correspond aux pores du gel de CSH (pores hydrates). Nous pouvons observer qu'une plus grande pente de désorption s'accorde avec le fait que le béton CEM V présente plus de nanopores de CSH que le CEM I [Brue 12].

1.2.3 Le retrait de dessiccation des matériaux cimentaires

Lors du séchage d'un béton mature (nous nous plaçons ici dans le cas de bétons où la maturation est achevée), le départ d'eau dans la matrice cimentaire provoque un retrait appelé retrait de dessiccation. Ce retrait est la réponse mécanique du matériau soumis au séchage. Le mécanisme de retrait de dessiccation dépend de l'état de la liaison eau/surface solide au sein du matériau. On peut distinguer trois mécanismes majeurs de retrait de dessiccation qui correspondent respectivement au retrait par variation de la dépression capillaire, retrait par variation de la tension superficielle et retrait par variation de la pression de disjonction.

Lorsque le matériau sèche, il apparaît un ménisque dans les capillaires puis diminution du rayon de courbure de ces ménisques afin de maintenir l'équilibre entre eau liquide et phase gazeuse. Il y a une différence de pression entre les phases liquide et gazeuse qui s'accroît au fur et à mesure que le séchage s'intensifie. Cette dépression capillaire doit être globalement équilibrée par une contraction du solide (Figure 1.11). Le retrait de dessiccation par variation de la dépression capillaire peut-être modélisé au moyen des équations de Kelvin et de Laplace.

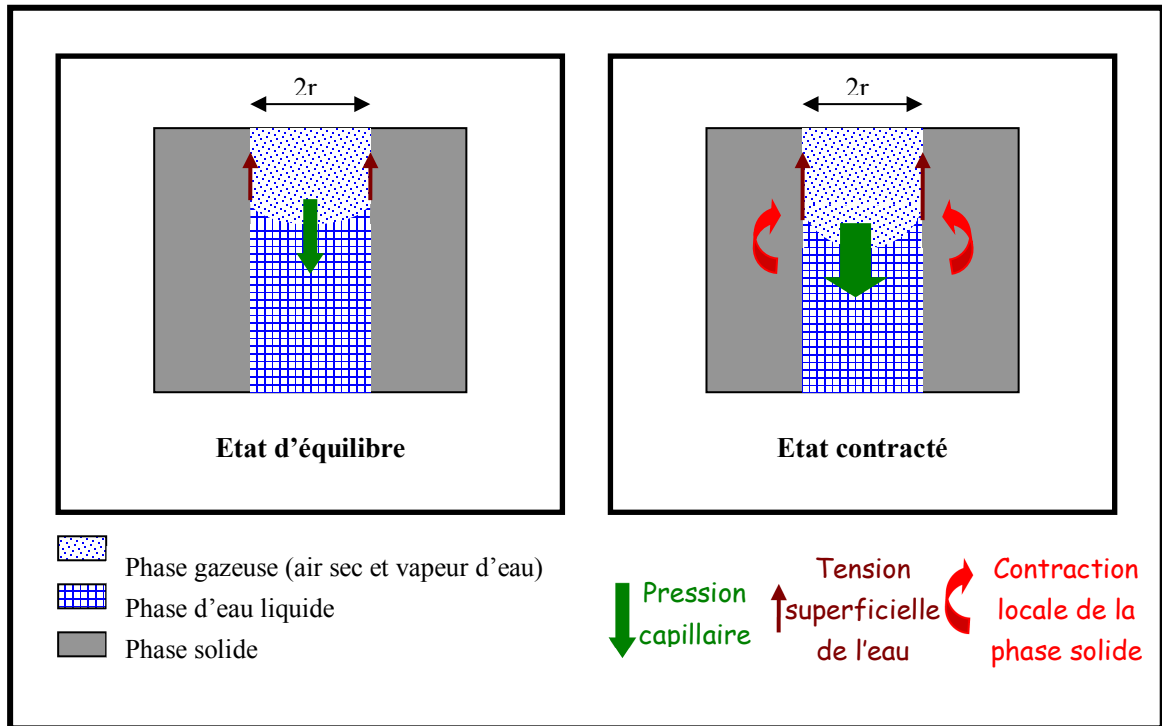


Figure 1.11 : Schématisation du retrait par variation de la dépression capillaire

[Brue 09]

La loi de Kelvin-Laplace s'écrit :

$$r = - \frac{2\gamma_s M_{eau}}{RT \rho_{eau} \ln(HR)} \quad (\text{Equation 3})$$

où γ_s est la tension superficielle de l'eau [N/m]; R est la constante des gaz parfaits; T: la température (constante car condition isotherme) [K]; HR: l'humidité relative; M_{eau} : masse molaire de l'eau [Kg] et eau et ρ : la masse volumique de l'eau [Kg/m³].

Le retrait de dessiccation par variation de la tension superficielle se produit majoritairement lorsque l'humidité relative est inférieure à 40% [Benboudjéma 02]. Dans ce cas-là, les couches d'eau adsorbées aux hydrates diminuent, ce qui augmente les tensions superficielles qui existent entre les CSH et les molécules d'eau encore adsorbées. La matrice cimentaire se contracte localement afin de compenser la variation des tensions superficielles des couches d'eau adsorbées, ce qui induit un retrait à l'échelle macroscopique. Mounanga [Mounanga 03] a proposé une équation pour définir le gonflement linéaire $\Delta l/l$ produit par l'adsorption d'eau sur la paroi solide :

$$\frac{\Delta l}{l} = A(\gamma_0 - \gamma) \quad (\text{Equation 4})$$

Où γ_0 : l'énergie superficielle de l'interface sans eau adsorbée ;
 γ : l'énergie superficielle de l'interface avec eau adsorbée ;
 A : constante dépendant du matériau et de sa structure.

Le retrait de dessiccation par variation de la pression de disjonction est dû à l'adsorption d'eau dans un très fin espace confiné [Powers 68; Wittmann 82]. La figure 1.12 montre qu'un pore fin est bien rempli si l'humidité relative atteint un seuil : il n'y a plus d'espace possible pour l'adsorption d'une nouvelle couche d'eau. Dans ce cas-là, les solides auront tendance à se séparer, les couches d'eau se mettent sous pression dite de disjonction. La pression de disjonction est liée aux couches d'eau adsorbée, c'est-à-dire à la saturation en eau du matériau. La variation de l'humidité relative modifie le nombre de couches d'eau adsorbées au sein des zones d'adsorption empêchée, ce qui influence la pression de disjonction. Quand la couche d'eau s'en va, la pression disparaît, d'où une contraction du solide.

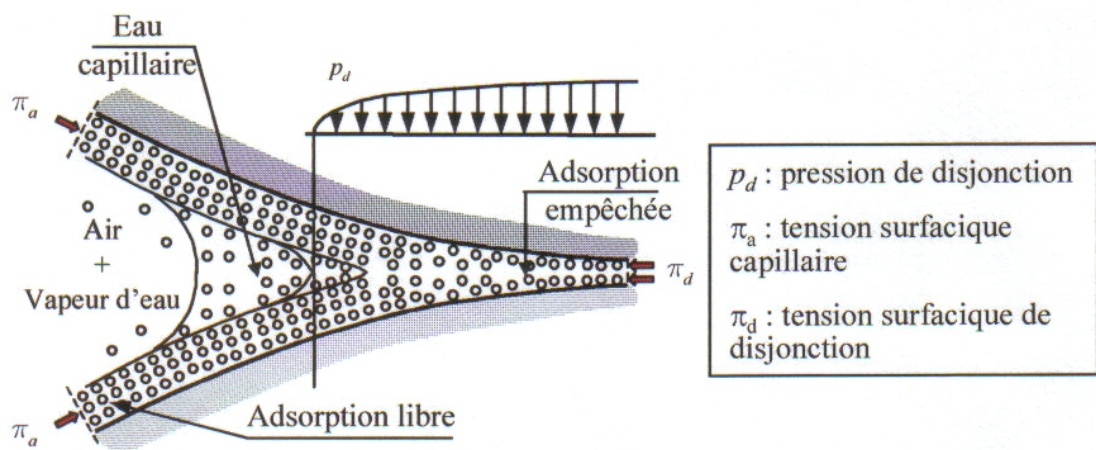


Figure 1.12 : Représentation schématique de la pression de disjonction dans une zone d'adsorption empêchée [Benboudjema 02]

Les figures 1.13, 1.14 et 1.15 présentent respectivement les retraits de dessiccation des bétons CEM V et CEM I à 20°C, 50°C et 80°C en fonction du temps et de l'humidité relative imposée. Les évolutions des retraits de dessiccation à 20°C

(Figures 1.13) montrent que le CEM I se rétracte moins que le CEM V. Sachant que les déformations de retrait de dessiccation sont principalement induites par les variations de la pression capillaire avec la diminution de l'humidité relative. Le retrait de dessiccation plus important pour le CEM V à 20°C s'explique par sa porosité plus fine que celle du CEM I, ce qui le rend plus sensible aux variations de pression capillaire qui règne dans la porosité. A 50°C et 80°C (Figure 1.14 et 1.15), les déformations de retrait de dessiccation sont également influencées par la variation de la pression capillaire comme 20°C. Selon la loi de Kelvin-Laplace, l'augmentation de la pression capillaire est linéaire avec la température absolue. Cette augmentation de pression capillaire peut expliquer l'augmentation de retrait de dessiccation entre 20°C, 50°C et 80°C.

Selon la comparaison du retrait de dessiccation aux différentes températures (Tableau 1.0), entre 20°C et 50°C, les amplitudes des retraits du CEM I sont plus amplifiées que celles du CEM V, et entre 50°C et 80°C, le béton CEM I est le matériau dont les amplitudes de retrait sont les moins amplifiées, tandis que celles du CEM V augmentent plus. Cette tendance est inversée pour les bétons à CEM I où les amplitudes des retraits entre 20°C et 50°C sont supérieures à celles du CEM V, puis les écarts de ces amplitudes entre 50°C et 80°C sont plus faibles que celles du CEM I. Les distributions de porosité expliquent ces différents résultats: le réseau poreux du CEM I, est plus grossier, et conduit à une forte différence entre 20°C et 50°C, quand la perméation de l'eau liquide dans la porosité capillaire est le mécanisme prépondérant; cependant entre 50°C et 80°C, ces amplitudes de retrait augmentent moins que celles des matériaux avec CEM V car c'est la diffusion de la vapeur d'eau qui domine [Brue 09].

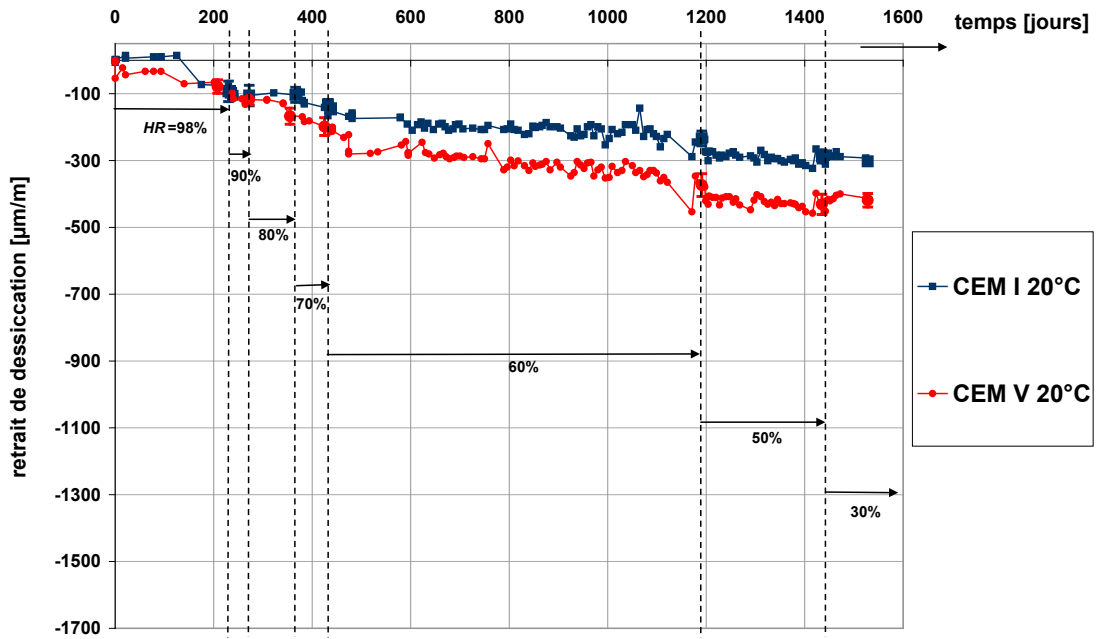


Figure 1.13 : Retrait de dessiccation des matériaux à 20°C en fonction du temps et de l'humidité relative imposée [Brue 09]

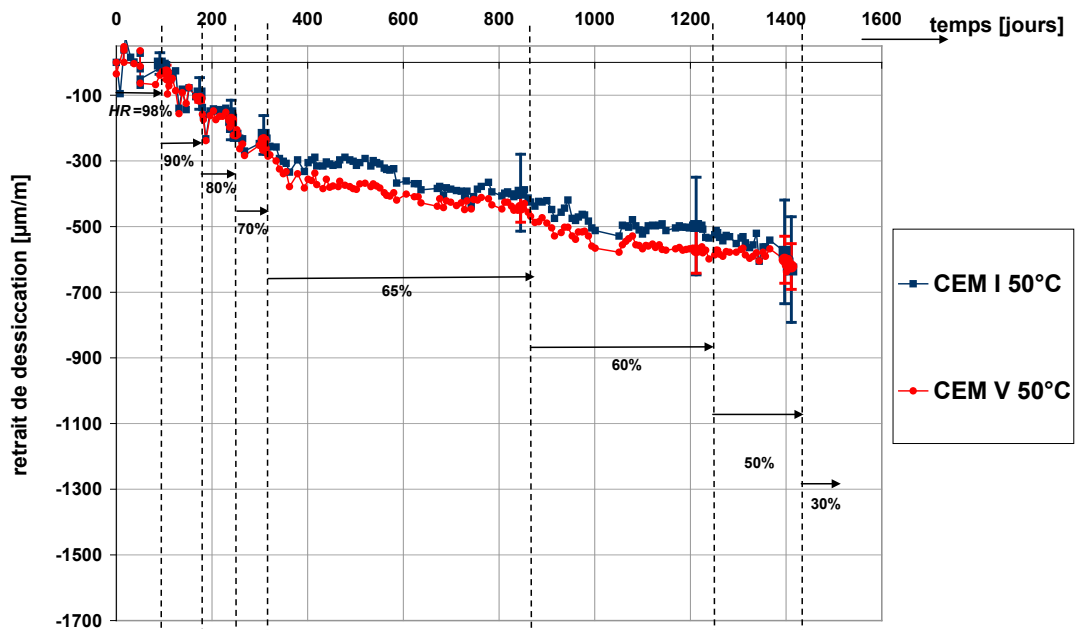


Figure 1.14 : Retrait de dessiccation des matériaux à 50°C en fonction du temps et de l'humidité relative imposée [Brue 09]

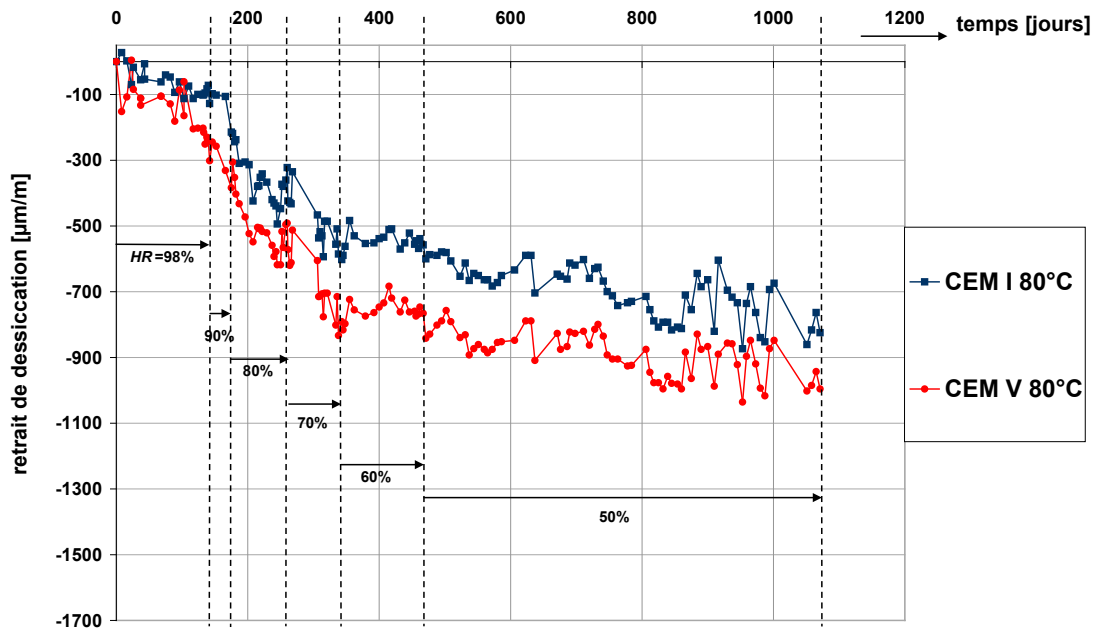


Figure 1.15 : Retrait de dessiccation des matériaux à 80°C en fonction du temps et de l'humidité relative imposée [Brue 09]

	20°C	50°C	80°C	amplitude du retrait entre 20°C et 50°C	amplitude du retrait entre 50°C et 80°C
CEM I (µm/m)	253	512	852	259	340
CEM V (µm/m)	350	560	1071	210	511

Tableau 1.0 : Comparaison des amplitudes du retrait de dessiccation aux différentes températures (les retraits considérées sont les dernières obtenues à HR=50%) [Brue 09]

1.3 Comportement mécanique à court terme

Les ouvrages en matériaux cimentaires sont soumis à des sollicitations de traction et/ou compression uniaxiales et multiaxiales. Il est donc essentiel de connaître la réponse du matériau sous sollicitations mécaniques diverses pour « remonter » jusqu'au comportement de l'ouvrage. Pour étudier le comportement mécanique du béton, deux classes sont distinguées en fonction des types de sollicitations : la compression uniaxiale et la sollicitation triaxiale. L'objectif est de mettre en évidence pour chacune des classes les effets de température, de la saturation et du confinement sur le comportement mécanique du matériau cimentaire.

1.3.1 Comportement sous compression uniaxiale

L'essai de compression uniaxiale est un essai largement utilisé afin de connaître la résistance en compression d'un matériau. Le comportement obtenu est considéré comme la caractéristique mécanique fondamentale du matériau cimentaire. La courbe générale contrainte-déformation est donnée par la figure 1.16. On peut observer principalement que la réponse est presque linéaire jusqu'à 30% de la limite en compression simple R_c . Les déformations engendrées par l'application de la charge sont réversibles. Dès qu'il dépasse ce point, la courbe devient de plus en plus non linéaire jusqu'à 75% de la limite en compression simple. Cette phase non linéaire induit des déformations irréversibles. Une microfissuration se développe principalement dans les auréoles de transition. Au-delà, la courbe présente un pic suivi d'une branche post-pic correspondant à un comportement adoucissant (Figure 1.16-a). A l'approche de la limite, l'échantillon présente un comportement dilatant, traduit par l'augmentation du coefficient de Poisson. La macrofissuration apparaît grâce à la connexion des microfissures. Cette branche post-pic est associée à une forte dilatance (expansion latérale) (Figure 1.16-b), ce qui donne la variation de la contrainte appliquée en fonction de la variation volumique de l'éprouvette.

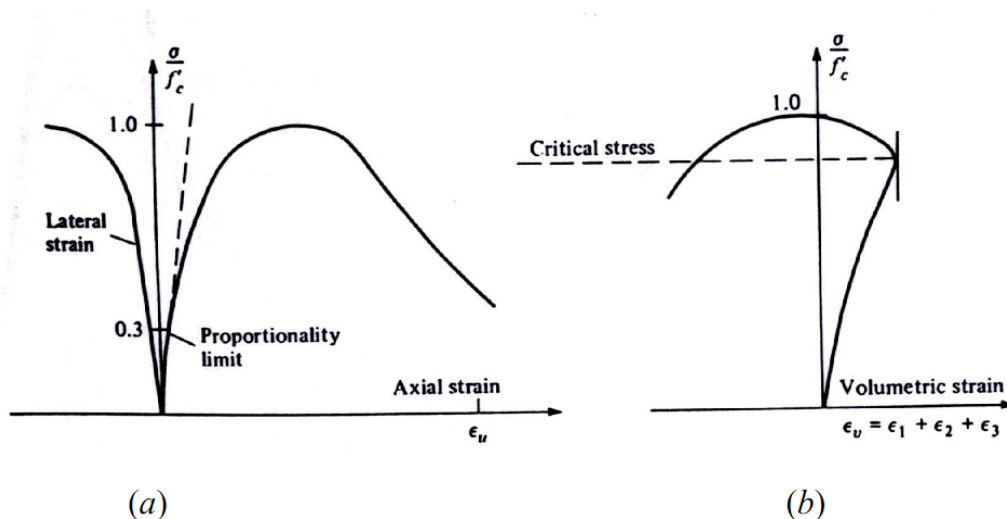


Figure 1.16 : Comportement du béton en compression simple [Chen 82]

L'interprétation mécanique de ce comportement a fait l'objet de nombreux travaux, il est actuellement bien admis que la dégradation est essentiellement liée au développement de microfissures [Lorrain 74, Mazars 84, Berthaud 88, Ramtani 90, Torrenti 93, Choinska 06] lié à l'effet des extensions ($\epsilon > 0$, déformation positive). Un

essai en compression simple avec cycles de chargement-déchargement est présenté à la figure 1.17. Il permet de confirmer le rôle prépondérant du développement de la microfissuration qui provoque une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau, au fur et à mesure des cycles. Il apparaît des microfissures qui conduisent à l'apparition de déformations irréversibles, à la diminution du module élastique et à l'augmentation du coefficient de Poisson. Les déformations irréversibles sont le plus souvent expliquées par l'effet de frottement entre les surfaces des microfissures et la non-fermeture complète des microfissures après déchargement. On remarque également des boucles d'hystérésis au cours de ces cycles de chargement-déchargement. Ce phénomène peut être lié à deux aspects : d'une part, au frottement entre les lèvres des microfissures en cours de fermeture ou réouverture de celles-ci, et d'autre part, au mouvement de l'eau dans la structure microporeuse de la pâte de ciment hydraté [Acker 88].

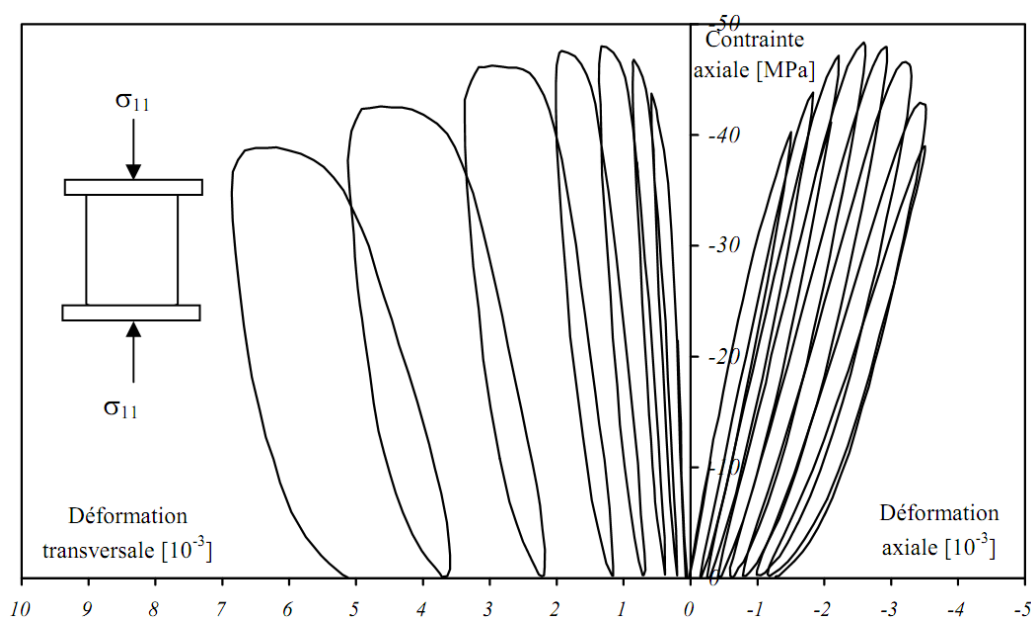


Figure 1.17 : Résultat typique d'un essai de compression simple cyclique sur béton [Ramtani 90]

1.3.1.1 Influence du séchage sur le comportement mécanique

La résistance en compression d'une éprouvette séchée est généralement supérieure à celle d'une éprouvette humide [Butcher 58, Mills 60, Akroyd 61, Wittmann 68, Pihlajavaara 74, Okajima 80, Neville 00, Benboudjèma 02, Burlion 03].

La figure 1.18 présente les résultats de compression simple sur éprouvettes de mortier normalisé E/C=0,5 en fonction de leur état de saturation (saturé, sec et à dessiccation contrôlée). La composition du mortier est 1350 kg/m³ de sable normalisé 0/2 mm, 450 kg/m³ de ciment CEM II/B 32,5 R et 225 kg/m³ d'eau. Après le coulage, les éprouvettes sont gardées dans les moules pendant 5 jours, puis conservées dans l'eau pendant 6 mois. Avant l'essai mécanique, les éprouvettes sont réparties en une série d'échantillons protégées de la dessiccation par deux couches d'aluminium (échantillons saturés), une seconde série est séchée en atmosphère contrôlée (T=21°C±1°C, HR=45%±5%) (échantillons humides) et une dernière série est séchée dans un four à 60°C jusqu'à poids constant (échantillons secs). La résistance obtenue pour chacun des échantillons est reliée à sa perte en poids. Il est très clair que la résistance augmente avec la diminution de la saturation. En effet, la dépression capillaire est l'une des causes du retrait de dessiccation. Le matériau sec contracté localement sera ainsi plus résistant qu'à l'état saturé. De plus les gradients hydriques causent également l'un des effets structurels de la dessiccation : la non-uniformité des gradients hydriques entre le cœur et la surface du matériau conduit à une contraction de la matrice cimentaire, ce qui a pour conséquence l'accentuation de la résistance.

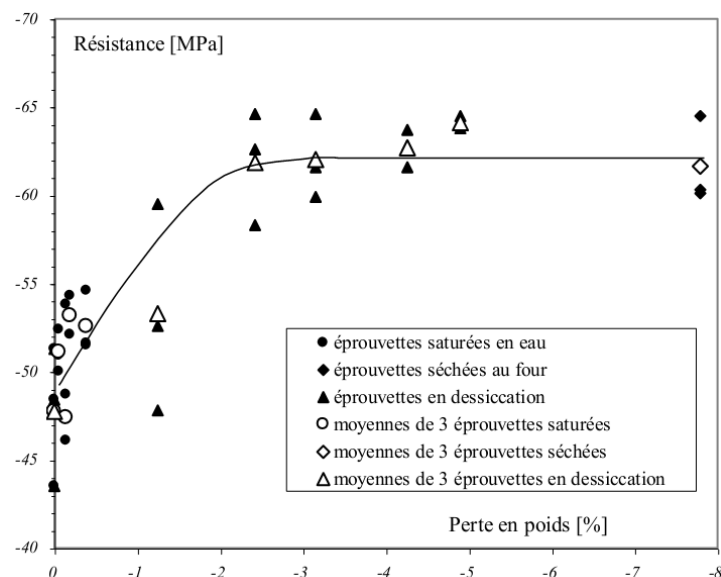


Figure 1.18 : Influence de la perte en poids d'un mortier normalisé sur sa résistance en compression uniaxiale [Burlion 03]

Dans la thèse de Vu [Vu 07], des essais en compression simple sur un béton à différents degrés de saturation ont été menés. La composition du béton est présentée

dans le tableau 1.1. Les échantillons saturés ont été conservés dans l'eau pendant 103 jours. Les échantillons secs ont ensuite été placés en étuve à 50°C et 8% d'humidité relative pendant 92 jours. Les échantillons initialement humides ont été conservés dans l'air ambiant pendant une durée de 60 jours.

Composition du béton [Vu 07]	
Gravier D 0,5/8	1008 (kg/m ³)
Sable D 1800µm	838 (kg/m ³)
Ciment CEM I 52,5 N PM ES CP2 (Vicat)	263 (kg/m ³)
Eau	169 (kg/m ³)
E/C	0,64

Tableau 1.1 : Formulation du béton de référence [Vu 07]

Le tableau 1.2 donne les valeurs de module de Young, du coefficient de Poisson et de la résistance mesurée par Vu sous compression uniaxiale en fonction de l'état de saturation.

Echantillon	Sec	Humide	Saturé
Degré de saturation	11%	42%	100%
Résistance	42MPa	34MPa	32MPa
Module de Young	24GPa	25GPa	25GPa
Coefficient Poisson	0,13	0,16	-

Tableau 1.2 : Résultats des essais de compression simple [Vu 07]

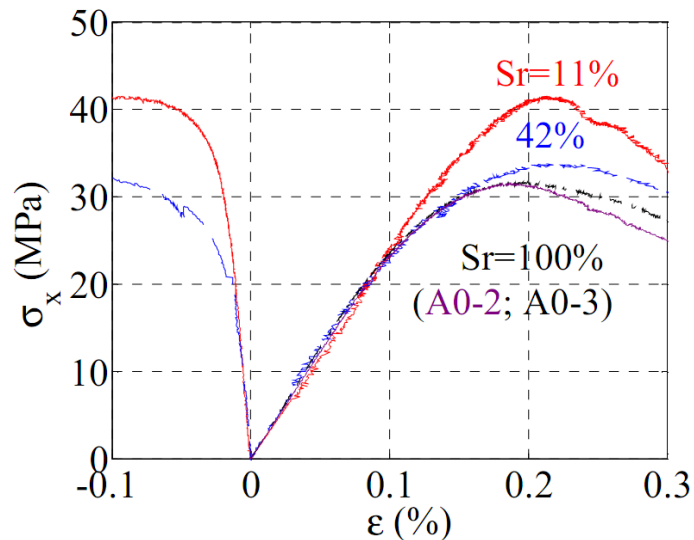


Figure 1.19 : Essais de compression simple effectués sur des échantillons à différents degrés de saturation [Vu 07]

La figure 1.19 illustre les résultats des essais de compression simple réalisés. Ils montrent bien l'effet du séchage sur la contrainte à la rupture. On constate une augmentation de l'ordre de 31% de la valeur obtenue pour l'échantillon sec par rapport à celle obtenue pour l'échantillon saturé. L'explication de l'auteur rejoint celle de Yurtdas [Yurtdas 03] qui a également étudié l'influence de la dessiccation sur le comportement mécanique d'un mortier. L'augmentation de la résistance du béton lors d'un séchage est attribuée aux effets de succion capillaire et de confinement latéral au cœur des bétons). Par ailleurs, le module d'Young est quasiment identique quelle que soit la saturation. En effet, le processus de séchage du béton crée des gradients hydriques, qui génèrent deux effets : la microfissuration induite par la dessiccation et l'effet de confinement latéral au cœur de l'échantillon. Lorsque l'eau libre s'évacue des pores capillaires, la microfissuration est créée par une non-uniformité entre les bords et le cœur des matériaux pour compenser les différences de contrainte. La valeur identique du module de Young obtenu (25GPa) pour l'échantillon saturé et celui humide peut s'expliquer par un effet compétitif entre rigidification (par l'effet de succion capillaire et de confinement latéral au cœur de l'échantillon) et endommagement du matériau (par microfissuration induite) du matériau. Par contre, une fois que le béton est séché dans l'étuve à 50°C, la structure du béton présente un endommagement important, le module de Young et le coefficient de Poisson diminuent.

La figure 1.20 montre les résultats de Yurtdas [Yurtdas 03] sur le comportement triaxial d'un mortier sous l'influence du séchage. Il présente l'évolution de la contrainte déviatorique maximale en fonction de la perte en masse sous compression triaxiale à 15MPa de confinement. Comme pour la compression simple, on observe une meilleure résistance déviatorique lorsque le matériau est sec. Cette modification de résistance s'explique par le fait que le séchage induit un retrait de dessiccation par variation de la dépression capillaire, des pressions de disjonction et des énergies de surface [Bazant 82, Acker 88]. Burlion exprime que la succion capillaire engendrée au cours de l'évaporation de l'eau libre peut être considérée comme le mécanisme principal. Cet effet opère comme une compression isotrope et conduit à une rigidification du matériau qui peut engendrer une précontrainte dans le béton [Burlion 03].

En ce qui concerne les propriétés élastiques, Yurtdas a mis en évidence une baisse du module d'Young et du coefficient de Poisson en fonction de la perte en masse. Les figures 1.21 et 1.22 montrent l'évolution du module d'Young et du coefficient de Poisson en fonction de la perte en poids des échantillons. Le séchage n'a pas d'influence sur les propriétés élastiques initiales jusqu'à 3% de perte en masse ; l'auteur explique que ceci est attribué à la compétition entre la microfissuration et la rigidification. Pour des pertes de masse supérieures à 3%, le matériau présente une diminution des propriétés élastique jusqu'à l'état sec. Au début du séchage, ce sont les effets de la pression capillaire qui sont prépondérants et un équilibre compétitif s'établit entre précontrainte induite par dépression capillaire et la microfissuration due aux gradients hydriques : les propriétés élastiques n'évoluent pas. Lorsque la microfissuration ne peut plus être compensée par l'état de précontrainte du matériau, les propriétés élastiques diminuent. Yurtdas conclut à l'existence d'un endommagement hydrique qui conditionne l'endommagement mécanique.

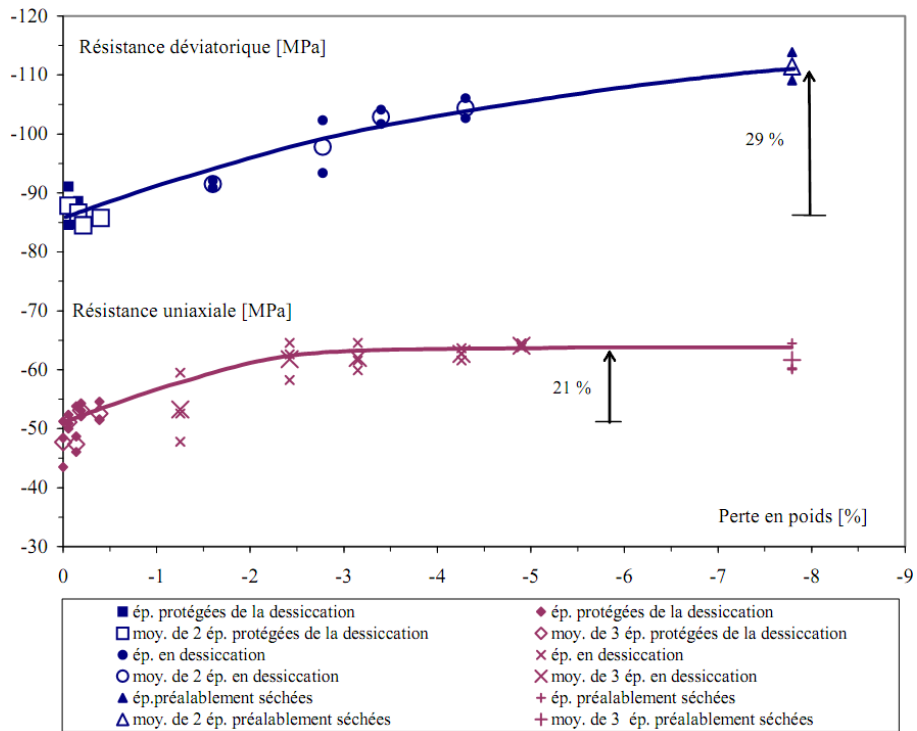


Figure 1. 20 : Résultats de la résistance en compression triaxiale d'un mortier en fonction de la perte en masse [Yurtdas 03]

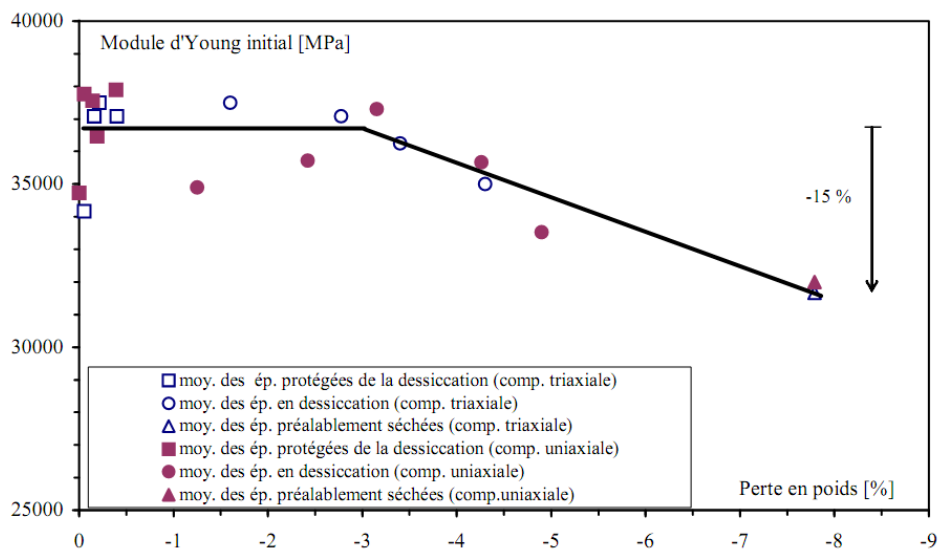


Figure 1.21 : Evolution du module de Young en fonction de la perte en masse d'un mortier [Yurtdas 03]

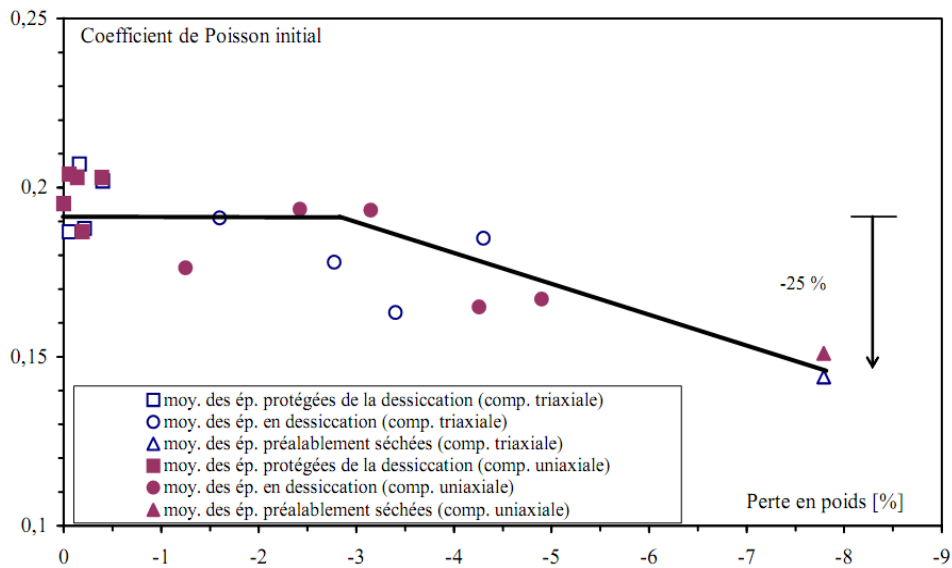


Figure 1.22 : Evolution de coefficient de Poisson en fonction de la perte en masse d'un mortier [Yurtdas 03]

Burlion a comparé l'évolution du module de Young d'un mortier et d'un béton en fonction de la perte en masse, dont les résultats sont présentés en figure 1.23. On peut constater que l'évolution du module d'Young du béton est plus marquée que celle du mortier, à cause de la présence de gros granulats qui ne sont pas sensibles à la dessiccation et induisent de la microfissuration au niveau des auréoles de transition. Le chargement mécanique contribue à la propagation de cette microfissuration due à la dessiccation et entraîne une diminution significative du module d'Young. L'effet de structure des granulats est accentué pour un béton à cause des interfaces pâte de ciment/granulats plus importantes que le mortier [Burlion 03]. Burlion conclut que l'endommagement hydrique affecte plus le comportement mécanique du béton que celui du mortier, à cause de la présence de gros granulats.

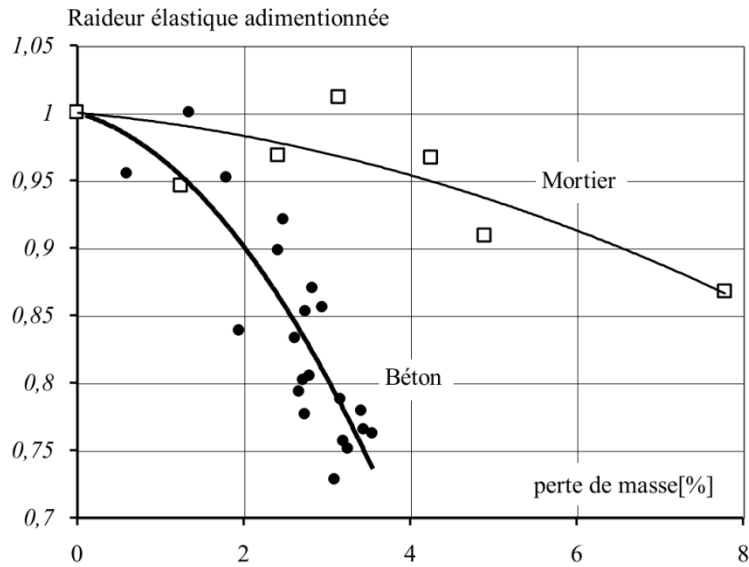


Figure 1.23 : Evolution du module de Young d'un mortier normalisé et d'un béton sous dessiccation [Burlion 03]

1.3.1.2 Influence de la température sur le comportement mécanique

Sous traitement thermique, la microstructure du béton subit d'importantes modifications physico-chimiques qui influencent le comportement mécanique. Différents auteurs [Homand 86, Lemaitre 88, Neville 00, Yurtdas 03] s'accordent sur le fait que l'effet de la température provoque généralement à la fois une diminution du module d'Young, du coefficient de Poisson, de la contrainte à la rupture et du seuil de plasticité. La principale raison de l'évolution de la microstructure est le retrait de la matrice provoqué par la phase de séchage et de déshydratation [Dejong 07]. A cela il faut ajouter l'augmentation de la microfissuration et de la porosité, l'influence de la nature de la pâte et des granulats et les déformations différentielles entre la pâte et les granulats [Gaweska-Hager 04].

Dans la littérature, la plupart de résultats sont obtenus à haute température sur matériau cimentaire (de 100°C jusqu'à 1000°C). Dans notre cas, la température maximale est de 80°C, donc nous ne nous intéressons qu'aux résultats obtenus entre 20°C et 100°C. Sur la figure 1.24, nous comparons la résistance à la compression en fonction de la température de chauffage de différents auteurs. Nous observons pour la plupart des bétons une diminution de la résistance avec l'augmentation de température. Entre 0 et 1000°C, l'évolution de la résistance est complexe: nous

observons soit des gains, soit des pertes de résistance.

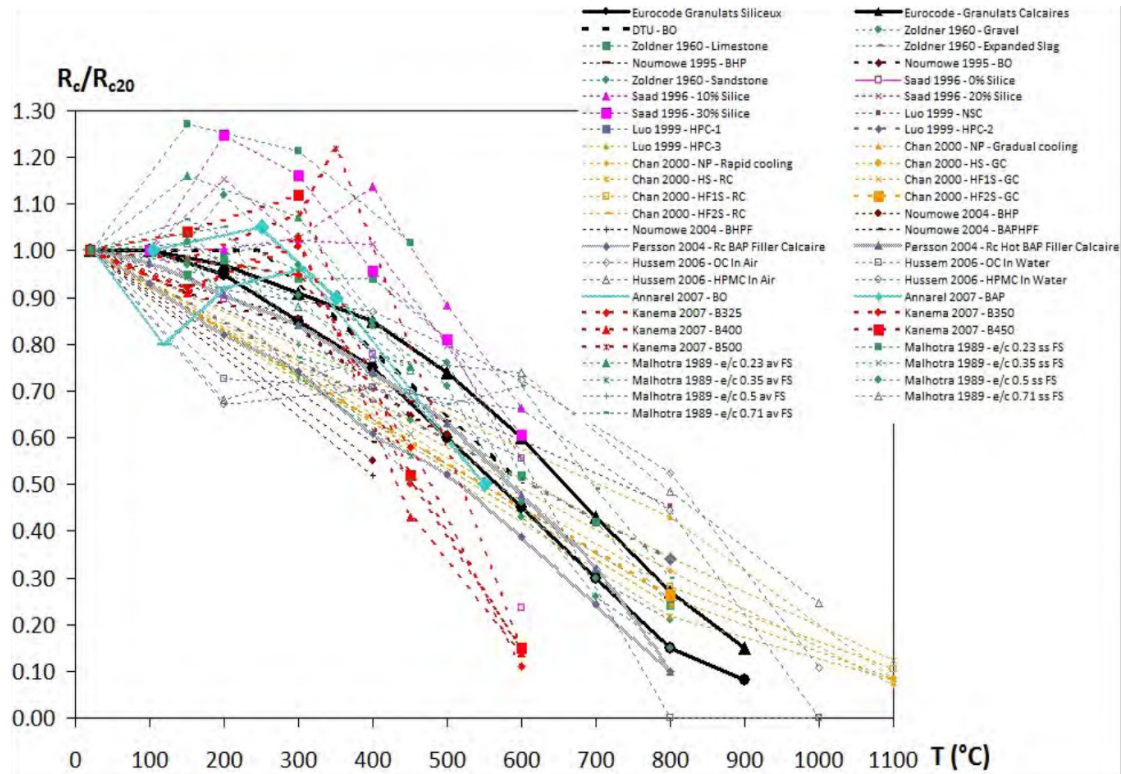


Figure 1.24 : Différents résultats de résistance à la compression obtenus par différents auteurs [Fares 09]

Beaucoup d'auteurs ont étudié l'influence de la température sur le module d'Young du béton à chaud. Dans la figure 1.25, nous pouvons voir clairement sur les différents bétons une diminution du module entre 0 et 100°C, due à l'endommagement de la microstructure du béton [Gross 73; Labani 74] causée par la rupture des liaisons internes de la pâte de ciment.

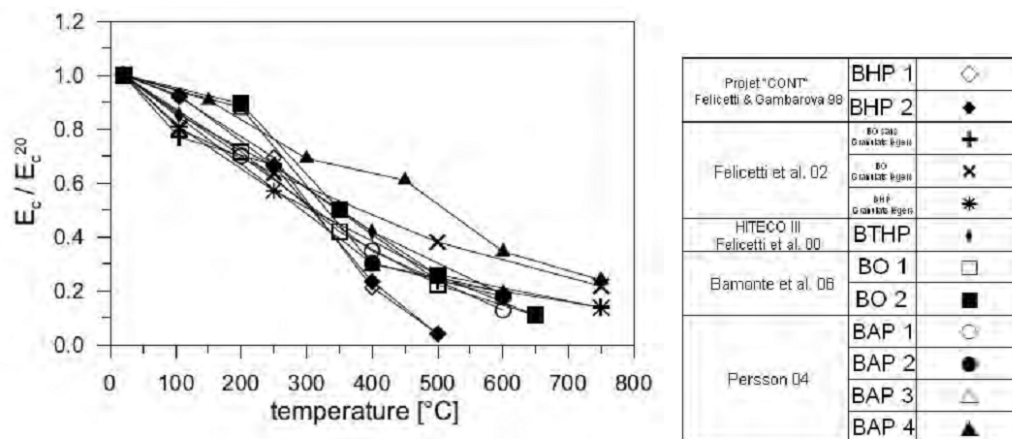


Figure 1.25 : Evolution du module d'élasticité [Bamonte 07]

1.3.2 Comportement sous compression triaxiale

1.3.2.1 Compression hydrostatique

L'essai hydrostatique est un cas particulier de l'essai triaxial: la contrainte appliquée est la même dans toutes les directions. La plupart des résultats expérimentaux disponibles dans la littérature concernent des chargements triaxiaux supérieurs ou égaux à 100MPa. Ils sont nécessaires pour une étude complète du comportement élasto-plastique compactant des matériaux cimentaires, qui dépend de nombreuses caractéristiques telles que le trajet de chargement et la composition du matériau (rapport E/C et nature des agrégats,...). Cependant, on retrouve toujours les mêmes phases de comportement : au cours d'un essai hydrostatique, lorsque la pression appliquée est suffisante, on observe d'abord une partie linéaire correspondant à l'élasticité du matériau (Figure 1.26). Cette phase est suivie d'une deuxième phase appelée consolidation (ou compaction) [Mazars 82] : pendant cette deuxième partie, on constate une phase d'assouplissement causée par un effondrement de la structure poreuse (diminution de l'incompressibilité) et ensuite une phase de raidissement (augmentation de l'incompressibilité). Le point qui définit le passage de l'assouplissement au raidissement du matériau est appelé point de compaction [Burlion 97, Burlion 02].

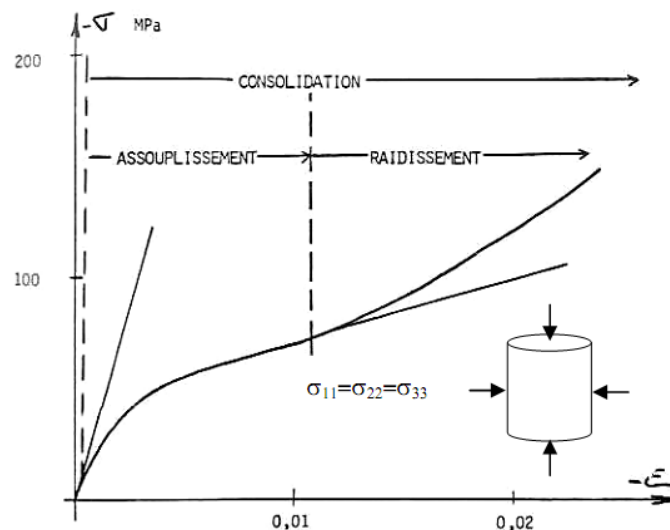


Figure 1.26 : Evolution de la déformation en fonction de la contrainte hydrostatatique appliquée à une éprouvette [Mazars 82]

Nous présentons ici l'étude de Burlion [Burlion 01] et celle de Williams et Akers [Williams 05] sur deux mortiers à différents rapports E/C. Le tableau 1.3 montre leur

composition : bien que légèrement différents, ces mortiers sont comparables. La figure 1.27 présente les résultats comparés des essais de Williams et al. [Williams 05] et d'une partie de ceux de Burlion et al. [Burlion 01]. On distingue nettement trois phases dans l'évolution du comportement volumique des mortiers en compression hydrostatique : une première phase élastique, suivie d'une phase plastique avec de l'écroutissement et les essais se terminent par une phase durcissante. Pour le mortier de Burlion et al, les résultats montrent une forte influence du trajet de chargement sur la réponse du matériau, les déformations volumiques dues au chargement œdométrique sont deux fois plus importante que celles engendrées par le chargement hydrostatique. On remarque que les réponses des deux matériaux sous chargement hydrostatique sont assez proches. Les déformations volumiques sont légèrement plus faibles pour le mortier de Burlion et al, ceci est attribué à une plus faible porosité.

Compositions des mortiers		
	Mortier normalisé [Burlion 01]	Mortier [Williams 05]
Sable [kg/m ³]	1350	1445
Ciment [kg/m ³]	CEM I 42,5 : 450	ASTM Type I/II : 474
Eau [kg/m ³]	225	275
Agent réducteur d'eau [l/m ³]	-	1,54
Porosité (%)	18,2	23,7
E/C	0,5	0,58

Tableau 1.3 : Composition du mortier E/C 0,5 et du mortier de Williams

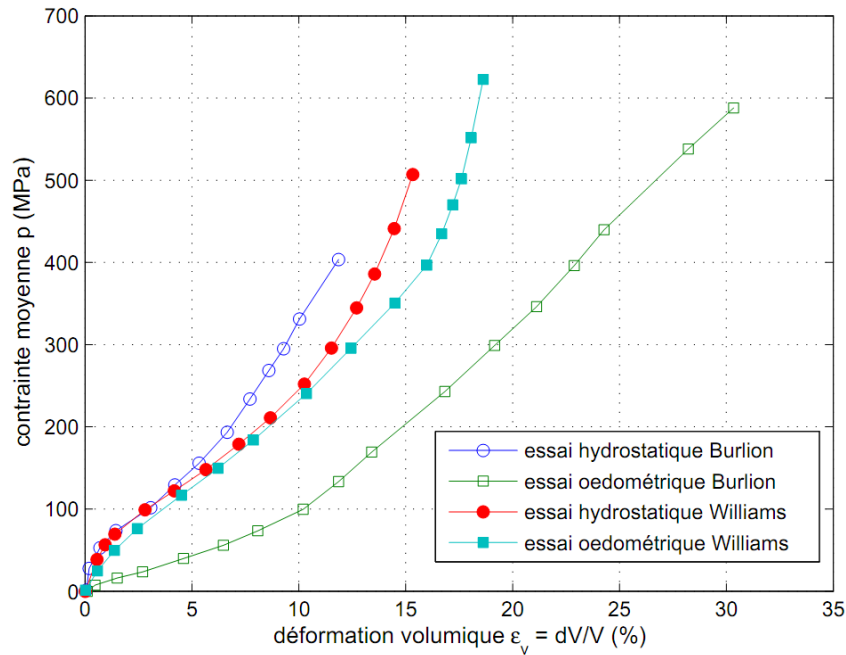


Figure 1.27 : Comparaison des essais œdométriques et hydrostatiques de Burlion et Williams [Poinard 10]

Les deux mêmes essais œdométrique et hydrostatique ont été effectués sur le béton R30A7 de Gabet et Vu [Gabet 06, Vu 07]. Les courbes de comportements hydrostatique et œdométrique du béton sont présentées dans La figure 1.28. On remarque une forte ressemblance avec celles obtenues sur le mortier de Williams. On retrouve l'effet compactant du déviateur qui s'explique par les contraintes de cisaillement facilitant l'effondrement de la porosité [Burlion 97].

J.M. Schmidt présente [Schmidt 03] des résultats d'essais hydrostatiques effectués sur des échantillons d'un béton dénommé WES5000. La composition de ce béton est présentée dans le tableau 1.4. La figure 1.29 présente le résultat en termes de contrainte moyenne en fonction des déformations axiale et radiale. A contrainte donnée, les déformations axiale et radiale sont proches. Ceci indique que le béton étudié est relativement isotrope. Le béton montre un comportement volumique similaire à ce que l'on a observé sur le mortier E/C=0,5 dans l'étude de Burlion et al.

Composition de béton WES5000	
Granulats roulés ($D_{\max}=9,5\text{mm}$)	1037 kg/m ³
Sable	841 kg/m ³
Ciment CEM I	264 kg/m ³
Eau	146 kg/m ³
Fumée de cendre	56 kg/m ³
Réducteur d'eau de type « 300N »	0,65 kg/m ³
E/C	0,55

Tableau 1.4 : Composition de béton WES5000

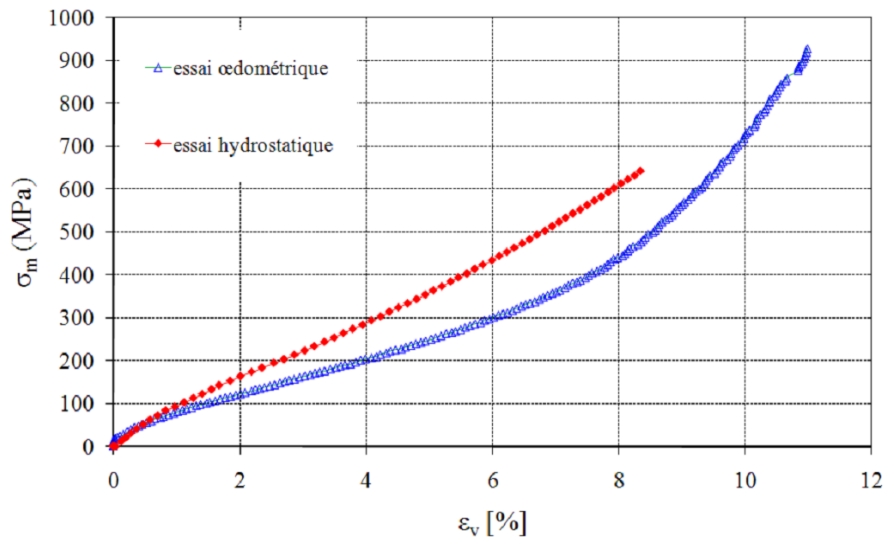


Figure 1.28 : Essai hydrostatique et œdométrique sur le béton R30A7 [Vu 07]

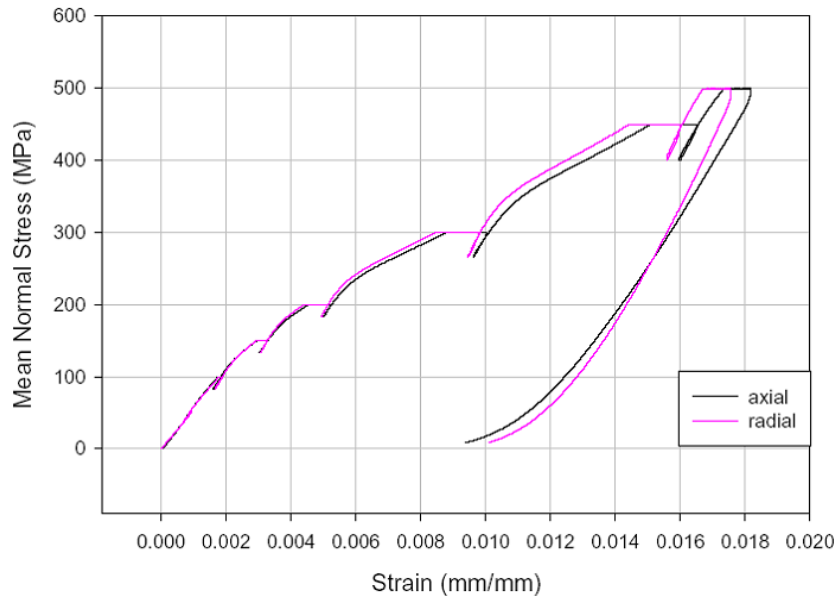


Figure 1.29 : Essai hydrostatique à 500MPa de confinement sur le béton WES5000
[Schmidt 03]

Enfin, on s'intéresse au taux de saturation en eau qui influence de manière significative le comportement compactant du béton en condition non drainée [Vu 07]. On observe un raidissement du béton plus important pour des taux de saturation élevés (Figure 1.30). L'auteur explique cette différence de comportement par l'effet de la pression interstitielle qui se développe dans le matériau. Le volume d'air étant plus faible pour les bétons très humides, le raidissement apparaît pour un niveau de chargement plus faible.

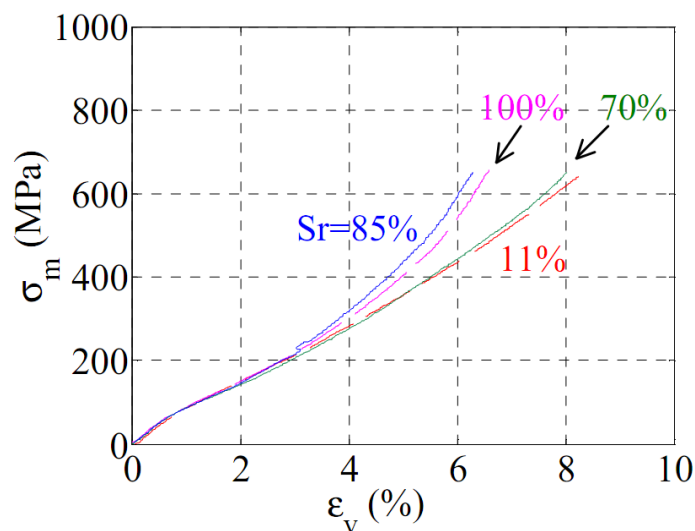


Figure 1.30 : Essais hydrostatiques à 650 MPa de confinement effectués sur le même béton à différents degrés de saturation [Vu 07]

1.3.2.2 Compression triaxiale

Dans ce paragraphe, nous présentons le comportement déviatorique, et plus précisément l'influence de la pression de confinement et de la saturation en eau sur la réponse déviatorique. Au début de l'essai un échantillon est chargé par une contrainte hydrostatique jusqu'à la pression de confinement souhaitée, puis la contrainte latérale est maintenue constante et la compression axiale est effectuée. Cet essai appliqué initialement sur les sols et roches est développé sur les mortiers et béton par plusieurs auteurs [Van Mier 84, Jamet 84, Burlion 02].

La figure 1.31 présente l'évolution classique des déformations en fonction de la contrainte appliquée, pour un essai de compression triaxiale sous un faible confinement, ainsi que les différentes phases de l'essai [Burlion 02]. On peut observer :

- une phase de serrage, correspondant à la fermeture des microfissures préexistantes (cette phase peut être masquée pour un fort confinement) ;
- une phase élastique linéaire avec apparition de microfissures aux interfaces pâte/granulat;
- une phase de poursuite de la contraction globale de l'échantillon, où les microfissures se propagent notablement ;
- une phase de dilatation, qui correspond à une augmentation importante des déformations latérales (ou radiales) et à la coalescence des microfissures [Yurtdas 03] ;
- au-delà du pic de contrainte, une phase (post-pic) non-linéaire et adoucissante à confinement limité (sinon il y a écrouissage).

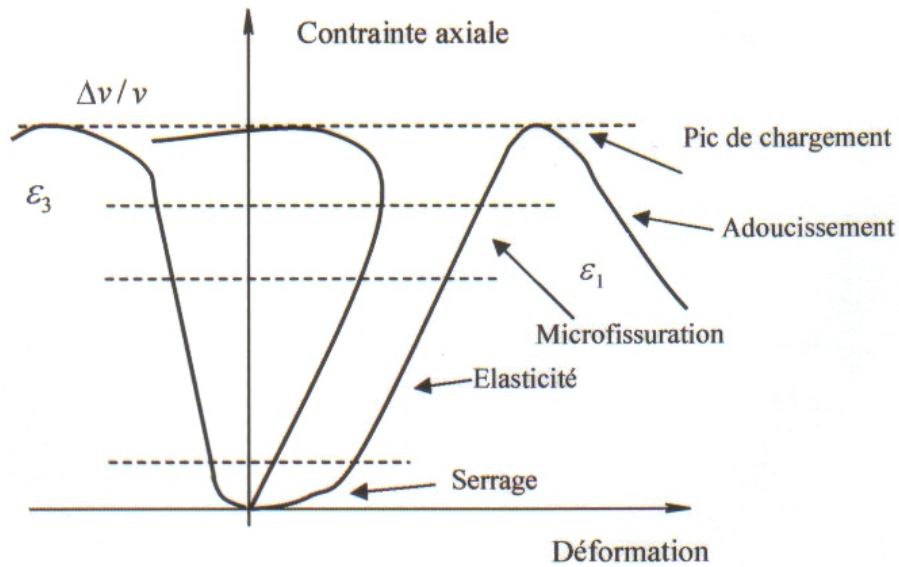


Fig. 1.31 : Evolution des déformations en fonction de la contrainte lors d'un essai de compression triaxiale sous faible confinement [Burlion 02]

1.3.2.3 Influence de la pression de confinement

Jamet et al. [Jamet 84] ont mis en évidence l'influence de la pression de confinement sur le comportement mécanique triaxial d'un béton (Figure 1.32). On peut observer que la résistance du béton augmente avec le confinement et le comportement évolue de fragile à ductile. La phase adoucissante en compression est remplacée par une phase de plastification avec écoulement. Aux très hautes pressions de confinement, le comportement devient durcissant et compactant.

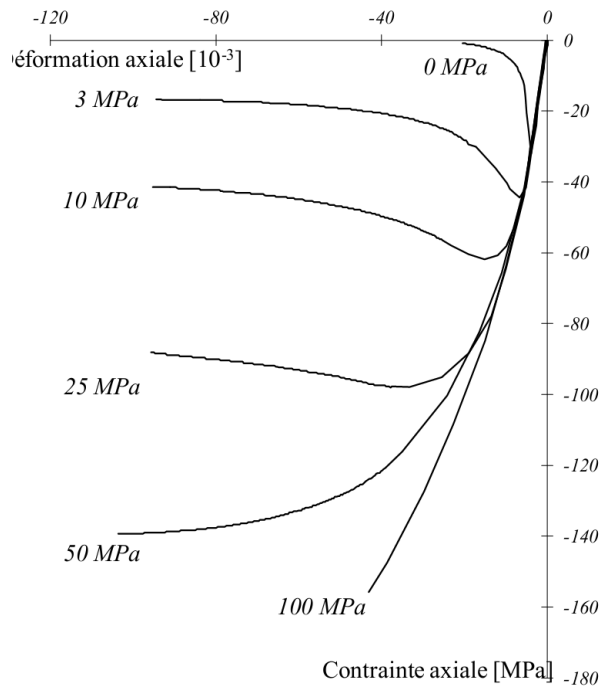


Figure 1.32 : Influence de la pression de confinement sur la résistance [Jamet 84]

Dans son étude [Sfer 02], Sfer a mis en évidence l'influence du confinement sur les propriétés mécaniques d'un béton ordinaire de 30MPa de résistance pour des niveaux de confinement inférieurs à 60MPa. La figure 1.33-a présente l'évolution de la déformation axiale en fonction de la contrainte axiale. L'influence de la pression de confinement est visible : pour des niveaux de confinements inférieurs ou égaux à 9MPa, le comportement du béton est du type adoucissant. Pour des niveaux de confinement de 30 et 60MPa, le comportement déviatorique tend progressivement vers un plateau asymptotique. La figure 1.33-b illustre la transition de la contractance du béton à sa dilatance pour tous les essais. Cette transition est pratiquement superposée avec le pic de contrainte pour les niveaux de confinement inférieurs ou égaux à 9MPa, mais ce n'est plus le cas pour des niveaux de confinement plus importants.

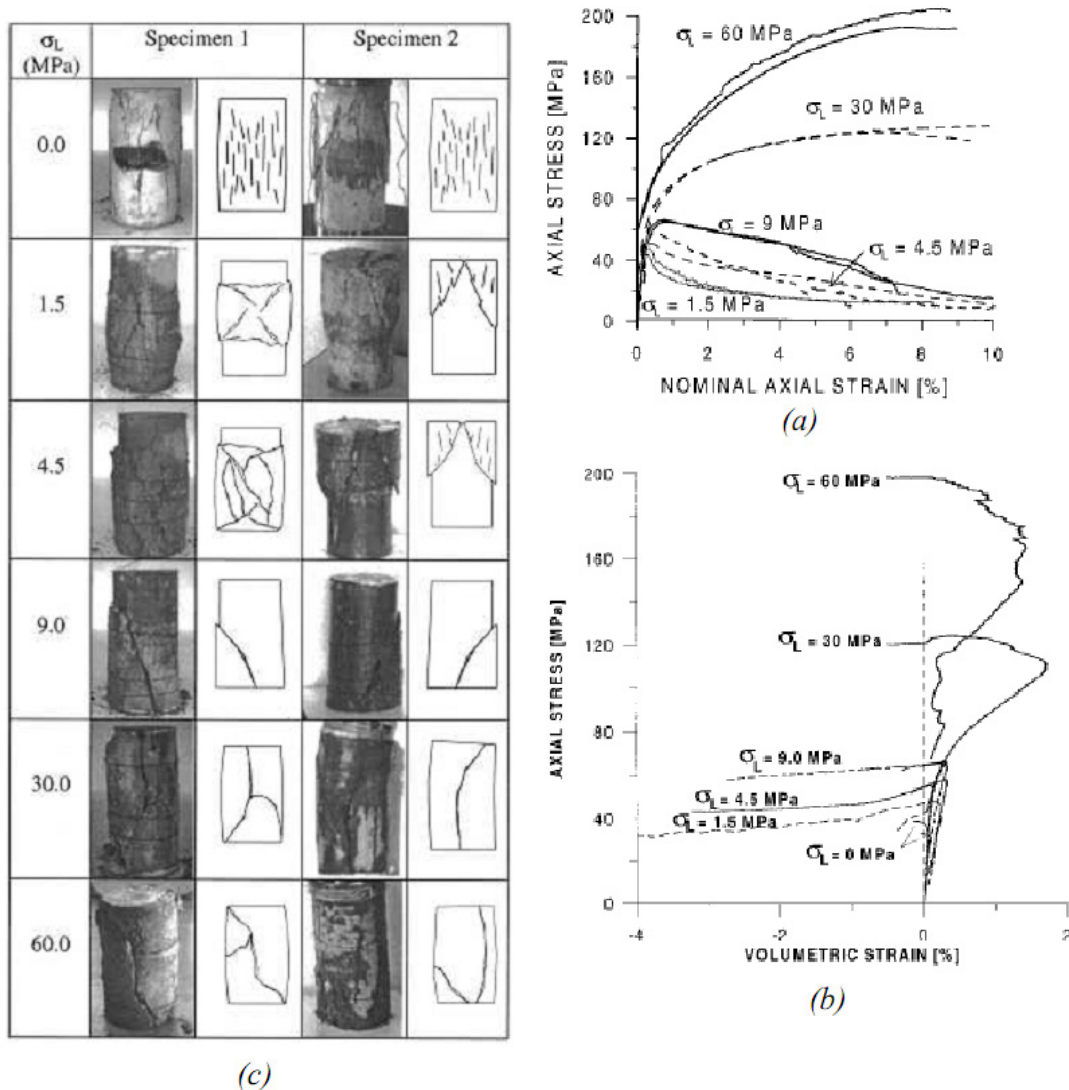


Figure 1.33 : Résultats d'essais triaxiaux à de faibles confinements sur un béton de 30 MPa de résistance [Sfer 02]

(a) Phase déviatorique des essais : contrainte axiale en fonction de la déformation axiale ;

(b) Contrainte axiale en fonction de la déformation volumique ;

(c) Evolution des faciès de rupture en fonction de l'évolution du confinement.

1.3.2.4 Influence du séchage

L'influence du séchage des bétons et mortiers a été étudiée par plusieurs auteurs dont les différentes expérimentations montrent des résultats similaires à la compression uniaxiale à savoir une augmentation de la résistance avec le séchage.

Une étude de Vu permet également de connaître l'influence du degré de saturation sur le comportement triaxial d'un béton très fortement confiné [Vu 07]. La figure 1.34a

indique que le comportement déviatorique du béton sec est dépendant de la pression de confinement : pour une déformation axiale donnée, plus la pression est élevée, plus le déviateur atteint est important. Au contraire, le déviateur maximal des échantillons saturés ne varie pas significativement avec la pression de confinement (Figure 1.34b). Cette différence s'explique par une compaction du matériau à l'état sec induite par le confinement (effondrement des pores), tandis qu'à l'état saturé une ductilité apparaît à cause des frottements entre l'eau interstitielle et les phases solides, qui sont causés par l'application du confinement. Ainsi la compaction du matériau à l'état sec a un effet bénéfique sur la résistance conduisant à une amélioration plus importante quand le confinement est élevé. Ces résultats mettent en évidence l'influence couplée du confinement et de l'état de saturation sur le comportement mécanique triaxial des matériaux cimentaires.

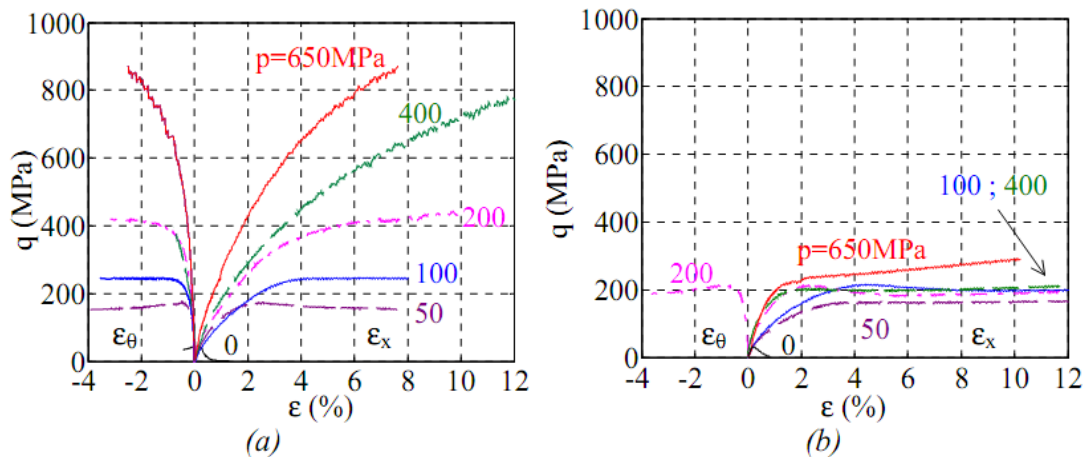


Figure 1.34 : Essais triaxiaux sous différentes pressions de confinement sur les échantillons sec ($S_w=11\%$) et saturé ($S_w=100\%$) [Vu 07]

- (a) : Béton sec $S_r=11\%$
- (b) : Béton saturé $S_r=100\%$

La figure 1.35 présente les résultats des essais triaxiaux menés sur béton à différentes pressions de confinement et à différents degrés de saturation. Les résultats rejoignent les conclusions précédentes : la courbe limite dépend à la fois du confinement (correspondant à σ_m) et du degré de saturation (S_w). Plus le matériau est saturé, plus l'influence du confinement est faible, conduisant à des valeurs déviatoriques semblables (pour $S_w=100\%$, $\sigma_m \geq 200\text{MPa} \rightarrow q \approx 200\text{MPa}$). A l'inverse plus le matériau est sec, plus le confinement agit sur les contraintes déviatoriques obtenues à la rupture (pour $S_w=11\%$, $\sigma_m \geq 200\text{MPa} \rightarrow q$ compris entre 200 et 800MPa). La compaction du

matériau sec induite par le confinement conduit à une amélioration de l'état limite de rupture, tandis qu'à l'état saturé, le confinement n'influence pas la valeur du déviateur atteint. Une nouvelle fois, ces résultats montrent l'influence du confinement couplé à l'état de saturation du matériau sur les états limites de rupture.

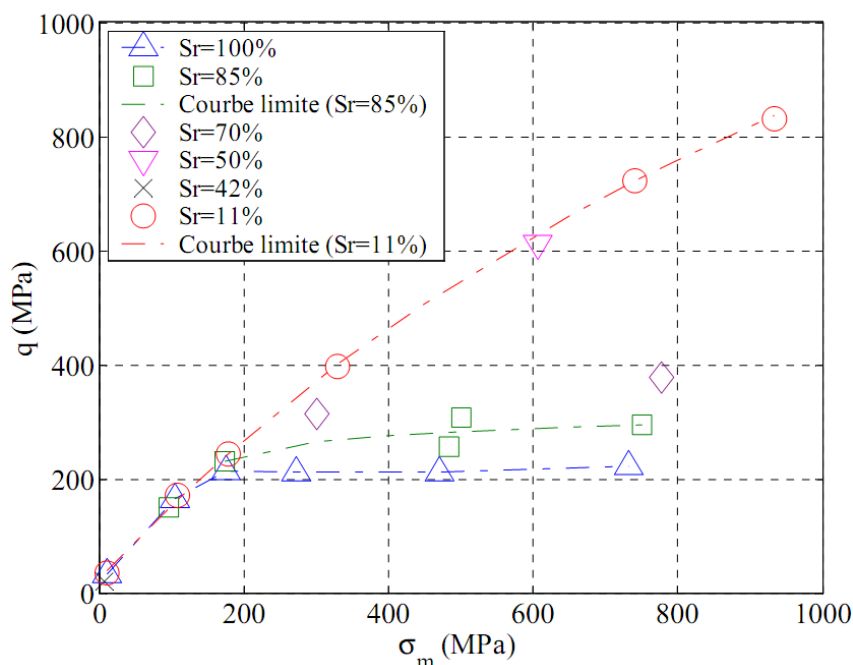


Figure 1.35 : Courbes limites en déformation en fonction du degré de saturation du béton, contrainte déviatorique en fonction de la contrainte moyenne [Vu 07]

F. Brue présente [Brue 09] des résultats des essais uniaxiaux et des essais déviatoriques sur des échantillons cylindriques des mêmes bétons CEM I et CEM V. La figure 1.36 présente les résistances en compression uniaxiale (CS) et triaxiale (CT) à 5MPa de confinement en fonction de l'état de saturation des bétons. Nous observons que les évolutions des résistances du béton CEM I sont améliorées par la dessiccation, et la différence de résistance entre les états saturés et sec est plus importante en compression triaxiale par rapport au cas uniaxial car le confinement empêche la propagation de la microfissuration. Cependant, pour le béton CEM V, il y a une faible diminution entre l'état saturé et l'état sec en compression simple (-2%). L'auteur explique qu'il y a compensation entre l'effet de la pression capillaire et l'effet de microfissuration sur les résistances mécaniques uniaxiales de ce type de matériau. Nous constatons une diminution de 24% du béton CEM V en compression triaxiale à l'état partiellement saturé ($S_w \approx 85\%$), qui peut être attribuée soit à une fissuration importante des échantillons en cours de dessiccation, soit une variabilité importante

des résistances des échantillons ou encore une résistance surestimée à l'état saturé. L'augmentation de la résistance de 8%, en compression triaxiale, entre l'état saturé et l'état sec, met en évidence l'influence de la pression capillaire devenue plus importante car la vidange des pores a atteint la microporosité, très important à état sec.

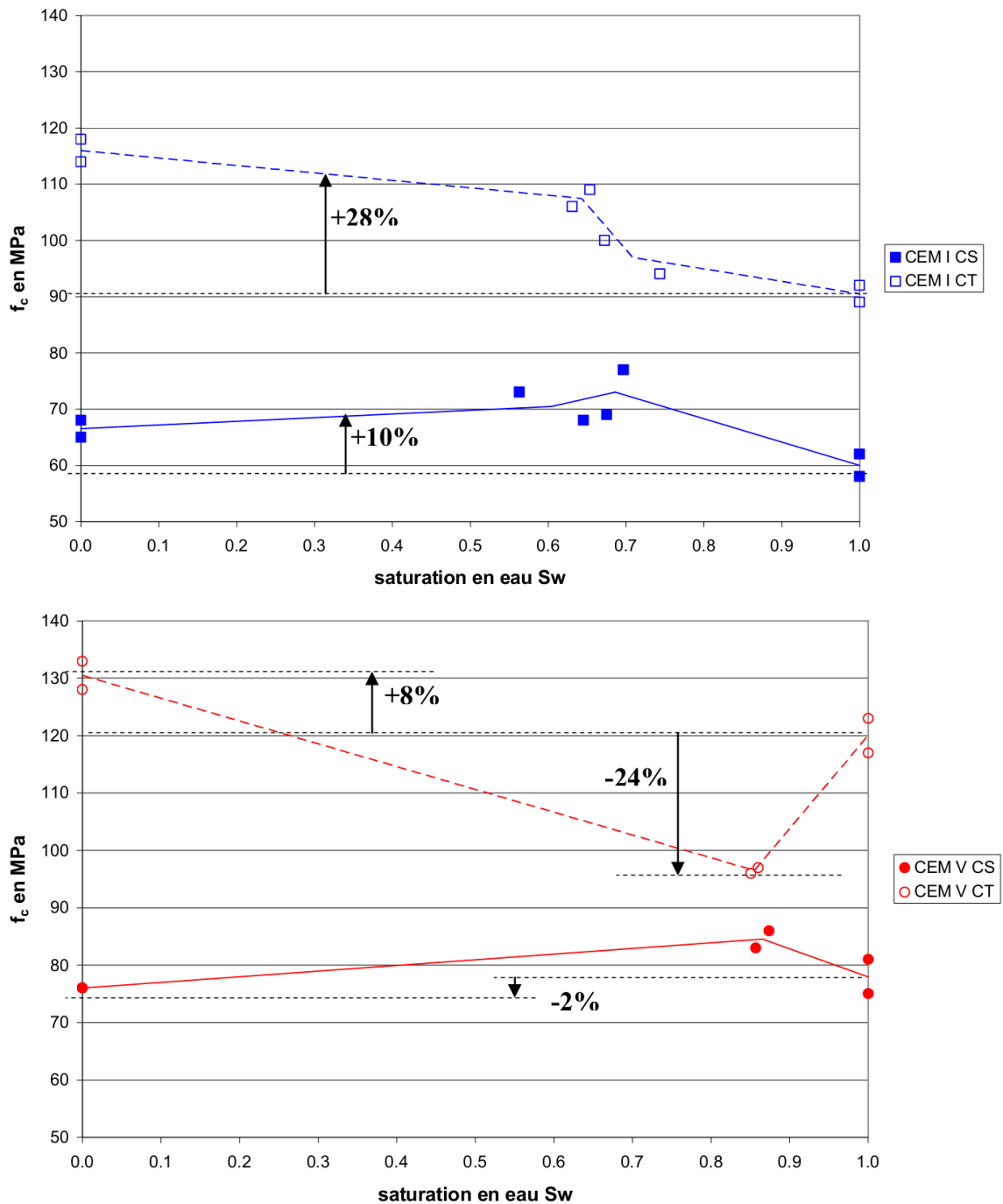
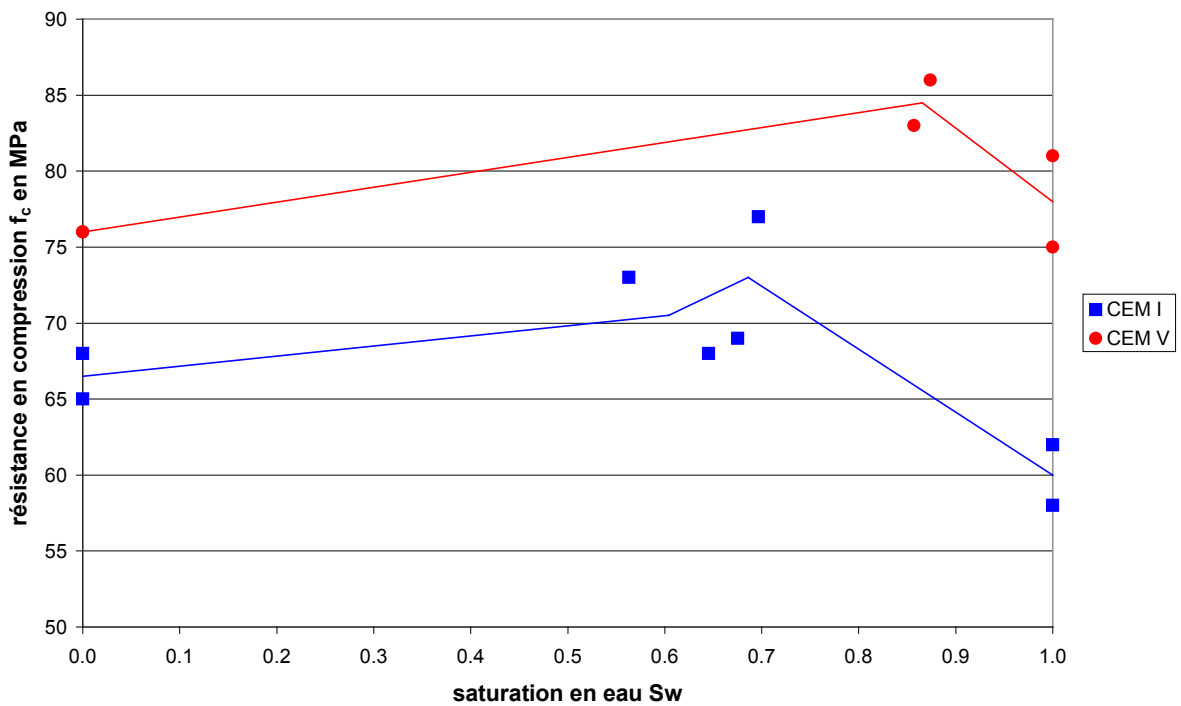
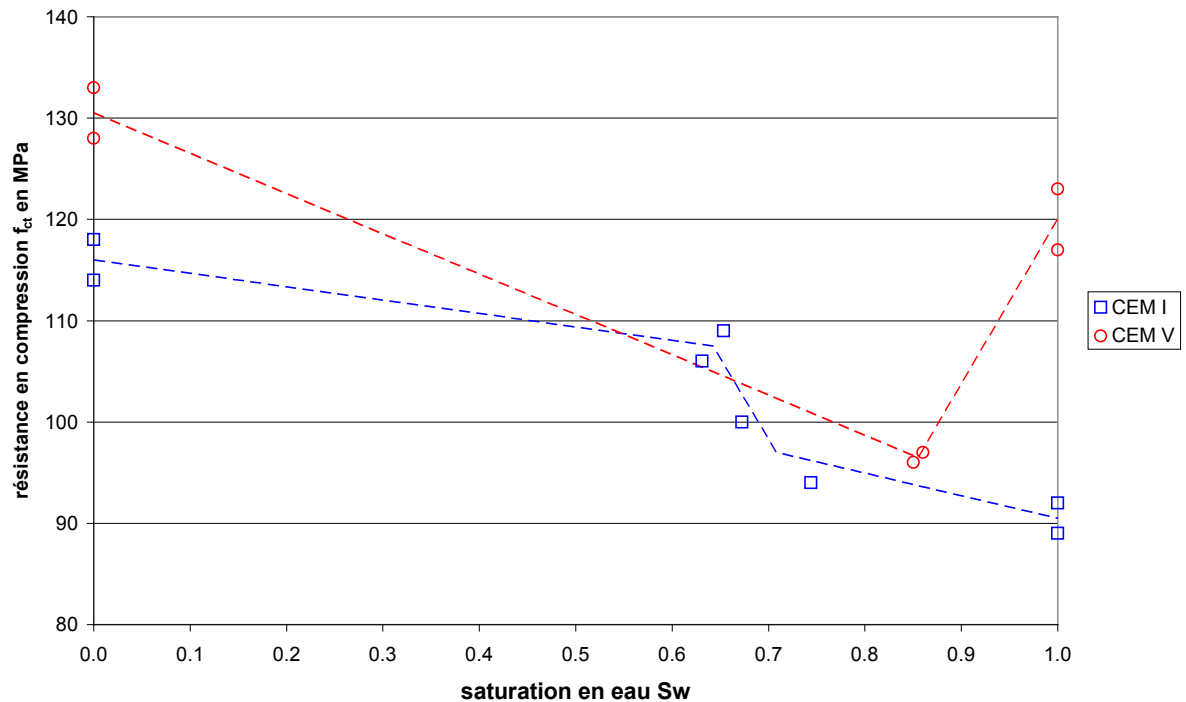


Figure 1.36 : Variation des résistances en compression uniaxiales et déviatoriques (5MPa) du CEM V et CEM I en fonction de l'état de saturation [Brue 09]

La figure 1.37 compare les résultats des essais uniaxiaux et triaxiaux de deux bétons. Dans le cas uniaxial (Figure 1.37a), bien que le béton CEM I ait une résistance plus faible, il semble que l'effet de dessiccation favorise la résistance uniaxiale et le risque de microfissuration est plus faible par rapport au béton CEM V. Le béton CEM V semble moins sensible aux effets de la dessiccation en termes de résistance : la dessiccation conduit à un faible gain de résistance. Dans le cas triaxial (Figure 1.37b), le gain de résistance déviatorique par la dessiccation des bétons est plus élevé pour le CEM I. Une précontrainte interne du matériau due à l'effet de la pression capillaire est plus significative dans la microstructure du CEM I, car le séchage a amené à un drainage plus intense de sa microstructure qui engendre un comportement plus compactant que celui de CEM V à même intensité de séchage.



(a)

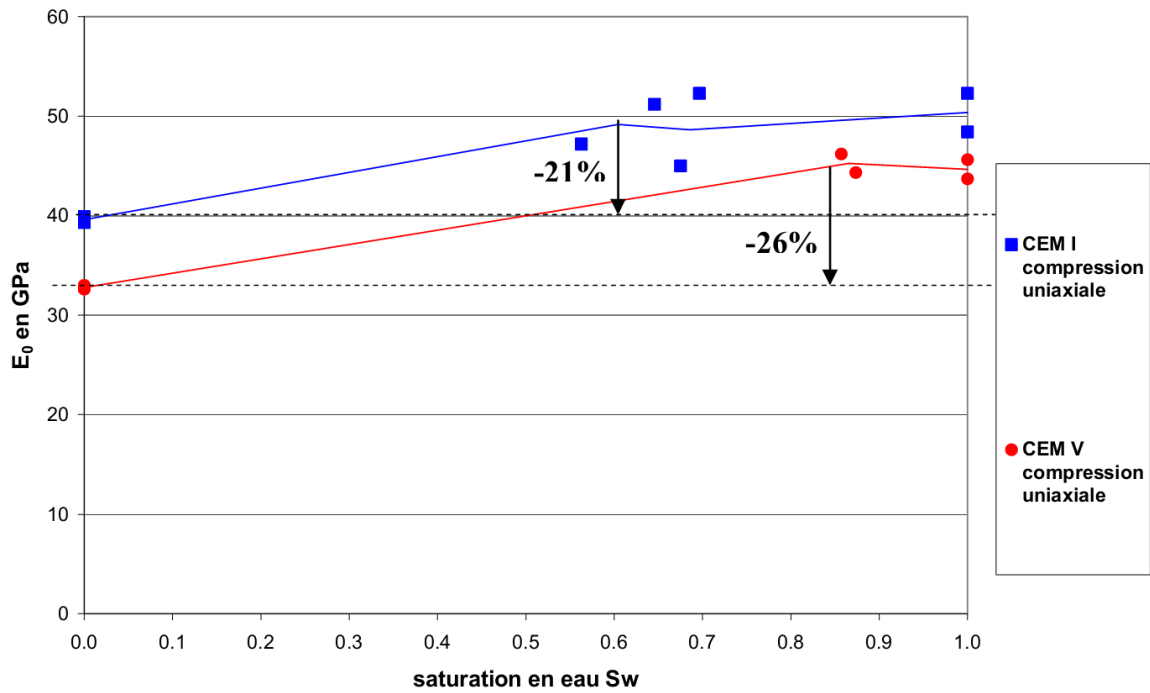


(b)

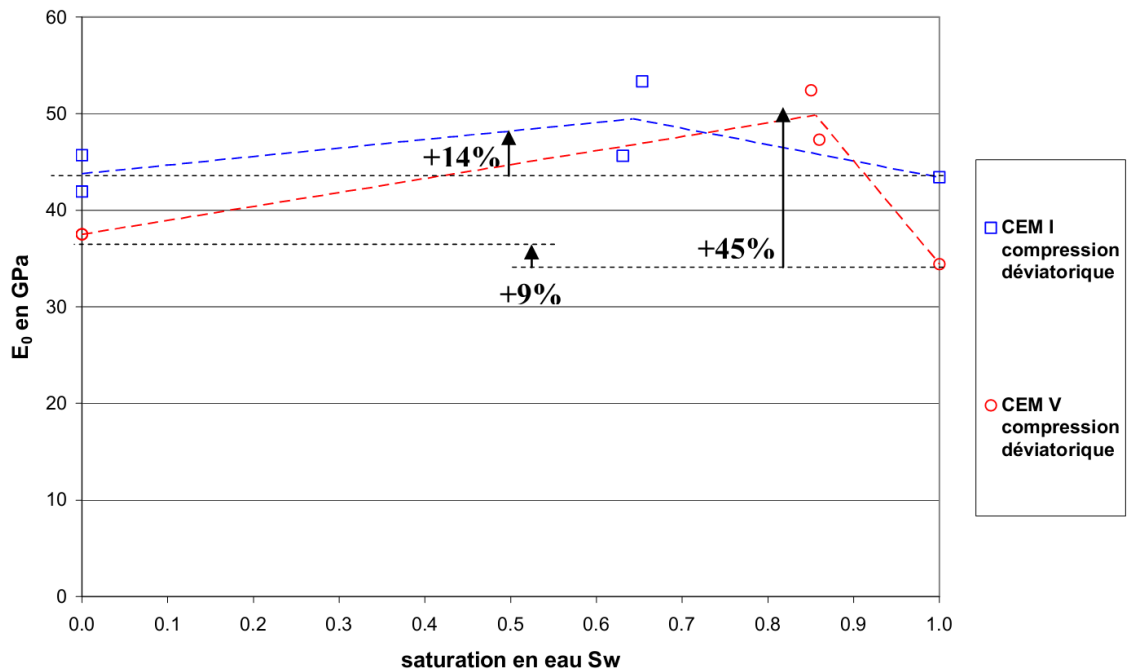
Figure 1.37 : Variations des résistances en compression uniaxiale (a) et triaxiale (b) (5MPa) du CEM V et CEM I en fonction de l'état de saturation [Brue 09]

La figure 1.38 montre les variations des modules d'Young en compression uniaxiale et triaxiale du CEM V et CEM I en fonction de l'état de saturation. Dans le cas uniaxial (Figure 1.38a), nous constatons que le module est quasiment constant entre l'état saturé et un l'état partiellement saturé ($S_w=60\%$ pour le CEM I et $S_w=80\%$ pour le CEM V), puis il diminue jusqu'à l'état sec. Ceci illustre la compétition existant entre les effets de la dessiccation (pression capillaire et microfissuration). L'augmentation de la pression capillaire compense la microfissuration, ainsi le module ne varie quasiment pas. En revanche, quand la microfissuration induite par les gradients hydriques devient plus importante, le module du matériau diminue de plus de 20%. Le CEM V présente toujours des modules d'Young inférieurs à ceux du CEM I. Dans le cas triaxial (Figure 1.38b), les modules obtenus aux états saturé et sec présentent une augmentation de 9% pour le CEM V et une valeur équivalente pour le CEM I. D'autre part, une augmentation de module est observée pour les deux bétons aux états partiellement saturés (+14% pour le CEM I à $S_w \approx 60\%$ et +45% pour le CEM V à $S_w \approx 80\%$). Ceci est attribué à la présence du confinement empêchant la propagation de la microfissuration induite par le séchage, ainsi qu'à la précontrainte

interne due à la pression capillaire qui rend le matériau plus rigide. Une fois que le matériau est suffisamment séché, la microfissuration devient significative conduisant à une chute des propriétés mécaniques.



(a)



(b)

Figure 1.38 : Variations des modules en compression uniaxiales (a) et triaxiales (b) (5MPa) du CEM V et CEM I en fonction de l'état de saturation [Brue 09]

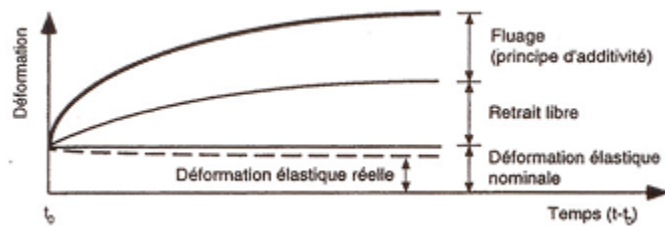
1.4 Comportement mécanique à long terme

Lorsqu'un béton est soumis à une compression extérieure constante, il en résulte des déformations instantanées et différées, c'est ce que l'on appelle le fluage. On peut définir deux types de fluage : un fluage propre (sans échange hydrique avec l'extérieur) et un fluage de dessiccation (avec échange hydrique), en fonction du mode de conservation du béton durant le chargement. En déchargement, il se produit également des déformations opposées, appelées de recouvrance instantanée et différée.

La figure 1.39 montre les différentes déformations différées de retrait et de fluage identifiées. La courbe 1.39a est celle du retrait de dessiccation, en l'absence de chargement mécanique. La courbe 1.39b montre les déformations différées d'une éprouvette qui est chargée et qui sèche. On constate avec la courbe 1.39c que si l'éprouvette est en équilibre hydrique (pas de séchage) avec l'extérieur, la déformation de fluage est inférieure à celle de la figure 1.39b. Lorsqu'il y a simultanément chargement mécanique et séchage, les déformations sont liées à un fluage de dessiccation (Figure 1.39d).



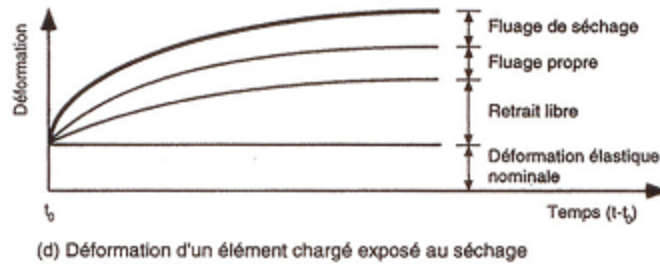
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 1.39 : Hypothèse de partition et d'additivité des déformations instantanées et différées hors retrait d'auto-dessiccation et retrait de carbonatation [Bissonnette 96] :

- (a) Déformation de retrait d'un élément non chargé (témoin),
- (b) Déformation d'un élément chargé exposé au séchage,
- (c) Déformation d'un élément chargé en équilibre hydrique avec le milieu,
- (d) Déformation d'un élément chargé exposé au séchage.

1.4.1 Fluage propre

Le fluage propre dépend de la quantité d'eau présente dans l'éprouvette au moment du chargement. La figure 1.40 illustre l'évolution du fluage en fonction du mode de conservation des éprouvettes de pâte de ciment (d'épaisseur 0,7 mm, de diamètre extérieur 15 mm et de hauteur 92 mm). Elles sont en outre soumises à une contrainte de compression de 10MPa à partir du 35ème jour. Les éprouvettes des courbes C et D, conservées dans une ambiance d'humidité relative de 99 %, ont un fluage plus élevé que celles des courbes A et B conservées dans une ambiance d'humidité relative de 50 %. Par ailleurs, le fluage est quasiment proportionnel à l'humidité interne uniforme imposée [Pihlajavaara 74, Bazant 76, Abiar 86, Acker 97, Guénot-Delahaie 97]. Si l'éprouvette est préalablement séchée à 105°C, son fluage est quasiment nul [Pihlajavaara 74, Acker 88, 97].

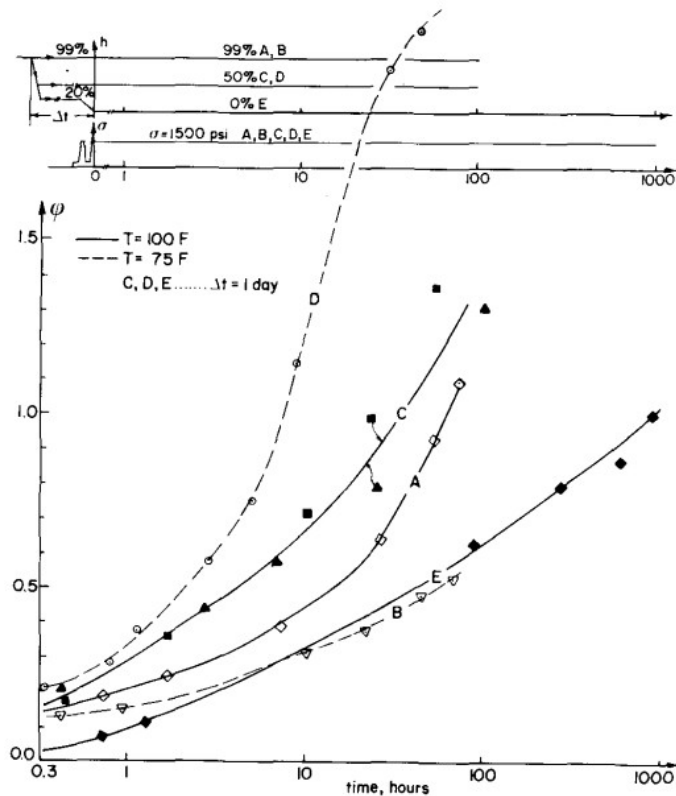


Figure 1.40 : Influence des conditions de conservations sur le fluage propre en compression axiale [Bazant 76]

Dans la littérature, il a été mis en évidence que l'eau joue un rôle fondamental dans le fluage propre. Ainsi, on observe une forte dépendance au rapport E/C (Figure 1.41), qui est certainement attribuable à la quantité d'eau non liée d'autant plus importante que le rapport E/C est élevé.

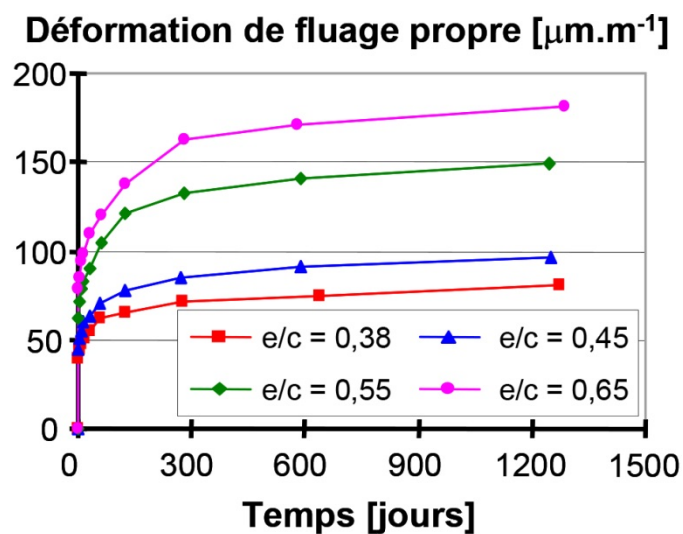


Figure 1.41 : Déformation de fluage propre pour différents rapports E/C [Kanstad 91]

Le fluage propre présente un caractère vieillissant du béton [Huet 82, Guénot-Delahaie 97, Acker 97]. Le comportement en fluage dépend du durcissement par l'hydratation du matériau cimentaire, comme les propriétés mécaniques (module d'Young, résistance). L'amplitude de fluage dépend sensiblement de l'âge de mise en charge, comme les courbes de la figure 1.42 le mettent en évidence.

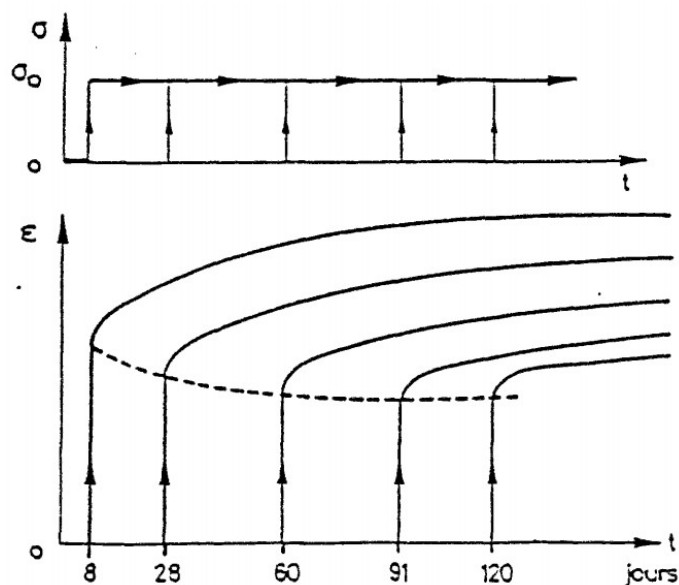


Figure 1.42 : Influence de l'âge de chargement sur le fluage [Ross 58]

Cette figure présente l'évolution du fluage propre en fonction de l'âge de chargement : lorsque le chargement se produit aux jeunes âges, le fluage est à la fois plus fort (en amplitude) et plus rapide (en cinétique) et cette tendance diminue avec l'âge du chargement.

Mécanismes du fluage propre

Beaucoup de théories ont été proposées afin d'expliquer les mécanismes fondamentaux régissant le comportement en fluage propre [Granger 95, Guénot-Delahaie 97, Acker 97, Benboudjéma 02]. L'analyse de la cinétique du fluage propre de pâtes de ciment et de bétons a révélé l'existence de deux régimes de cinétiques différentes [Ulm 99] : un fluage à court terme et un fluage à long terme.

A court terme

Nous présentons ici des mécanismes cités dans la littérature pour expliquer l'origine du fluage propre :

L'effet de la pression osmotique : Les grains de ciment non hydratés et les pores capillaires sont séparés par une couche d'hydrates relativement perméables. Pour que la réaction d'hydratation puisse continuer, l'eau diffuse à travers les couches d'hydrates. Les propriétés physiques du gel et la présence d'anhydres seraient propices à la création d'une pression osmotique. Cette pression s'exerce sur le gel et affaiblit sa structure. L'application d'un chargement extérieur modifie alors les contraintes appliquées localement et entraîne la rupture localisée de liaisons, se traduisant au niveau macroscopique par la déformation de fluage [Ghosh 73 cité par Benboudjema 02 et Ladaoui 10];

L'hydratation sous contraintes : L'hydratation d' 1cm^3 d'anhydre produit environ $2,1\text{ cm}^3$ de gel hydraté. Ainsi, la moitié des hydrates produits occupent la place initiale du grain de ciment, alors que l'autre moitié diffuse vers la porosité capillaire où le gel se dépose. Dans le cas où un chargement mécanique est présent, la solubilité augmente et accélère le processus d'hydratation. Le gel ne peut se former en totalité dans l'espace proposé, ce qui entraîne une contraction des grains de ciment. A l'échelle macroscopique, cette contraction correspond à la déformation de fluage [Ghosh 73 cité par Benboudjema 02 et Ladaoui 10].

La déposition graduelle d'un nouveau gel sous charge (théorie de la solidification): Le gel en formation se dépose sous un état de contraintes initialement nul (il ne participe pas à la reprise des efforts extérieurs). Au fur et à mesure que les particules de gel adjacentes fluent, le gel venant de se déposer commence à reprendre progressivement les contraintes. Cette redistribution des contraintes induit la déformation d'un gel néoformé et contribue à la déformation de fluage de la pâte de ciment [Bazant 89 cité par Benboudjema 02 et Ladaoui 10].

La migration de l'eau adsorbée dans la porosité capillaire sous contraintes [Lohtia 70; Wittmann 82 ; Ulm et Acker 98]: La diffusion s'amorce sous l'action des efforts extérieurs. Les contraintes sont retransmises à l'échelle microscopique, à travers l'assemblage des produits d'hydratation qui entourent les pores capillaires (Figure1.43a). Ce transfert d'effort microscopique induit localement un déséquilibre thermodynamique entre les molécules d'eau en adsorption libre dans ces zones de transmission et celles qui sont plus loin (porosité capillaire). Pour restituer l'équilibre,

les molécules d'eau diffusent dans les couches d'eau adsorbée (diffusion surfacique) vers la porosité capillaire, entraînant la déformation du squelette solide [Benboudjema 02].

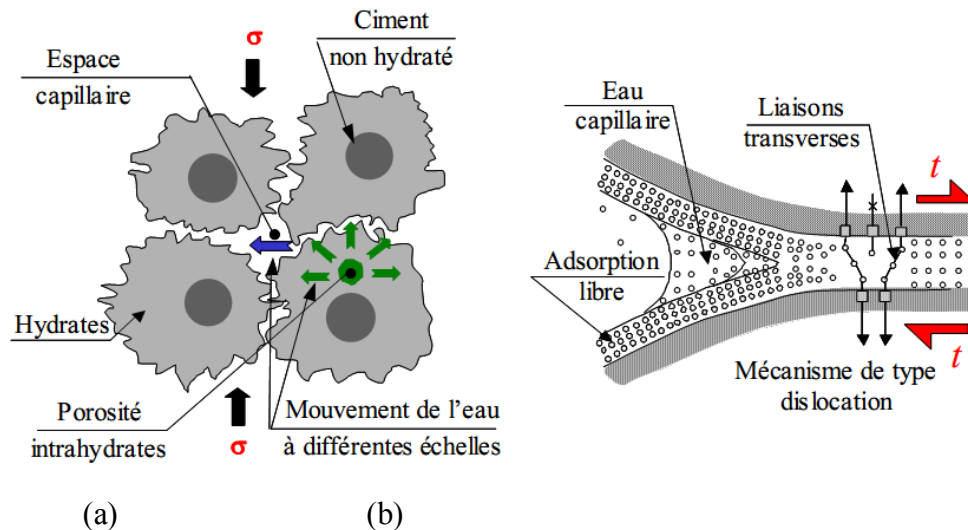


Figure 1.43 : Mécanismes du fluage propre à court terme (a) et à long terme (b) proposés par [Ulm 99]

A long terme

Après plusieurs années de chargement, l'amplitude des déformations de fluage propre du béton décroît. Dans la littérature [Wittmann 82, Bazant 97], ce phénomène est attribué à l'effet du vieillissement observé soit l'origine mécanique, lié à la relaxation de micro-précontrainte dans la zone d'adsorption empêchée. La relaxation des micro-précontraintes se situe à l'échelle des nanopores de la pâte de ciment et a pour conséquence le glissement des feuillets de CSH qui serait responsable du fluage propre à long terme. Les liaisons entre les surfaces solides sont instables et risquent de se rompre [Wittmann 82]. Elles sont dans des zones voisines de moindres surtensions du fait du glissement des feuillets de CSH (Figure 1.43b). Les forces de liaison se relaxent dans le temps, alors cette zone sera la zone de rupture potentielle. Ce processus épuise successivement les liaisons qui ont été activés par le chargement mécanique extérieur. Cet épuisement conduit au vieillissement observé au niveau de la cinétique du fluage en fonction de l'âge du matériau.

1.4.2 Fluage de dessiccation

Quand une éprouvette est soumise à un échange hydrique avec l'extérieur, comme nous l'avons dit précédemment, elle subit une déformation différée plus importante que celle qui est mesurée sur une éprouvette chargée en équilibre hygrométrique. Le premier constat expérimental de ce comportement a été réalisé en 1942 par Pickett. La figure 1.44 montre que le fluage de dessiccation peut atteindre des amplitudes bien supérieures à la somme du fluage propre et du retrait de séchage. La courbe « béton isolé » est représentative du fluage propre et la différence entre les courbes « béton en cours de séchage » et « béton isolé » représente la part de la déformation de fluage de dessiccation.

La déformation mesurée d'une éprouvette en dessiccation dépend directement du séchage sous contrainte et la définition du terme de fluage de dessiccation est liée au départ de l'eau libre : (Figure 1.45) l'amplitude de ce fluage de dessiccation est liée à la quantité d'eau libre évaporée : plus l'eau libre est évaporée, plus le fluage de dessiccation est élevé.

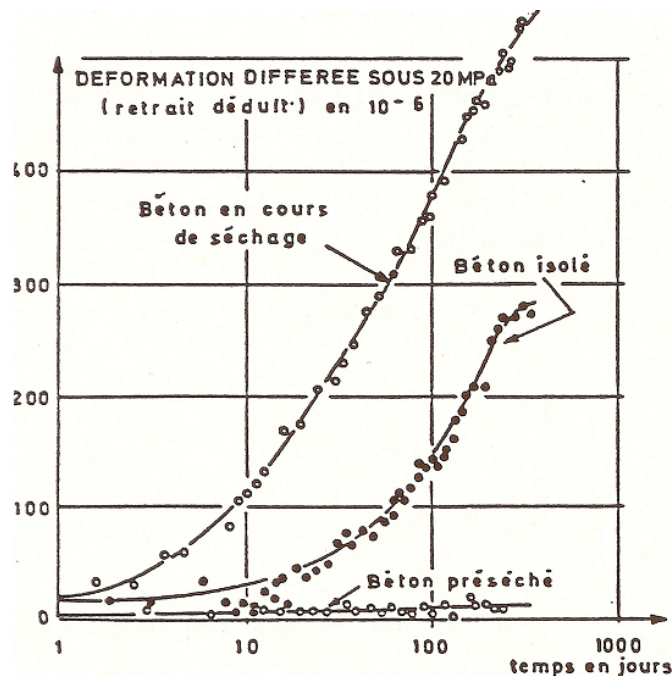


Figure 1.44 : Fluage propre et fluage de dessiccation [Acker 88]

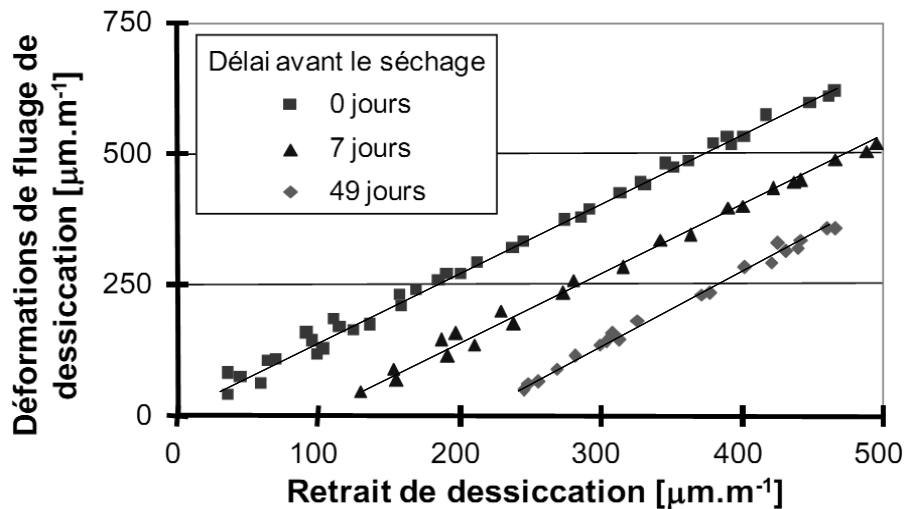


Figure 1.45 : Déformation de fluage de dessiccation d'un béton [Gamble 78]

Mécanismes du fluage de dessiccation

Plusieurs mécanismes sont proposés dans la littérature. Nous présentons ici deux aspects pris en compte dans l'origine du fluage de dessiccation : un effet structural et une caractéristique intrinsèque du fluage de dessiccation.

Des gradients hydriques entre le cœur et la surface du matériau cimentaire sont créés par le séchage et sont à l'origine de contraintes internes non-uniformes, notamment de traction sur la surface et de compression au cœur. Une microfissuration apparaît en peau du matériau par le séchage. Lorsqu'une éprouvette est chargée constamment en compression et est soumise à un séchage, la fissuration due à la dessiccation est moins prononcée que celle du spécimen non chargé [Wittmann 82]. Ainsi la déformation mesurée est supérieure à la somme des composantes élémentaires du retrait de dessiccation et du fluage propre. La déformation supplémentaire est appelée fluage de dessiccation structural (Figure 1.46).

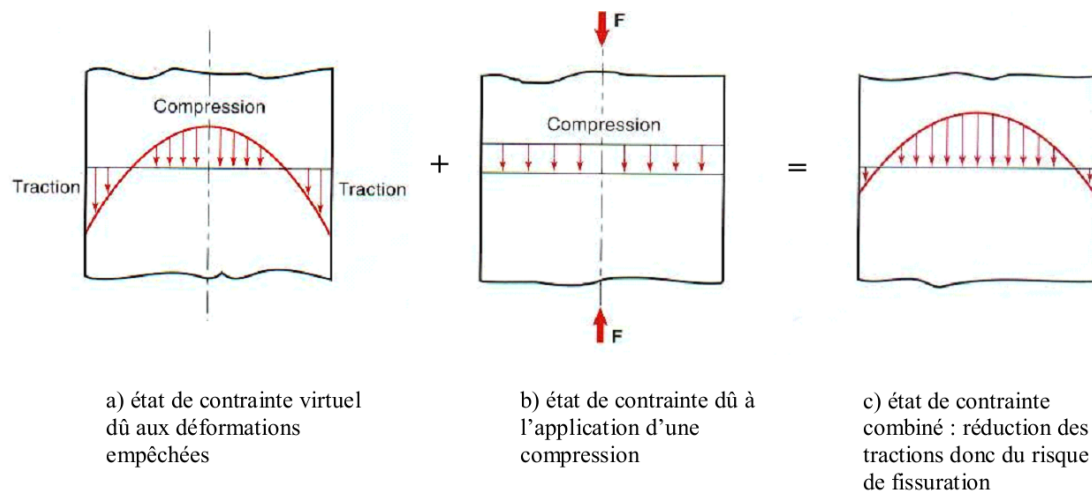


Fig. 1.46 : Effet structural du fluage de dessiccation [Pons 98]

Les mécanismes du fluage de dessiccation intrinsèque sont expliqués par de nombreuses théories, comme la théorie de la consolidation [Ruetz 68], la relaxation des micro-précontraintes dans les zones d'adsorption empêchée [Bazant 97], la concentration des contraintes sur le gel de CSH [Brooks 01] et la variation du rayon de courbure des mécaniques [Kovler 01]. Nous détaillons ici les mécanismes les plus récents :

- La relaxation des micro-précontraintes dans les zones d'adsorption empêchée a été présentée dans le paragraphe précédemment (mécanismes de fluage propre à long terme).
- Fluage induit par la concentration de contraintes sur le gel de CSH : quand le béton est saturé les contraintes macroscopiques sont redistribuées entre le squelette et l'eau dans les pores de CSH. Lorsque le béton est soumis un séchage, le départ de l'eau augmente l'amplitude des contraintes reprises par le squelette solide, induisant une déformation de fluage additionnelle, correspondant à la déformation de fluage de dessiccation intrinsèque [Brooks 01 cité par Benboudjema 02];

Quand un chargement de compression est appliqué à un matériau, le volume de matériau diminue, induisant une diminution du rayon de courbure des ménisques dans les pores capillaires et donc une augmentation de la pression capillaire. Cette augmentation se traduirait par l'apparition de la déformation de fluage de dessiccation [Koyler 01 cité par Benboudjema 02].

Conclusions

Cette étude bibliographique s'est intéressée aux comportements mécaniques uniaxial et triaxial des matériaux cimentaires sous l'effet du séchage, d'une pression de confinement et de la température. La complexité de la microstructure a tout d'abord été présentée. Les réactions d'hydratation qui commencent dès le début de la fabrication du béton sont à l'origine de la formation progressive d'un gel (CSH) poreux. Ce dernier a une bonne cohésion et gouverne en grande partie le comportement du béton lors d'essais mécaniques. Nous avons remarqué que la température peut modifier significativement la microstructure du matériau cimentaire, en provoquant une microfissuration par dilatation thermique différentielle entre la pâte et les granulats, ainsi qu'une déshydratation chimique de la pâte de ciment et une augmentation de la pression interne des pores.

A court terme, des études sur l'effet du séchage du mortier et du béton sur son comportement en compression simple ont été présentées. L'influence du degré de saturation du matériau sur son comportement est liée à l'effet de la dessiccation. En compression simple, plus le degré de saturation du matériau est important, plus sa résistance à la rupture est faible et plus le module d'Young et le coefficient de Poisson sont élevés. Ceci est expliqué par l'effet de dépression capillaire et de la non-uniformité des gradients hydriques induisant un retrait de dessiccation. Nous avons également présenté l'effet du séchage du mortier normalisé de Yurtdas [Yurtdas 03] E/C0.5 en compression triaxiale à 15MPa de confinement. Cette étude met en évidence que la perte d'eau due au séchage fait augmenter la contrainte déviatorique maximale mais diminuer le module d'incompressibilité. De plus, nous avons constaté que le comportement triaxial d'un béton est influencé par le degré de saturation et le fort confinement. Cette influence s'explique par la présence de l'eau. Elle est influencée par la microfissuration et la rigidification du béton liées au séchage avant l'essai, les forces de cohésion du gel de CSH, la pression interstitielle dans le béton, la lubrification entre les grains solides. Par ailleurs la comparaison des caractéristiques du mortier et du béton [Burlion 03] permet de montrer les effets de la présence des gros granulats sur le comportement du matériau soumis au séchage.

A long terme, un état de l'art sur le comportement de fluage propre et de fluage de

dessiccation sur matériaux cimentaires a été dressé. Ces comportements mécaniques différés sont, comme pour ceux instantanés, influencés par la dessiccation. Les mécanismes mis en jeu sont fonction de la présence ou absence de gradients hydriques dans le matériau. En conditions endogènes, la diffusion de l'eau induite par la charge et le glissement des feuillets de CSH sont les causes du fluage propre, tandis que sous dessiccation l'effet de structure induit par les gradients hydriques, ainsi que les transports d'eau sont les mécanismes principaux expliquant ce fluage de dessiccation.

La littérature souligne le manque de données expérimentales concernant les mesures des propriétés mécanique à court terme (résistance et module d'Young) sous effet couplage thermo-hydrique (à température modéré, « moins de 100°C »), ainsi que pour le fluage de dessiccation sous humidité relative décroissante.

Une comparaison des résultats selon la diversité des liants fait défaut : le couplage de températures modérées et de la saturation en eau sur le comportement mécanique à court et long terme des matériaux cimentaires reste à préciser.

Nos travaux de thèse donnent ici les principaux résultats pour constituer une base de données expérimentales et fournir aux modélisateurs des données pour prédire le comportement à long terme des composants du site de stockage choisis par l'Andra.

Chapitre 2:

Description de la procédure expérimentale

Introduction

L'objectif principal de notre travail est de caractériser les effets thermiques, hydriques et de confinement sur le comportement mécanique à court terme et à long terme des bétons de référence Andra. Dans ce chapitre les caractéristiques des matériaux étudiés et la préparation des échantillons sont tout d'abord présentées. Dans les paragraphes suivants, les méthodes de mesure de la porosité, des propriétés élastiques en compression uniaxiale et triaxiale et des fluages de dessiccation multiaxiaux sont abordées. Différents types d'essais sont décrits : essais de compression hydrostatique, essais de compression uniaxiale et triaxiale et essais de fluage. Le matériel utilisé et la procédure expérimentale adoptée sont également présentés. L'étude porte sur la caractérisation du comportement à court terme du béton soumis à l'effet de la température et de la saturation en eau. L'état sec de référence est désigné comme étant celui du béton après séchage à 60°C jusqu'à masse constante. Trois niveaux de température (20°C, 50°C et 80°C) et quatre états de saturation (100%, 70%, 50%, 0%) ont été adoptés pour les conditions des essais. En outre, pour l'étude du couplage thermo-hydro-mécanique, les échantillons ont été soumis à une désaturation progressive par paliers d'humidité relative pour les trois températures, afin d'obtenir les états de saturation visés pour les essais mécaniques à court terme. Nous avons aussi effectué des essais de fluage propre multiaxial sous température. Enfin, la conception d'un dispositif de mesure de fluage de dessiccation permettant le suivi direct de la masse des échantillons est présentée. L'aspect technique de la mise au point du dispositif est abordé et nous présenterons la vérification du bâti ainsi que le protocole des essais.

2.1 Caractéristiques et mise en œuvre des matériaux étudiés

2.1.1 Matériaux utilisés

Dans le contexte de l'enfouissement des déchets radioactifs en formation géologique profonde et des études menées par l'Andra (Agence Nationale pour la gestion des Déchets RadioActifs), le matériau béton est envisagé pour différents usages (galeries de stockage, conteneurs...). En particulier, les propriétés de ce matériau à plus ou moins long terme doivent être finement étudiées, afin de valider son utilisation dans le cadre de la faisabilité du stockage profond de « déchets MAVL » dans le milieu géologique (Callovo-Oxfordien), en termes de propriétés chimiques, physiques et mécaniques des liants hydrauliques à long terme. Deux formulations de référence (dénommées CEM I et CEM V/A dans le tableau 2.1) ont été proposées pour mener ces études. Une caractérisation de ces formulations a été réalisée et fournit un premier jeu de données les concernant [Andra 01a ; 01b]. Le coulage des bétons, ainsi que la cure ont été réalisés de la même manière que lors de l'étude des formulations, afin d'obtenir des matériaux comparables.

Les deux formulations de référence de l'Andra sont deux matériaux dont la principale différence est la nature du ciment utilisé (CEM I et CEM V/A). Les descriptions des ciments, des granulats et de l'adjuvant utilisés sont indiquées dans le tableau 2.1. Le tableau 2.2 présente les formulations des bétons CEM I et CEM V/A .

Ciment	CEM I	ciment Portland composé d'au moins 95% de clinker
	CEM V/A	ciment est constitué de 60% de clinker, 40% de laitier de hauts fourneaux et de cendres volantes.
Granulats		granulat calcaire des Carrières du Boulonnais utilisés pour diverses raisons : - Non réactif vis-à-vis de l'alcali réaction ; - Granulat de catégorie A (Article 10 de la norme XP P 18 540) ; - Faible teneur en soufre total et en sulfates ; - Faible teneur en alcalins actifs.
Adjuvant		un superplastifiant pour accroître la fluidité du béton et réduire le rapport E/C. Le choix du superplastifiant a été orienté par l'Andra vers le Glénium 27 de MBT.

Tableau 2.1 : Description des ciments, granulats et adjuvant utilisés pour les formulations de béton de référence

Composants	Nature	Quantité[kg/m ³]	Quantité[kg/m ³]
		CEMI	CEMV/A
Ciment	CEMI 52,5R	400	
Ciment	CEMV/A 42,5N		450
Sable	Calcaire lavé[0-4mm]	858	800
Gravillons	Calcaire lavé[5-12,5mm]	945	984
Adjuvant	Superplastifiant Glenium27	10	2,5% ciment
Eau efficace		171	176,3
Caractéristiques de composition			
Rapport E/C		0,43	0,39
Rapport E/S		1,1	1,23

Tableau 2.2 : Formulations des deux bétons étudiés

Les propriétés des bétons sont propres à chacun d'eux du fait de leurs différentes compositions. Le tableau 2.3 indique les propriétés générales des bétons (les valeurs sont issues des documents de formulation des bétons [Andra 01a ;01b]).

Les deux matériaux ont été choisis pour leurs caractéristiques hautes performances : leur résistance à la compression à 3 mois est supérieure à 60MPa ; les valeurs de porosité, de module d'Young des deux bétons sont équivalentes et leur perméabilité est faible.

En termes de retrait, le CEM I présenterait des déformations plus faibles que celles du CEM V. Ceci est attribué à la nature du ciment qui est la principale différence de composition et qui donne une distribution de porosité plus grossière pour le CEM V malgré une porosité totale relativement équivalente. Cette différence de microstructure joue sur les déformations de retrait de dessiccation et la vitesse de fluage par l'intermédiaire de la pression capillaire. Cette notion de retrait est essentielle vis-à-vis de la microfissuration qui peut se produire dans les matériaux. Les coefficients de dilatation thermique montrent que, sous l'effet d'un gradient thermique, le béton CEM I se déforme moins que le béton CEM V.

CARACTERISTIQUES	CEM I	CEM V	Conditions d'essai CEM I [Andra 01a]	Conditions d'essai CEM V [Andra 01b]
Rapport Eau/Ciment	0,43	0,39		
Rapport Gravillons/Sable	1,10	1,23		
Résistance en compression à 28 jours à 20°C	62,5 MPa	55,6 MPa	Eprouvette 11*22 cm ² surfacées au lapidaire ; Norme NF P 18-406	Eprouvette 11*22 cm ² surfacées au lapidaire ; Norme NF P 18-406
Résistance en compression à 3 mois à 20°C	65 MPa	68,3 MPa	Eprouvette 11*22 cm ² surfacées au lapidaire ; Norme NF P 18-406	Eprouvette 11*22 cm ² surfacées au lapidaire ; Norme NF P 18-406
Mesure de l'affaissement au cône T ₀ + 1 heure	23 cm	9,7 cm	Norme NF P 18-451	
Résistance en traction par fendage à 3 mois à 20°C	5,3 MPa	5,0 MPa	Eprouvette 11*22 cm ² ; Norme NF P 18-408	Eprouvette 11*22 cm ² ; Norme NF P 18-408
Module de Young E à 3 mois	40,9 GPa	41,6 GPa	Recommandations de la RILEM	Eprouvette 11*22 cm ² surfacées au lapidaire ; Norme NF P 18-406
Coefficient de Poisson ν à 3 mois	0,15	0,23	Recommandations de la RILEM	Eprouvette 11*22 cm ² surfacées au lapidaire ; Norme NF P 18-406
Valeur du retrait endogène à 3 mois à 20°C	70 $\mu\text{m/m}$	121 $\mu\text{m/m}$	3 prismes 7*7*28 cm ³ recouverts d'aluminium autocollant ; mesures effectuées dans une salle à 20°C +/- 2°C et HR= 50% +/- 5%	prismes 7*7*28 cm ³ recouverts d'aluminium autocollant ; Recommandations de la RILEM
Valeur du retrait de dessiccation à 3 mois à 20°C	367 $\mu\text{m/m}$	460 $\mu\text{m/m}$	3 prismes 7*7*28 cm ³ ; mesures effectuées dans une salle à 20°C +/- 2°C et HR= 50% +/- 5%	prismes 7*7*28 cm ³ en ambiance dessiccative ; Recommandations de la RILEM
Porosité Φ	13%	13,4%	Mode opératoire de l'AFREM	Mode opératoire de l'AFPC-AFREM
Masse volumique apparente	2465 kg/m ³	2250 kg/m ³	Mode opératoire de l'AFREM	Mode opératoire de l'AFPC-AFREM
Valeur de perméabilité à l'eau K à 20°C	9,5 10 ⁻²⁰ m ²	1,4 10 ⁻¹⁹ m ²	Procédure CEBTP N° E-02/278	Eprouvette de diamètre de 11cm et de hauteur de 5cm ; protocole mis au point par le CEMETE

Valeur de perméabilité à l'oxygène Kox à 20°C	$6,3 \cdot 10^{-17} \text{m}^2$	$4,7 \cdot 10^{-18} \text{m}^2$	Mode opératoire de l'AFREM	Mode opératoire de l'AFPC-AFREM
Coefficient de dilatation thermique	$6 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$	$9,5 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$	3 prismes 7*7*28 cm ³ séchés à masse constante à 80°C et mesures des variations dimensionnelles par paliers de 10°C entre 30°C et 80°C	3 prismes 7*7*28 cm ³ séchés à masse constante à 105°C et mesures des variations dimensionnelles puis même chose à 20°C
Valeur de la conductivité thermique	2,3 W/m.K	1,9 W/m.K	Mesure faite avec le CTMETRE ; perturbation thermique avec une sonde chauffante	Mesure faite avec le CTMETRE ; perturbation thermique avec une sonde chauffante
Valeur de la chaleur volumique	2,640 MJ/m ³ .K	2,615 MJ/m ³ .K	Mesure faite avec le CTMETRE ; perturbation thermique avec un anneau chauffant	Mesure faite avec le CTMETRE ; perturbation thermique avec une sonde chauffante

Tableau 2. 3 : Caractéristiques connues des bétons avant l'étude [Andra 01a ; Andra 01b]

2.1.2 Mise en œuvre des matériaux

2.1.2.1 Coulage du béton

Le coulage du béton est réalisé grâce à un malaxeur d'un volume de 80 litres. Les bétons sont coulés dans un coffrage de poutre (de section 15x15 cm² et de longueur 4 m divisée en parties de 1 m) dont la surface est protégée du contact avec l'atmosphère de la salle (T = 21 ± 1°C, HR = 60 ± 5 %) par une bâche plastique afin de limiter une dessiccation initiale en surface (Figure 2.1). L'idée est ici de minimiser le nombre de gâchées pour moins de variabilité liée à la mise en œuvre.

Le démoulage est fait cinq jours après le coulage, afin d'éviter la fissuration induite par les gradients thermiques liés à l'hydratation du matériau. Les poutres ont été ensuite entreposées dans une cuve remplie d'eau saturée en chaux et thermostatée à 20±2°C, afin de laisser les effets des retraits thermiques et endogènes se dissiper [Neville 00] et de laisser la maturation du béton se faire le plus complètement possible (Figure 2.2).



Figure 2.1 : Photo du coulage des poutres.



Figure 2.2 : Les poutres sont placées dans la piscine thermostatée à 20°C.

2.1.2.2 Dimension des échantillons

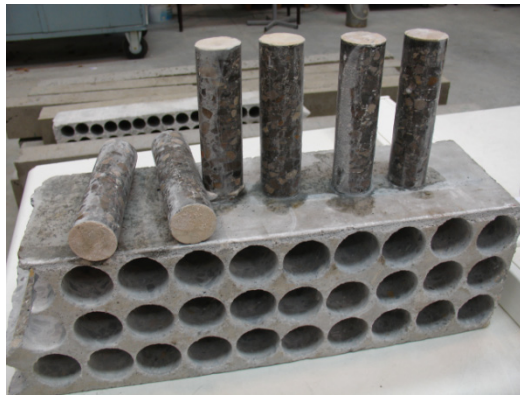
Pour les essais mécaniques sur béton, les échantillons classiquement utilisés sont cylindriques. Le diamètre $D=36,5\text{mm}$ a été choisi pour cette étude pour s'assurer d'avoir des Volumes Élémentaires Représentatifs ($36\text{mm} \Leftrightarrow 3$ fois le diamètre du plus gros granulats, à savoir 12mm) tout en permettant des essais triaxiaux en cellule sur une même géométrie d'éprouvette. Le tableau 2.4 regroupe les longueurs des éprouvettes cylindriques en fonction de l'essai visé. L'hypothèse d'homogénéité des déformations au sein des éprouvettes de béton sera étudiée lors de la présentation des études expérimentales.

Type d'essai	Hauteur (mm)	Diamètre (mm)
Compression simple et Compression triaxiale	69±1	36,5
Fluage propre	69±1	
Fluage dessiccation et Séchage sous contrainte déviatorique	120±1	

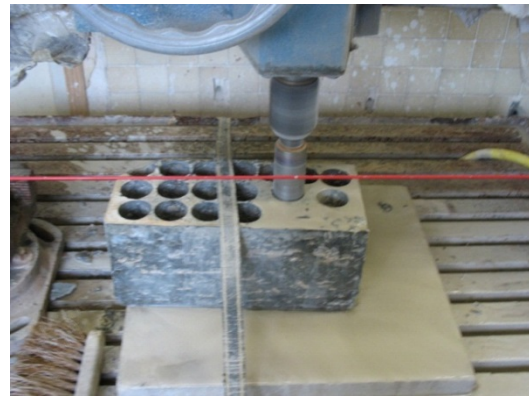
Tableau 2.4 : Dimensions des éprouvettes cylindriques en fonction de l'essai.

2.1.2.3 Usinage des échantillons

Chaque poutre de béton est conservée pendant 1 mois dans l'eau, elle est ensuite carotée, tronçonnée et rectifiée, le tout en présence d'eau. L'eau permet d'évacuer la chaleur provoquée par les frottements d'usinage, évite d'endommager le matériau en surface et protège l'outil de coupe. Les éprouvettes cylindriques sont obtenues à partir du carottage des poutres (Figure 2.3 a et b) à l'aide d'un tube carottier de 36,5mm de diamètre intérieur. La figure 2.3(c) montre le tronçonnage des éprouvettes pour obtenir la bonne hauteur visée des échantillons. La partie conservée pour les essais est la partie centrale de l'éprouvette, c'est-à-dire en enlevant les parties haute et basse des carottes d'une longueur initiale de 150 mm, limitant ainsi les effets de bord. Les quatre surfaces latérales de la poutre en béton ayant été en contact avec le moule ont été également éliminées lors du carottage pour les mêmes raisons et une éventuelle influence de l'huile de décoffrage. La rectification au moyen d'un tour d'usinage (Figure 2.3 d) permet d'obtenir un très bon parallélisme des faces d'appui de l'échantillon.



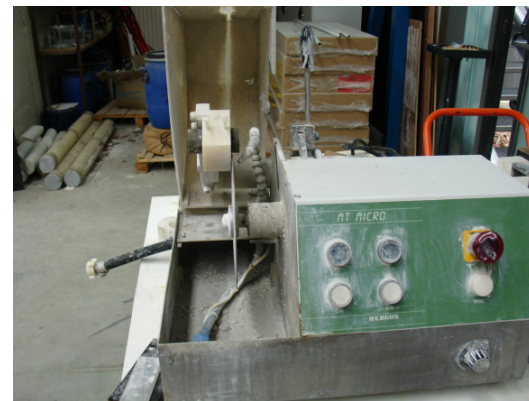
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 2.3 : (a) (b) Carottage du bloc de béton par la carotteuse
 (c) Tronçonnage des éprouvettes à la longueur souhaitée
 (d) Rectification de l'éprouvette au tour mécanique

Le parallélisme entre les faces planes d'une éprouvette cylindrique doit être le plus parfait possible, pour ne pas nuire à l'homogénéité de la contrainte de compression. La préparation des surfaces de l'éprouvette nécessite donc un soin tout particulier. Le parallélisme des surfaces d'appui de l'éprouvette usinée est vérifié à l'aide d'un comparateur (Figure 2.4 a). L'échantillon est posé sur un marbre et déplacé sous le comparateur en évitant les porosités locales de surface. Le défaut de parallélisme des deux surfaces d'appui est acceptable s'il ne dépasse pas soit 0,1 mm, soit un défaut angulaire de $0,08^\circ$ (Figure 2.4 b). En cas de défaut important ($> 0,1$ mm), la procédure d'usinage est relancée jusqu'à obtention d'un défaut inférieur aux limites fixées.. Les éprouvettes ainsi préparées sont remises sous eau saturée en chaux jusqu'à six mois de maturation.

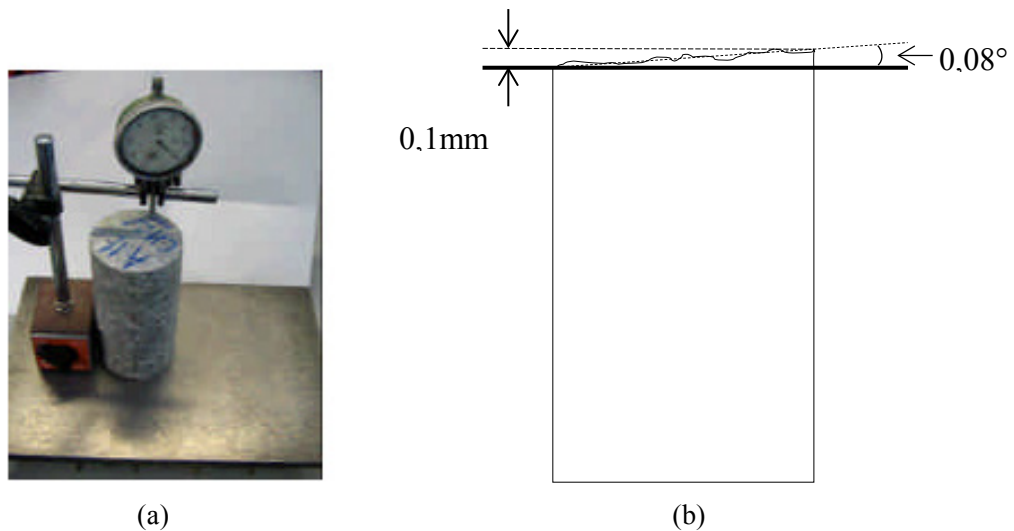


Figure 2.4 : (a) L'échantillon est posé sur un marbre et déplacé sous le comparateur en évitant les convexités locales de surface
 (b) Condition de parallélisme d'éprouvette

2.2 Préparation et conditionnement des éprouvettes

L'objet de cette étude est d'évaluer l'évolution du comportement mécanique des bétons en fonction de l'état de saturation et de la température, ainsi que du fluage multiaxial en fonction de la température. Avant l'essai mécanique, le conditionnement des éprouvettes concerne deux paramètres : la température notée T et la saturation en eau des échantillons, notée S_w . Trois températures ont été retenues : 20°C, 50°C, 80°C. Ce choix permet d'étudier l'influence des températures peu élevées sur le comportement des bétons, dans une gamme proche de celle constatée pour des applications de stockage souterrain de déchets radioactifs. Une température de plus de 100°C entraînerait des réactions notables de décomposition de la matrice cimentaire et n'est pas étudiée ici. Afin d'observer le comportement au cours du séchage, nous nous sommes fixés 4 états de saturation cible: deux états extrêmes, saturé ($S_w=100\%$) et sec ($S_w=0\%$), ainsi que 2 états intermédiaires ($S_w=70\%$ et $S_w=50\%$). Les valeurs de S_w sont obtenues en imposant une humidité relative permettant d'atteindre ces saturations visées à température fixée.

Afin de reproduire tous les états de notre étude, il faut d'abord placer des échantillons dans différents conditionnements. L'organisation du conditionnement correspondant aux différents essais est exprimée dans le tableau 2.5.

Types d'essai	Conditions d'essai	Conditionnement des échantillons	
Compression simple et Compression triaxiale	4 Sw sous 3 T	Saturé	Conditionnement dans des bains thermostatés à 20, 50 et 80°C
		Partiellement saturé (Sw=70% et 50%)	Conditionnement dans des enceintes climatiques à 20, 50 et 80°C, HR contrôlée à valeurs demandées
		sec	Séchage dans l'étuve à 60°C
Fluage multiaxial	Etat saturé sous 3 T	Saturé	Conditionnement dans des bains thermostatés à 20, 50 et 80°C
Fluage de dessiccation et séchage sous contrainte déviatorique	Désaturation à 20°C	Saturé	Conditionnement dans des bains thermostatés à 20°C

Tableau 2.5 Organisation des conditionnements correspondant aux différents essais

Nous avons 3 séries d'essais :

- Pour les essais mécaniques : nous allons distinguer les échantillons sous 4 états de saturation. D'abord pour l'état saturé, les échantillons sont placés dans 3 bains thermostatés à 3 températures différentes. Ensuite pour les états partiellement saturés, les échantillons sont placés dans 3 enceintes climatiques avec 3 températures fixées. Pour chaque enceinte, on contrôle l'humidité relative pour arriver à Sw=70% et Sw=50% en suivant constamment le poids des échantillons. Enfin pour l'état sec, nous installons toutes les éprouvettes à la même température (60°C) et à l'humidité relative plus basse possible (inférieure à 10% dans l'étuve à 60°C). De cette manière, nous pouvons assurer l'état sec de référence de tous les échantillons ;

- Pour les essais de fluage multiaxial : les échantillons sont traités de la même façon que les échantillons à l'état saturé servant à la compression triaxiale ;
- Pour les essais de séchage sous charge déviatorique et de fluage de dessiccation : les échantillons sont saturés dans le bain thermostaté à 20°C.

2.2.1 Mise en place des échantillons dans les conditionnements

Après obtention des échantillons, une maturation d'au moins 6 mois dans une cuve d'eau saturée en chaux et thermostatée à $20 \pm 2^\circ\text{C}$ est effectuée. Le phénomène de lixiviation est évité grâce à la saturation en chaux. La maturation dans l'eau des bétons est une étape essentielle qui autorise à considérer les matériaux comme étant saturés à 20°C avant le début des processus de désaturation/resaturation. De plus, la conservation dans l'eau permet une hydratation dans les meilleures conditions possibles. En effet, l'apport d'eau permet d'éviter les phénomènes de dessiccation privant le béton d'une quantité d'eau nécessaire à son hydratation, en particulier dans le cas de béton haute performance. Les éprouvettes sont conservées plus de six mois de cette manière, afin que l'hydratation soit la plus complète possible. De plus, la faible taille des échantillons permet une diffusion plus optimale de l'eau.

Les échantillons sont ensuite répartis dans leur conditionnement respectif (température et humidité relative contrôlées), afin d'imposer les différentes températures et états de saturation, jusqu'à ce qu'ils atteignent leur état d'équilibre thermo-hydrique. Un critère de variation de masse a été choisi pour définir l'état d'équilibre thermo-hydrique. Ce critère stipule que, pour chaque échantillon du conditionnement considéré, les trois dernières mesures de masse pour une fréquence de tous les 7 jours ne doivent pas varier de $\pm 0,1\%$ de la masse précédente. Une fois cette condition remplie pour tous les échantillons correspondant au même conditionnement, nous considérons que les états de saturation sont à l'équilibre. Le changement de masse est mesuré avec une balance dont la précision est de $\pm 0,01\text{g}$. Les mesures sont réalisées rapidement dans une salle à l'ambiance contrôlée à $21^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$ avec une humidité relative proche de $40\% \pm 5\%$.

Les échantillons saturés sont essuyés en surface avec du papier absorbant avant d'être pesés. Les gradients thermiques et hydriques induits dans l'éprouvette lors de la

mesure sont considérés comme faibles et n'influençant pas les mesures, car elles sont effectuées en très peu de temps et toujours suivant le même protocole.

2.2.1.1 Conservation des échantillons saturés

Après 6 mois de maturation, les échantillons sont répartis dans 3 bains thermostatés, eux-mêmes placés dans trois étuves contrôlées à 20°C, 50°C et 80°C (Figure 2.5).



Figure 2.5 : Conservation des échantillons saturés dans un bain thermostaté sous température (20°C, 50°C ou 80°C)

2.2.1.2 Conservation des échantillons partiellement saturés

Après 6 mois de maturation, les échantillons sont placés dans des enceintes climatiques dont les températures sont fixées à 20°C , 50°C et 80°C (Figure 2.7). Or pour les température de 50 et 80°C, une élévation de température est nécessaire pour passer d'une conservation pour maturation à 20°C à un conditionnement à 50 ou 80°C : pour ne pas provoquer de choc thermique ou hydrique dans l'éprouvette, les échantillons sont plongés dans l'eau à température ambiante, qui est progressivement augmentée jusqu'à la température cible et gardée constante à cette valeur pendant un quart d'heure, avant la mise en place dans les enceintes climatiques (Figure 2.6).



Figure 2.6 : Chauffage progressif des éprouvettes destinées à être conditionnée à 50°C et 80°C

Pour chaque température, en faisant décroître les valeurs d'humidité relative, les échantillons sont soumis à la désaturation. En outre, à partir du palier d'humidité relative de 70%, de l'azote gazeux est ajouté dans l'enceinte à la fin de mesure pendant une dizaine de minutes pour éviter la carbonatation des matériaux.



Figure 2.7 : Echantillons placés dans les enceintes climatiques

2.2.1.3 Conservation des échantillons secs

Les échantillons sont séchés en étuve à 60°C jusqu'à stabilisation de leur masse (Figure 2.8). La température de 60°C a été choisie comme référence pour tous nos essais, afin de caractériser le matériau à l'état sain. La valeur d'humidité relative de l'étuve est inférieure à 10% et autorise à considérer l'échantillon obtenu comme étant à l'état sec. On suppose qu'après cet étuvage à 60°C le départ d'eau libre est total du fait de la stabilisation de masse, à humidité négligeable et que l'équilibre à l'état sec

est atteint. La température de 60°C permet de s'affranchir des effets de microfissuration dus à des contraintes thermiques élevées.



Figure 2.8 : Etuvage à 60°C des éprouvettes.

2.3 Dispositif et méthodologie expérimentale

2.3.1 Mesure de la porosité

La porosité accessible à l'eau (PAE) est mesurée à partir de la masse saturée, de la masse sèche et du volume de l'éprouvette. La mesure est effectuée sur l'ensemble des éprouvettes. Pour une éprouvette, la valeur de porosité est ainsi donnée par l'équation 2.1 :

$$\Phi = \frac{m_{sat} - m_{sec}}{\rho_{eau} * V_{app}} \quad \text{(Equation 2.1)}$$

où m_{sat} est la masse saturée l'échantillon obtenue à la suite des six mois de maturation dans l'eau, m_{sec} est obtenue à la suite du séjour du même échantillon dans l'étuve à 60 °C jusqu'à un poids constant, ρ_{eau} est la masse volumique de l'eau [prise égale à 1000 kg/m³] et V_{app} est le volume apparent de l'éprouvette. Le volume apparent est calculé à partir des dimensions de l'échantillon relevées au pied à coulisse (avec une précision de ±0,01 mm sur le diamètre et la longueur). Les valeurs de porosité sont données comme étant la moyenne de 15 éprouvettes cylindriques (diamètre 36,5 mm et de hauteur 69 mm) pour chaque type de béton.

La porosité moyenne du matériau est utilisée dans la détermination de S_w des isothermes, afin de relier l'humidité relative à l'état de saturation.

2.3.2 Mesures des propriétés mécaniques en compression triaxiale

2.3.2.1 Description générale du dispositif

La cellule triaxiale autonome auto-compensée présentée sur la figure 2.9 permet de caractériser le comportement du béton sous fortes contraintes multiaxiales. Avec une cellule triaxiale classique, le piston est soumis à une force axiale ascendante liée à la présence d'une pression de confinement. Cette force peut être importante et doit être équilibrée par une force axiale extérieure. En revanche dans la cellule auto-compensée utilisée dans cette étude, la pression de confinement est transmise à une chambre dans le chapeau de la cellule (chambre d'auto-compensation) dont la section agissant sur le piston est égale à la section du piston. La force axiale appliquée sur le piston est ainsi compensée par celle imposée dans la chambre d'auto-compensation et toute force externe appliquée au piston est donc transmise axialement à l'éprouvette.

3 pompes Gilson® indépendantes permettent d'appliquer la pression de confinement, le déviateur et de gérer la pression d'injection de l'eau déminéralisée au travers du réseau poreux de l'éprouvette (pression interstitielle) si nécessaire. Les pompes ont une capacité maximale de 60 MPa, elles sont capables d'injecter le fluide à une vitesse de $5 \cdot 10^{-4}$ jusqu'à 5ml/min. Ces pompes ne permettent de réguler la pression que de manière croissante, il est impossible de contrôler la décharge hydraulique avec les pompes, ainsi les décharges sont effectuées de façon manuelle (ouverture du robinet de vidange de la cellule de confinement) sans contrôle précis. Un module manométrique permet de contrôler la limite inférieure et supérieure de la pression tout en affichant la pression instantanée dans la pompe.

Pour les essais en température, la cellule autonome est placée dans une étuve Binder® équipée d'un régulateur électronique de température et d'un ventilateur pour homogénéiser la température à l'intérieur de l'étuve. Ce type d'étuve permet d'avoir une précision de température de l'ordre de $\pm 0,3^\circ\text{C}$ et maintient l'ensemble de la cellule à cette température de consigne.

Nous utilisons une chaîne électronique d'acquisition des données située à l'extérieur de l'étuve reliée aux 3 capteurs de pressions, aux 2 LVDT et au collier de mesure circouférentielle.

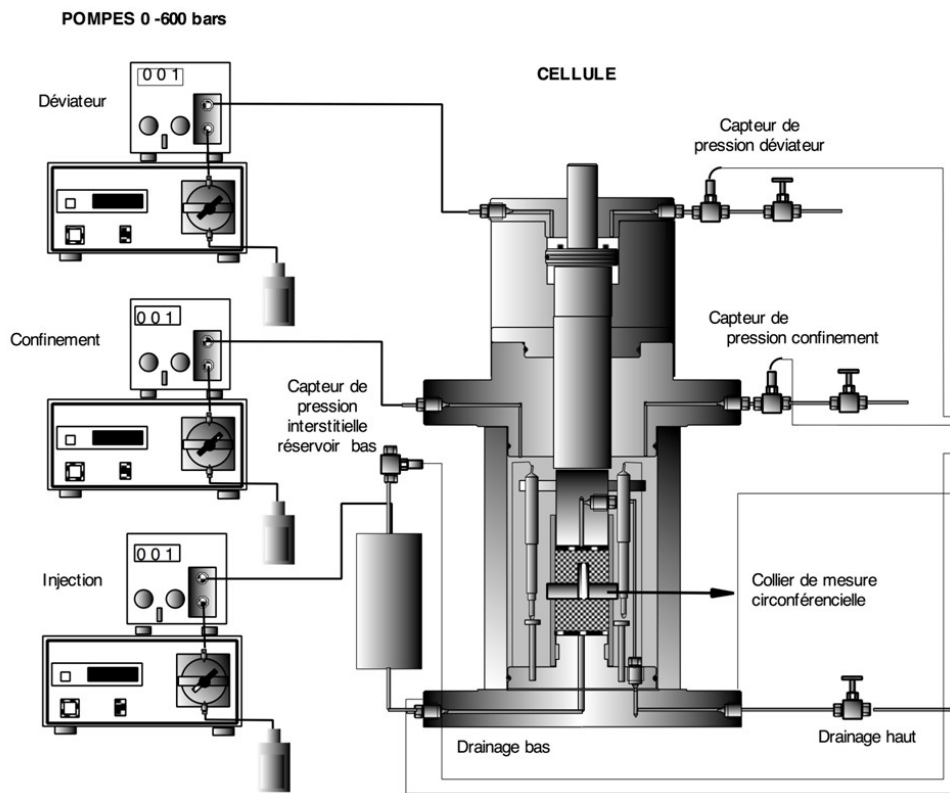


Figure 2.9 : Cellule triaxiale instrumentée

2.3.2.2 Mesures des déformations par LVDT et collier circouférentiel

Les capteurs de déplacement LVDT sont mis dans la cellule hydrostatique à équidistance de l'axe de l'échantillon (Figure 2.10 a). Ils mesurent les déplacements relatifs du piston et donnent, après traitement, une mesure moyenne de la déformation axiale de l'échantillon. Le faible défaut de parallélisme des échantillons est corrigé par la moyenne de deux LVDT (le défaut de parallélisme des deux surfaces d'appui est inférieur à 0,1 mm).

De plus l'échantillon est instrumenté à mi-hauteur par un collier en acier, pour mesurer la déformation circouférentielle (Figure 2.10 b). Le collier est muni d'une lame sur laquelle sont collées des jauges en pont complet dont le mouvement en flexion est imposé par les déformations radiales de l'éprouvette. En d'autres termes, le collier permet de remonter aux déformations circouférentielles par la mesure d'une réponse en flexion d'une lame. Cela nécessite un étalonnage préalable reliant la

déformation circonférentielle à celle de la lame. Ce dispositif, mis au point au laboratoire, a fait l'objet d'un brevet [PCT/FR2006/001164].

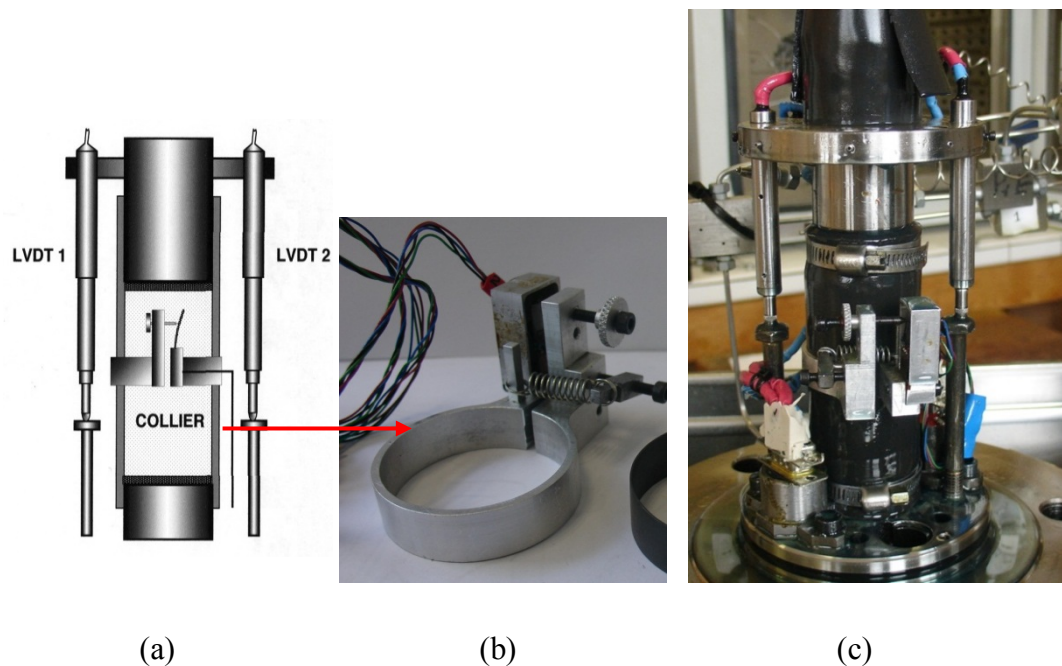


Figure 2.10 : (a) position des LVDT et du collier

(b) photo du collier

(c) installation de l'éprouvette avant la fermeture de la cellule triaxiale

2.3.2.3 Protocole de la préparation des essais

La mise en œuvre des essais triaxiaux à confinement élevé nécessite une préparation particulière de la surface latérale des éprouvettes. Le comblement des porosités de surface visibles est réalisé à l'aide d'une colle spéciale durcissant rapidement (5 minutes). Après séchage de la colle, on protège ensuite les éprouvettes dans une jaquette en Viton® permettant d'isoler l'éprouvette de l'huile assurant le confinement.

De plus les étapes décrites ci-après détaillent la préparation avant essai :

- Mise en place des LVDT et du collier et vérification du déplacement avec des cales étalon. Vérification de la correspondance des axes du piston et de l'échantillon, serrage des deux colliers Serflex® pour protéger l'état de saturation de l'échantillon lors de la montée en température et en pression (Fig 2.10 c) ;
- Remplissage de la cellule triaxiale par de l'huile de confinement et fermeture ;
Attente de l'homogénéisation de la température dans l'ensemble de l'appareillage

pendant 24 heures pour minimiser les variabilités de température induites par la préparation avant d'appliquer les pressions triaxiales. Pendant le temps de chauffage, les échantillons sont étanchéifiés pour que l'état de saturation ne change pas au court du chauffage;

- Pour minimiser la variabilité expérimentale, les éprouvettes sont préparées en suivant toujours le même protocole, que ce soit pour les essais triaxiaux, la compression uniaxiale ou le fluage propre multiaxial.

2.3.2.4 Déroulement des essais

Après avoir installé l'éprouvette dans la cellule triaxiale à la température adéquate, la pression de confinement est appliquée par injection de l'huile jusqu'à la pression désirée, avec une vitesse d'injection de 1 mL/s.

Ensuite, l'éprouvette est sollicitée axialement en déplacement contrôlé à vitesse constante de 2 $\mu\text{m/s}$ avec des cycles partiels de chargement-déchargement, jusqu'à la rupture. La vitesse de déformation est choisie de manière à limiter les effets visqueux dynamiques et à avoir un temps d'essai raisonnable. Dans le même temps, les déformations axiales et latérales de l'éprouvette, ainsi que la force axiale appliquée sont enregistrées à l'aide des LVDT et du collier et du capteur de pression (du piston de la cellule) reliés à la chaîne d'acquisition. Les cycles de charge-décharge effectués en fonction de la force appliquée à l'éprouvette sont imposés pour suivre l'évolution des propriétés élastiques du matériau en fonction de son endommagement. L'évolution de la contrainte en fonction du temps pendant tous les essais de compression (à part les essais préliminaires) est celle présentée sur la figure 2.11 : l'éprouvette est d'abord sollicitée par trois cycles de chargement-déchargement jusqu'à 9MPa (retour à 1MPa). La sollicitation des éprouvettes par trois cycles initiaux de chargement-déchargement jusqu'à 9 MPa est réalisée dans le but de se conformer aux recommandations de la RILEM pour la détermination du module d'Young et du coefficient de Poisson initiaux [Rilem 72].

Ensuite 4 paliers sont choisis (éprouvette chargée à environ 30% de R_c , 50% R_c , 70% R_c et 80-95% R_c , et déchargement jusqu'à la moitié de chaque chargement) pour suivre l'évolution du module d'Young. Nous continuons ensuite d'augmenter la force

jusqu'à la rupture du matériau. Des cycles de chargement-déchargement sont réalisés dans la partie post-pic pour estimer l'évolution du module d'Young.

A la fin de la décharge, on attend 3 minutes, pour que le déchargement d'échantillon soit effectif et que les valeurs des LVDT soient stables.

Le module d'Young est déterminé par la tangente de chargement pour chaque cycle (Equation 2.2). Le coefficient de Poisson correspond alors au rapport entre la déformation latérale et la déformation axiale au même stade (Equation 2.3)

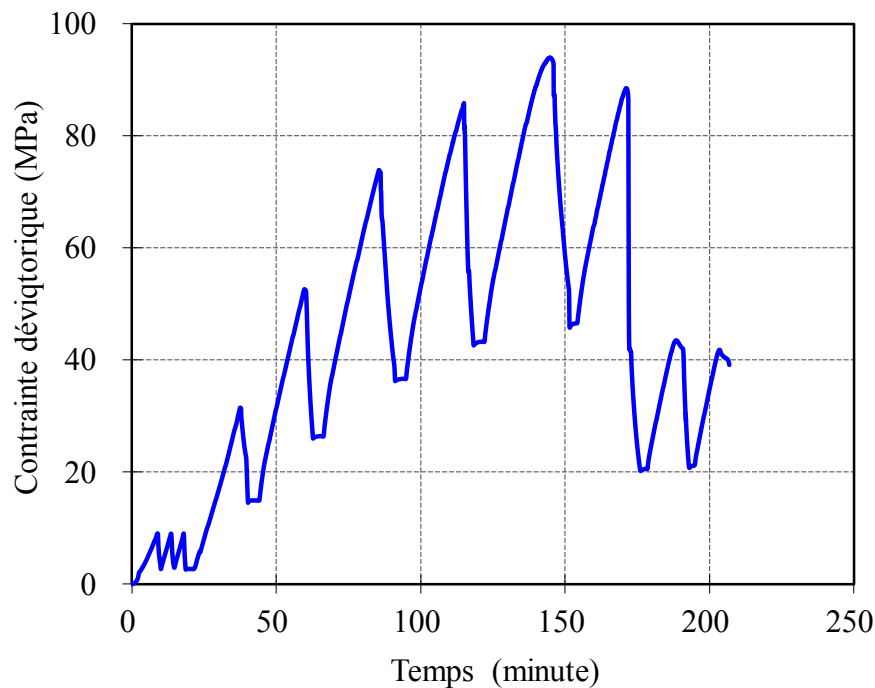


Figure 2.11 : Charge déviatorique appliquée en fonction du temps lors de la compression triaxiale (CEMI, T=80°C, Pc=5MPa, Sw=71%).

$$E = \frac{\Delta\sigma_{11}}{\Delta\varepsilon_{11}} \quad (\text{Equation 2.2})$$

$$\nu = -\frac{\Delta\varepsilon_{22} (= \Delta\varepsilon_{33})}{\Delta\varepsilon_{11}} \quad (\text{Equation 2.3})$$

2.3.3 Mesures des propriétés mécaniques en compression simple

Pour l'essai de compression simple, nous avons utilisé le même protocole de préparation des échantillons qu'en compression triaxiale. La seule différence réside

dans l'absence de pression de confinement. Seul le déviateur avec les cycles de chargement-déchargement jusqu'à la rupture est appliqué (Figure 2.11). Lors du comportement post-pic, du fait de l'absence de confinement et de la relative faible raideur de la cellule, les échantillons se rompent brutalement, empêchant la poursuite de cycles de charge-décharge.

2.3.4 Mesure des déformations différées au cours du fluage propre multiaxial

Pour les essais de fluage multiaxial, la cellule auto-compensée est utilisée de la même manière que lors des essais de compression triaxiale, à savoir la mise en place des échantillons ainsi que l'application d'une pression de confinement.

Après application de la pression de confinement, deux paliers de contrainte déviatorique successifs sont imposés pour chaque essai : 50% Rc et 80% Rc. Pour chaque valeur de contrainte, on choisit arbitrairement 3 instants pendant le fluage secondaire pour réaliser des cycles de chargement-déchargement afin de voir les variations du module d'Young. L'évolution de la contrainte en fonction du temps est présentée sur la figure 2.12.

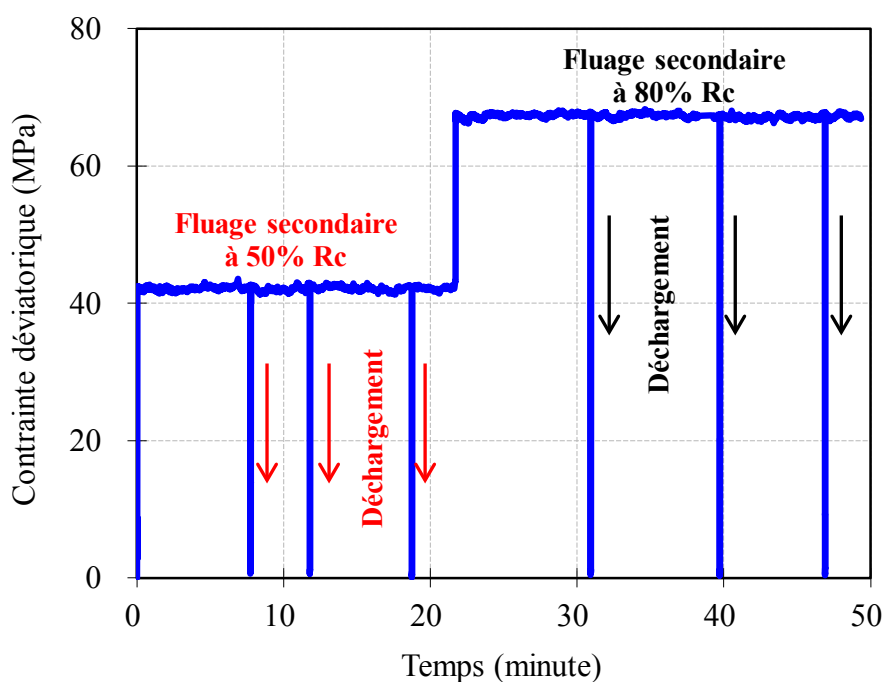


Figure 2.12: Application de la charge déviatorique en fonction du temps pour les essais de fluage propre multiaxial.

2.3.5 Mesure des déformations différées au cours du fluage uniaxial de dessiccation et étude de l'influence de la charge mécanique sur l'isotherme de désorption à 20°C

Cet essai vise à mesurer le couplage entre la contrainte mécanique et la désaturation du matériau à long terme. Nous allons l'envisager à partir de 3 aspects :

- L'influence de la charge mécanique sur l'isotherme de désorption à 20°C ;
- L'influence de la désaturation sur les déformations différées ;
- L'influence de la composition du béton.

2.3.5.1 Description générale du dispositif de fluage uniaxial

L'essai de fluage uniaxial sous dessiccation est réalisé sur des éprouvettes cylindriques de diamètre égal à 36,5 mm et de hauteur égale à 120 mm. La différence de ciment des 2 bétons étudiés permet de comparer les résultats en fonction de la composition. Pour observer l'influence mécanique, nous avons choisi des chargements axiaux de 30%, 50% et 70% de la résistance à la rupture. Ces résistances sont obtenues par la moyenne de trois essais de compression simple sur des échantillons à l'état saturé sous une température de 20°C. Pour une même condition de chargement, nous avons utilisé 2 bâtis de fluage, afin de prendre en compte la variabilité des matériaux (Figure 2.13). Les 12 bâtis sont placés dans une enceinte climatique Binder® (Figure 2.14a), permettant de réguler la température (20°C) et de fixer l'humidité relative.

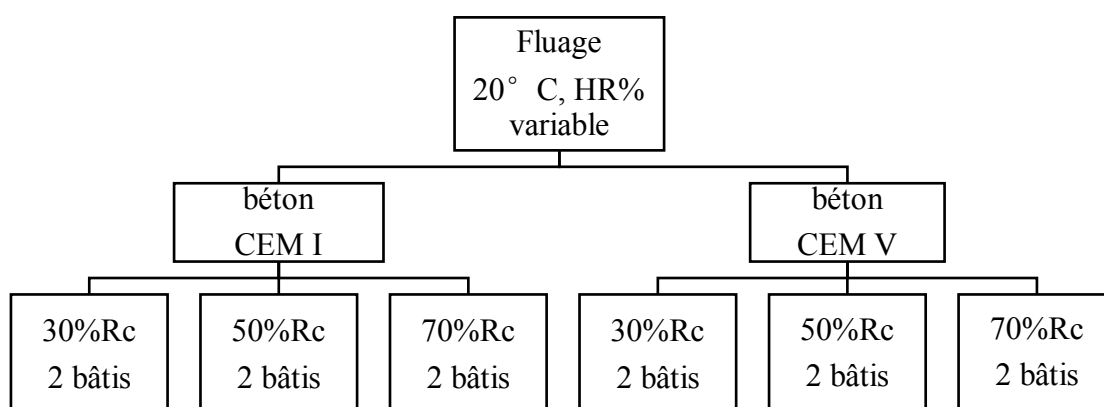


Figure 2.13 : Récapitulatif des conditions appliquées pour les essais de fluage de dessiccation



Figure 2.14 (a) : Les dispositifs de fluage uniaxial dans l'enceinte climatique



Figure 2.14 (b) : Conception initiale du bâti de fluage de dessiccation

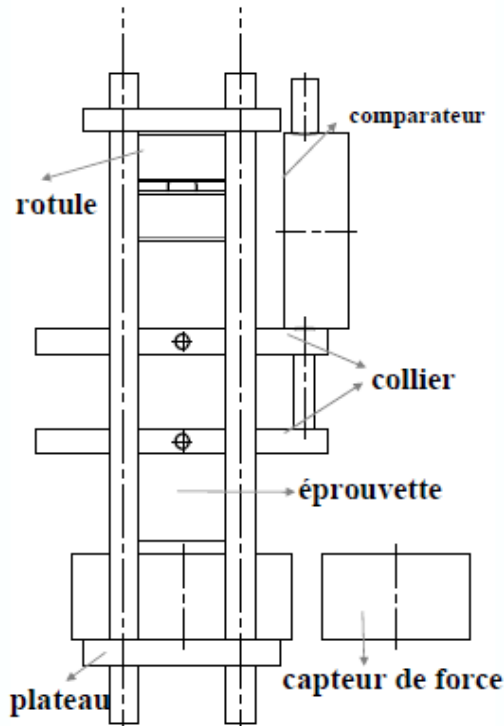
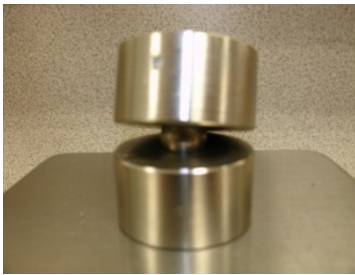


Figure 2.14 (c) : Schéma du bâti de fluage de dessiccation

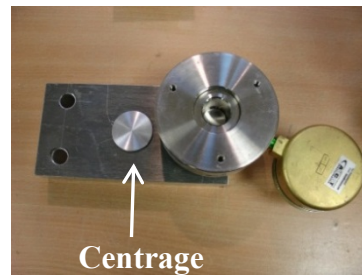
Le dispositif expérimental conçu au cours de ce travail est composé d'un bâti comportant 4 tirants et 2 plateaux. Entre les deux plateaux sont placés un capteur de force analogique, l'éprouvette et une rotule. La force désirée est appliquée en serrant les écrous positionnés sur les tirants. Deux colliers sont placés à 1/3 de la longueur de l'éprouvette (Figure 2.14 b et c), entre lesquels est mesuré le déplacement axial. Le comparateur est fixé au premier collier et le palpeur de ce comparateur vient au contact du second collier. La rotule mise entre le plateau supérieur et l'éprouvette permet de compenser les défauts de parallélisme des bâtis de fluage et de l'échantillon et d'assurer une contrainte uniaxiale dans la partie centrale de l'éprouvette (Figure 2.15a). Pour s'assurer que la charge soit bien appliquée au centre du système, un repère de centrage est indiqué sur le plateau inférieur pour mettre en place le manomètre. Ainsi, la valeur indiquée par le manomètre représente bien la force exercée sur l'éprouvette (Figure 2.15b). Le comparateur a une précision de $1\mu\text{m}$ et une étendue de mesure de 5 mm (Figure 2.15c). Le capteur de force à une précision de 1kN et une étendue de mesure de 120kN (Figure 2.15d).

Lors de l'essai de fluage uniaxial de dessiccation on définit l'influence de la charge

mécanique sur l'isotherme de désorption par la variation de la masse du bâti mesurée avec une balance d'une précision de 0,05 g (Figure 2.15e). Pour chaque valeur d'HR imposée, nous considérons que la variation de masse mesurée fait uniquement référence à l'éprouvette en béton. En effet, que ce soient les plateaux et les colliers en aluminium, la rotule en acier, le capteur de pression, le comparateur, les écrous, les vis pointeaux ou les tirants, la masse du bâti de fluage n'évolue pas avec le changement d'humidité relative. Ainsi, nous pouvons déterminer l'isotherme de désorption des bétons à 20°C en utilisant l'équation 2.4.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Figure 2.15 : Composants du bâti de fluage de dessiccation

- (a) Rotule mise entre le plateau et l'éprouvette pour répartir la charge et compenser les défauts de parallélisme des bâtis de fluage et de l'échantillon ;
- (b) Centrage pour bien centrer le manomètre ;
- (c) Comparateur ; (d) Capteur de force ;
- (e) Pesée d'un bâti.

$$\frac{M_{total}^i - M_{total}^0}{M_0} * 100\% = \frac{M_i - M_0}{M_0} * 100\% \quad (\text{Equation 2.4})$$

M_{total}^i : Masse actuelle de l'éprouvette béton + Masse du bâti ;

M_{total}^0 : Masse initial de l'éprouvette en béton + Masse du bâti ;

M_i : Masse actuelle de l'éprouvette en béton ;

M_0 : Masse initiale de l'éprouvette en béton ;

La « masse du bâti » : est la somme des masses des plateaux en aluminium, de la rotule en acier, du collier en aluminium, du capteur de pression ,du comparateur, des écrous, des rondelles Belleville (Figure 2.19), des vis pointeaux et des tirants en acier .

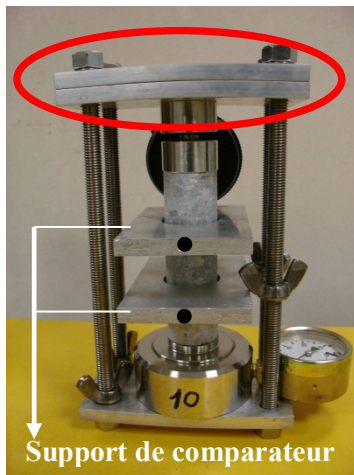
2.3.5.2 Vérifications préliminaires du dispositif d'essai

Nous avons réalisé des essais préliminaires de fluage uniaxial et avons obtenu des résultats de variation de masse et de déformation axiale. Nous avons observé des incohérences dans les résultats. Les essais ont donc été arrêtés pour résoudre les problèmes rencontrés et obtenir plus de fiabilité sur les résultats. Nous avons ainsi réalisé des essais successifs pour vérifier les hypothèses possibles des causes de ces inexactitudes et aboutir à des mesures fiables.

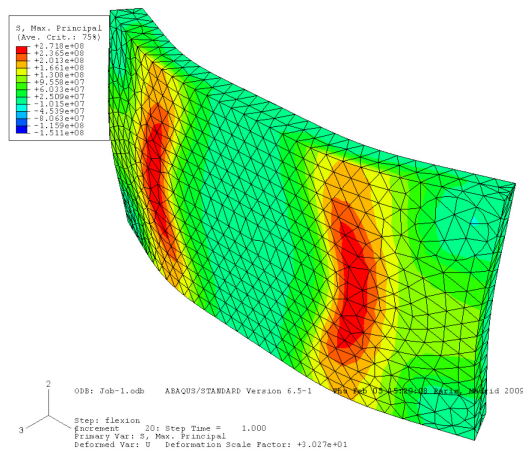
2.3.5.2.1 Changement d'épaisseur des plateaux

Selon la figure 2.16a, il apparaît que le plateau supérieur du bâti est en flexion. Les plateaux initialement utilisés n'étaient donc pas assez épais pour soutenir les contraintes de 50% Rc et 70% Rc, comme le montre la vérification sur le logiciel ABAQUS Figure 2.16b. Pour éviter la flexion des plateaux en aluminium, l'épaisseur a été recalculée. Nous obtenons finalement une épaisseur de 30 mm pour les plateaux

de tous les bâtis.



(a)



(b)

Figure 2.16 (a): Photo montrant la flexion du plateau
(b) : Simulation de la flexion du plateau

2.3.5.2.2 Vérification des colliers et des comparateurs

La figure 2.17 illustre les déformations mesurées avec l'ancien dispositif. Les courbes nous montrent que les déformations de deux essais représentatifs d'un même matériau sous un même chargement axial sont inversées. Nous avons donc émis l'hypothèse que les supports (collier) du comparateur (Figure 2.16a) n'étaient pas parallèles. Pour vérifier cette hypothèse nous essayons 4 conditions de chargement (30%, 50%, 70% R_c pour le béton CEMV, 50% R_c pour le béton CEMI) en plaçant un second comparateur opposé au premier sur les colliers. La figure 2.18 montre les valeurs des déformations obtenues sur le CEMV soumis à 70% de R_c pendant 1 mois. Nous constatons que les ordres de grandeur de déformation mesurée dépendent des comparateurs. Cependant, s'étant assuré de la stabilité des colliers avec les deux comparateurs diamétralement opposés, il fut décidé de prendre la valeur moyenne des déformations mesurées comme déformation représentative du fluage.

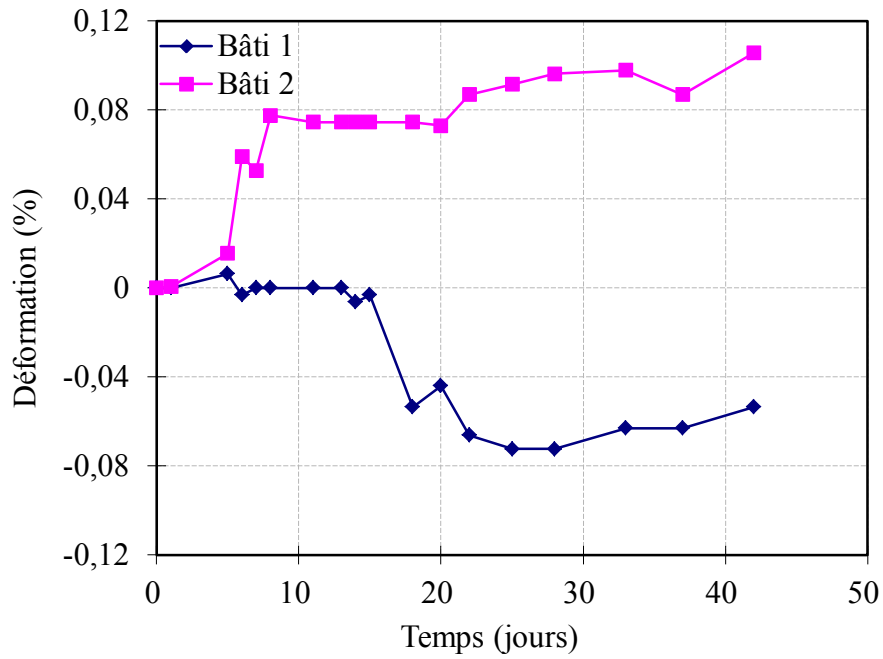


Figure 2.17 : Déformations de deux échantillons du béton CEM I sous 30% de Rc de chargement axial (conception initiale équipé d'un seul comparateur)

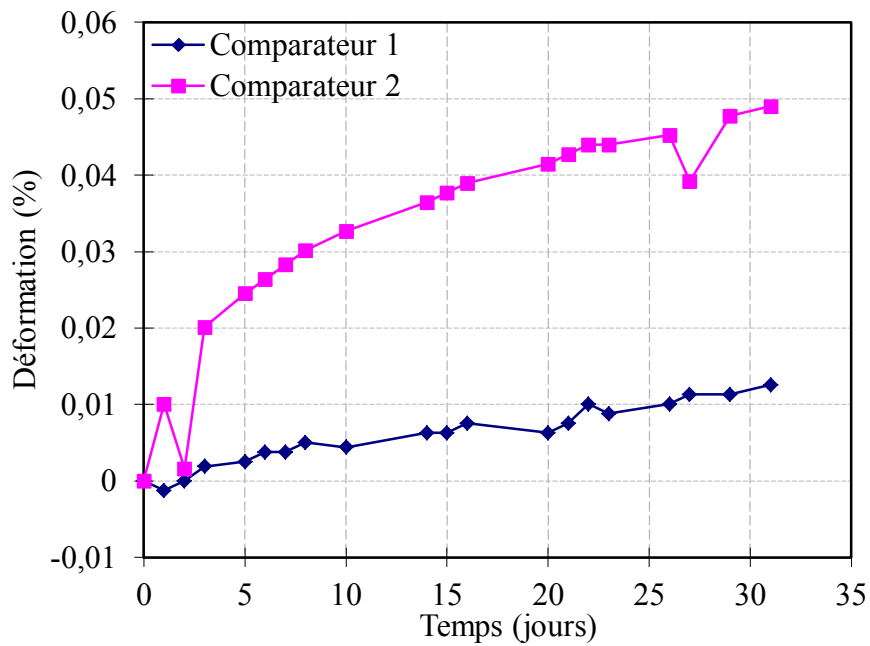


Figure 2.18 : Déformations mesurées du béton CEM V sous charge (70% de Rc) par deux comparateurs diamétralement opposés sur un même bâti (nouveau dispositif).

2.3.5.2.3 Remplacement des rondelles élastiques fendues par des rondelles Belleville pour donner plus de souplesse aux bâtis

L'équation 2.5 nous explique que la déformation totale mesurée est égale à la somme de la compliance de l'éprouvette, du montage et des rondelles de la force appliquée. Dans cette équation, si la compliance est très faible, une petite déformation de l'éprouvette écrasement (Δl) va entraîner une variation très importante de la force sur l'éprouvette.

$$\Delta l_{total} = (C_e + C_m + C_r) * F \quad \text{(Equation 2.5)}$$

C_e : compliance de l'éprouvette ;

C_m : compliance de montage ;

C_r : compliance de la rondelle ;

F : force appliquée.

La démarche du fluage est de garder la force constante et de mesurer l'évolution de la déformation. La compliance de l'éprouvette est très faible, si le montage et les rondelles sont très rigides la compliance totale est très faible, provoquant de grandes variations de la force appliquée.

Pour parer à ce problème, nous avons remplacé les rondelles élastiques trop rigides par des rondelles Belleville plus souples qui permettent de réduire la diminution de la force appliquée au cours du fluage des échantillons. Par ailleurs, avec ces nouvelles rondelles, nous évitons de recharger trop fréquemment les bâtis.

L'évolution de la contrainte mesurée sur un bâti muni de rondelles Belleville a montré une variation maximale de 1 à 2 kN pour un chargement de 52 kN sur une période de 60 jours. Comparativement au bâti avec les rondelles élastiques, la force appliquée a chuté de 2kN minimum par semaine pour un chargement de 52kN. L'utilisation des rondelles Belleville semble ainsi pertinente. La figure 2.19 présente une rondelle Belleville et une rondelle élastique utilisée précédemment.

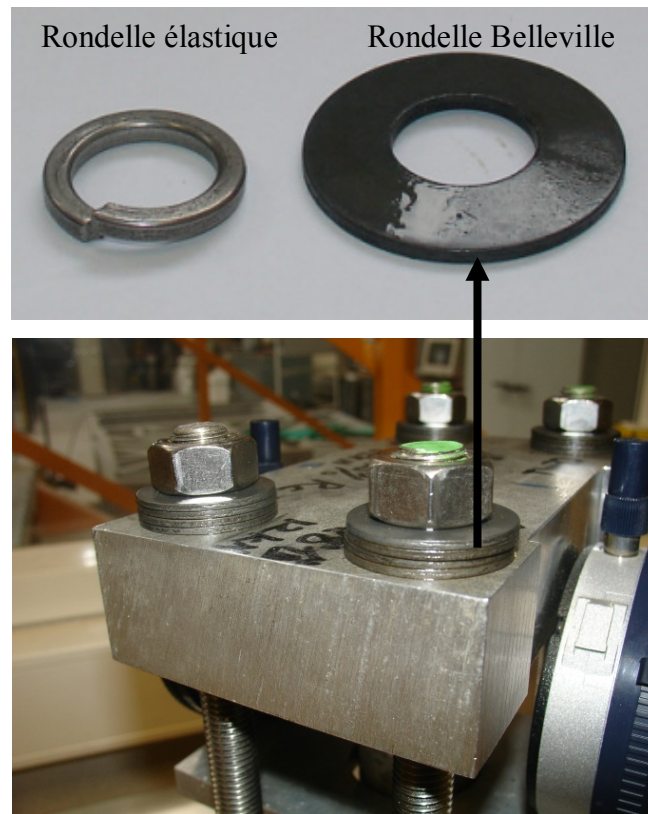
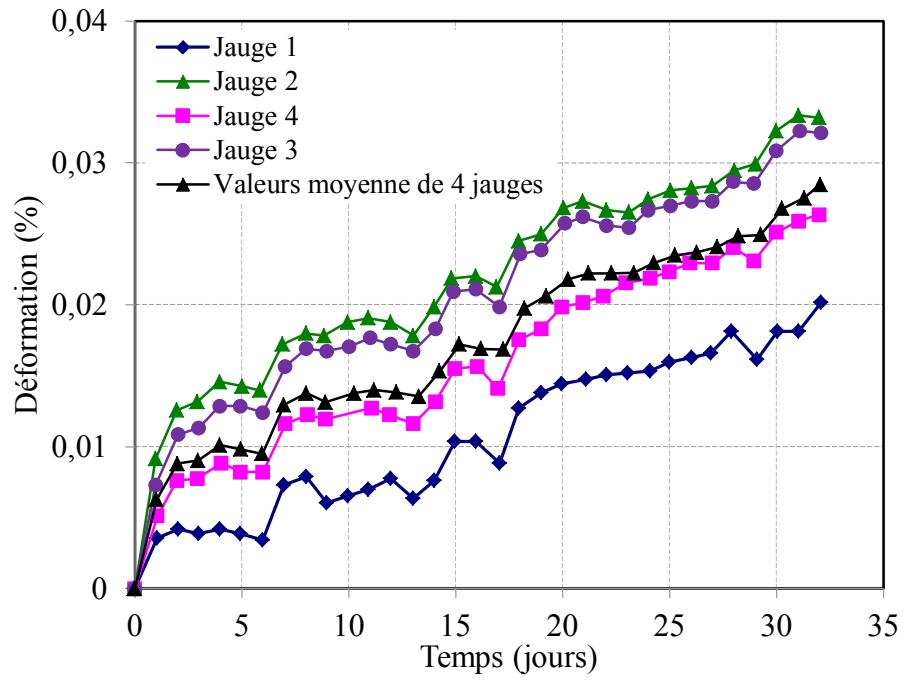


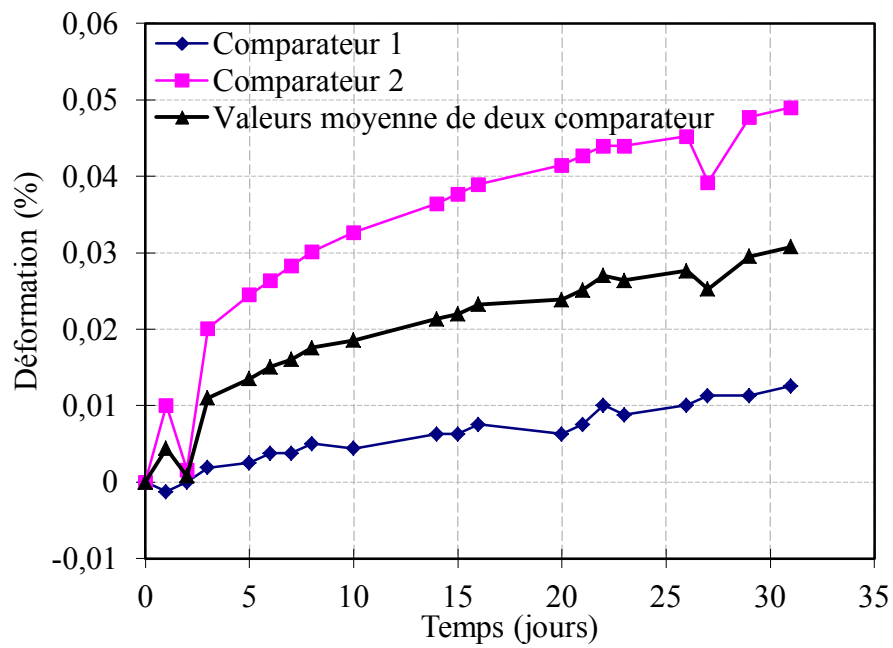
Figure 2.19 : Photo d'une rondelle Belleville et d'une rondelle élastique

2.3.5.2.4 Vérification du bâti amélioré

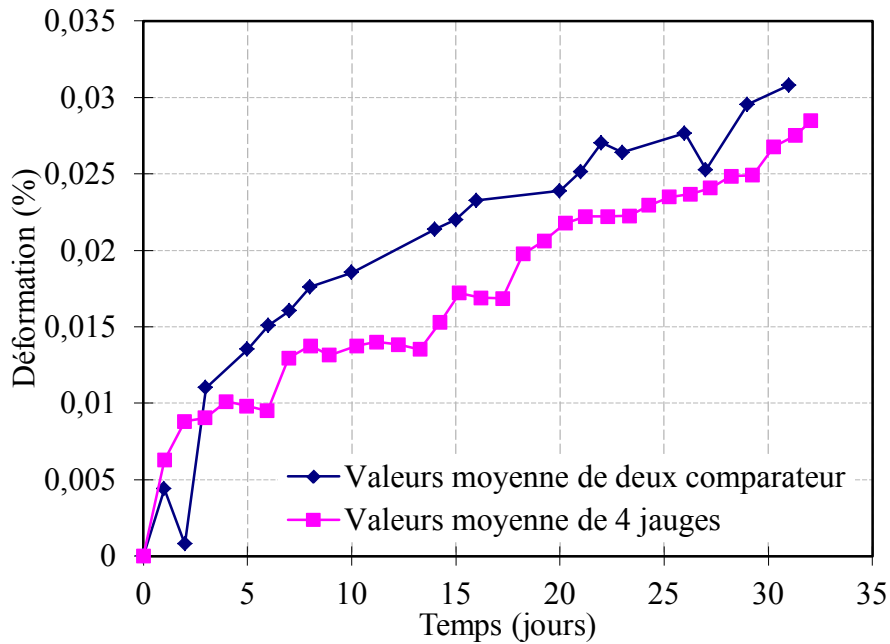
Pour vérifier que le système est plus fiable et que la charge est transmise convenablement à l'éprouvette, on compare les résultats de déformations obtenues à partir des deux comparateurs diamétralement opposés et celles obtenues à partir de 4 jauges axiales collées symétriquement autour de l'échantillon (à 90°). On enregistre les valeurs des 4 jauges avec la chaîne d'acquisition (Figure 2.20a) et on note les valeurs des deux comparateurs pour le même essai (Figure 2.20b).



(a)



(b)



(c)

Figure 2.20 : (a) Déformations mesurées du béton CEM V par 4 jauges longitudinales sous chargement axial (70% de R_c)

(b) Déformations mesurées du béton CEM V par les deux comparateurs diamétralement opposés sous chargement axial (70% de R_c)

(c) Comparaison des résultats obtenus par jauges et par comparateurs

Les changements effectués sur les bâtis de fluage permettent d'obtenir des mesures fiables et cohérentes en valeurs moyennes. La figure 2.20c montre que les déformations obtenues par les deux méthodes sont bien cohérentes.

2.3.5.2.5 Mise en place des bâtis finalisés

La figure 2.21 montre la conception finale des bâtis de fluage. L'application des chargements élevés (70% de R_c) de façon manuelle a conduit à la rupture des éprouvettes, la mise en charge se faisait à partir d'un vérin Enerpac® à chargement manuel, celui-ci étant trop rapide. Il fut donc décidé d'appliquer tous les chargements initiaux (c'est-à-dire avant la mise en séchage des bâtis) avec une presse hydraulique asservie pour contrôler la vitesse de chargement. Ce temps de préparation supplémentaire est nécessaire pour éviter la rupture des échantillons avant essai.

Les charges sont appliquées avec une presse hydraulique de la marque Instron®. Le

bâti complet (l'éprouvette instrumentée) est placé entre les plateaux de la machine. L'éprouvette est sollicitée en déplacement contrôlé à vitesse constante de $2\mu\text{m/s}$ jusqu'aux valeurs désirées. La vitesse de déformation est choisie de manière à limiter les effets dynamiques.



Figure 2.21 : Conception finale du bâti

La saturation initiale des éprouvettes est égale à $S_w=100\%$ à 20°C . Après être sorties du bain thermostaté, toutes les éprouvettes sont emballées avec un tissu mouillé pour limiter toute dessiccation préalable à l'essai. Le temps de préparation est pendant une heure et demie ou deux heures (dans une salle où $T = 21 \pm 2^\circ\text{C}$ et $\text{HR} = 60 \pm 5\%$). On procède de la même manière pour préparer les 12 bâtis.

En outre, on prépare également, pour chaque béton, 4 éprouvettes non instrumentées, qui serviront de référence pour la désaturation dans les mêmes conditions mais sans charge axiale ($0\% R_c$, donc éprouvettes libres d'efforts mécaniques externes), pour que les résultats soient comparables avec les éprouvettes instrumentées placées dans les bâtis de fluage. De plus, nous utilisons 2 éprouvettes avec des rondelles métalliques collées aux extrémités, afin d'observer les changements de masse entre les échantillons dont les bases ont été étanchéifiées (pour se rapprocher du séchage

limité par les bases des éprouvettes qui sont en contact avec le bâti de fluage aux extrémités non étanches).

Une fois ces préparatifs effectués, les 12 bâtis et les 8 éprouvettes de référence sont placés dans l'enceinte climatique à 20°C. La désaturation est réalisée par paliers successifs d'humidité relative jusqu'à la stabilisation de masse (les paliers suivants sont utilisés : 99%→95%→70%→50%→30%→10%). Les variations de masse et les déformations sont relevées régulièrement pendant le processus de désaturation.

Conclusions

Nous avons présenté dans ce chapitre les conditions expérimentales liées à notre étude, à savoir les matériaux utilisés ainsi que les différents dispositifs permettant la détermination de la porosité et des propriétés mécaniques à court terme et long terme.

La campagne expérimentale qui a été présentée dans ce chapitre a pour objectif d'évaluer l'influence de la saturation et de la température sur les bétons de référence de l'Andra. Trois différentes températures de conditionnement ont été adoptées (20°C, 50°C et 80°C), ainsi que quatre niveaux de saturation en eau (0%, 50%, 70% et 100%) afin de caractériser le couplage thermo-hydro-mécanique sur bétons. La première définit l'état initial du matériau (état sain) comme étant celui après étuvage à 60°C. Les autres essais ont pour but de mettre en évidence le couplage thermique avec la saturation en eau. Les essais dans ce cadre ont été menés suivant une procédure analogue.

Ensuite, le dispositif de mesure de fluage propre multiaxial sous les trois températures étudiées a été présenté. Le dispositif de mesure de fluage uniaxial de dessiccation conçu au cours de ces travaux de recherche a été amélioré successivement et validé.

La présentation des résultats fait l'objet du chapitre suivant. La détermination des propriétés mécaniques à court terme et long terme du béton sera abordée dans le 4^{ème} chapitre.

Chapitre 3:

Evolution de la microstructure des bétons sous couplage Thermo-Hydrique

Introduction

Ce chapitre détaille les changements hydriques des matériaux testés par une caractérisation du volume poreux et de la distribution de porosité. Une analyse expérimentale sur l'évolution de la microstructure est mise en œuvre par la détermination des isothermes de désorption de vapeur d'eau à différentes températures.

Tout d'abord, l'analyse du séchage jusqu'à poids constant dans une étuve à 60°C, ainsi que l'influence des paramètres de composition sur sa cinétique est présentée. Ensuite la maturation sous différentes températures est détaillée en fonction des compositions des bétons. A la suite, les processus de désaturation sous différentes températures en dessiccation contrôlée au moyen d'enceintes climatiques sont examinés. Les résultats de désaturation sous chargement uniaxial sont présentés à la fin du chapitre.

Les parties concernant le séchage à 60°C et la désorption sous humidité relative contrôlée sont effectuées en parallèle d'une partie des travaux de la thèse de F. Brue [Brue 09]. Nous comparerons les différents résultats pour analyser l'influence des différentes gâchées des bétons de référence.

3.1 Analyse du séchage à 60°C

Nous proposons ici d'analyser la phase de séchage en étuve à 60°C. Cette analyse permet de montrer l'influence des paramètres de composition sur la perte de masse et la porosité accessible de l'eau, lors d'un séchage sans palier hydrique intermédiaire.

3.1.1 Cinétique du séchage à 60°C

Pour rappel le séchage en étuve à 60°C est effectué sans contrôle de l'humidité relative (cette dernière est inférieure à 10%, sans faire l'objet d'une régulation). La figure 3.1 présente la perte de masse en fonction du temps de chaque béton soumis au séchage en étuve à 60°C jusqu'à masse constant. Les courbes représentent la valeur moyenne d'un minimum de 15 échantillons cylindriques de 36,5mm de diamètre et de 70mm de hauteur, préalablement maturés sous eau à 20°C pendant 6 mois.

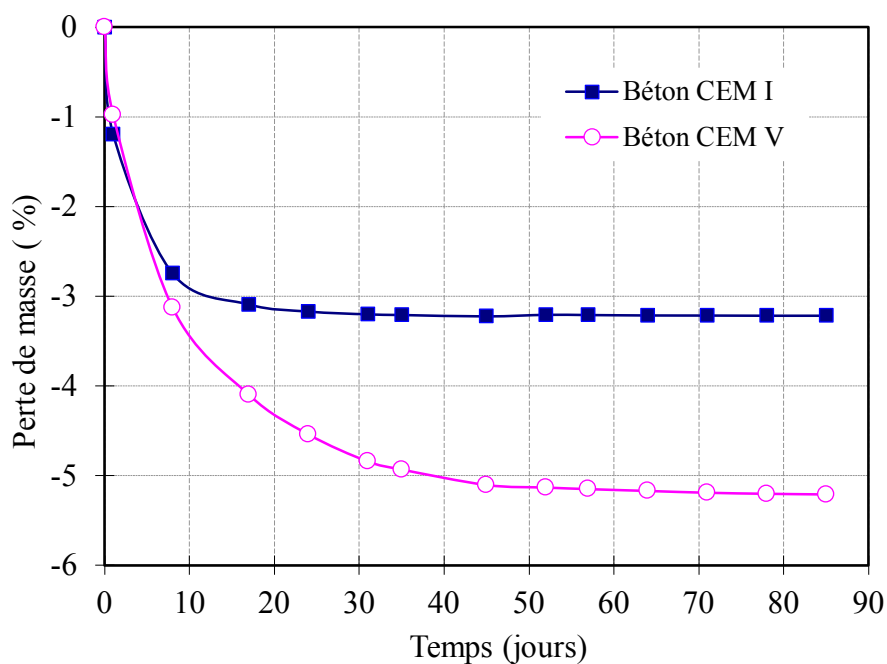


Figure 3.1 : Perte de masse en fonction du temps pour béton CEM I et CEM V

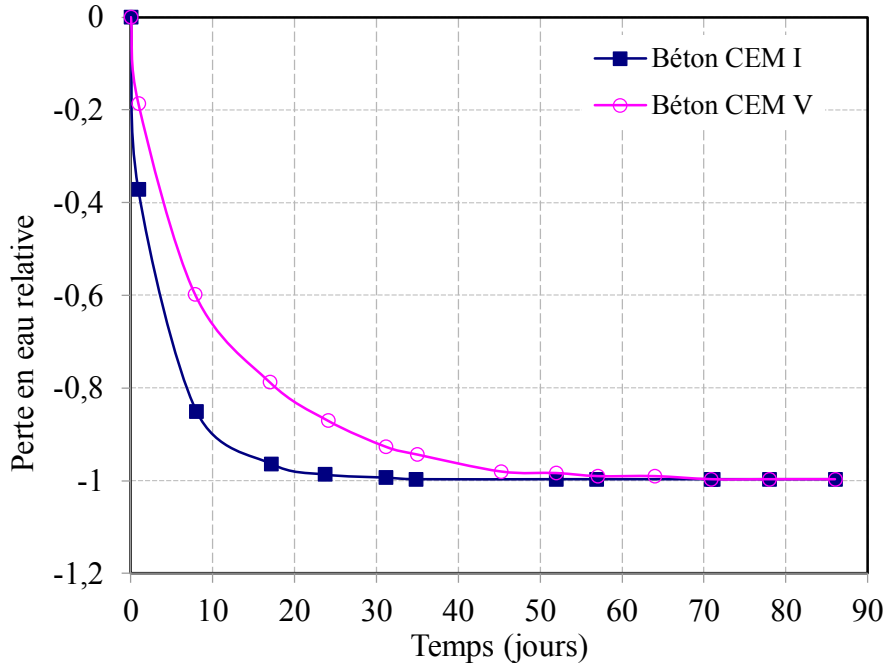


Figure 3.2 : Perte d'eau relative en fonction du temps pour béton CEM I et CEM V

Les évolutions de perte de masse en fonction du temps à 60°C montrent que le béton CEM V a perdu plus d'eau par rapport au matériau à base de ciment CEM I (le CEM V est en équilibre à partir du 70ème jour, tandis que la masse des bétons CEM I est stable à partir du 30ème jour). Ce résultat est attribué à la différence de microstructure : au début du séchage, la perméation en phase liquide est le mécanisme de transport principal. Dans la structure du CEM I en raison d'une porosité plus grossière, la cinétique de séchage est rapide. Quand la phase liquide devient discontinue, le mécanisme dominant est le transport en phase gazeuse (par perméation et diffusion). Le séchage de la porosité des hydrates, plus importante dans les matériaux à base de CEM V/A, conduit à une perte de masse plus élevée par rapport au CEM I. La perte en eau relative à la perte en eau maximale du béton considéré (Figure 3.2) nous montre que la cinétique du séchage du CEM I est plus importante que celle du CEM V.

3.1.2 Porosité et distribution de porosité

La porosité à l'eau a été déterminée après un séchage jusqu'à masse constante à 60°C sur une moyenne de 15 échantillons. Le tableau 3.1 regroupe la porosité obtenue dans la campagne expérimentale présentée ici et celle mesurée par F. Brue durant sa thèse sur des matériaux similaires [Brue 09]. Les résultats sont en bonne concordance. La

porosité du béton CEM V est supérieure à celle du béton CEM I principalement à cause du ciment utilisé et du rapport E/C.

	Campagne expérimentale	Résultats de Brue [Brue 09]
Béton CEM I	8,2%±0,4%	8,1%±0,9%
Béton CEM V	12,4%±1,9%	11,9%±0,7%

Tableau 3.1 : Porosité des bétons CEM I et CEM V mesurée durant cette campagne expérimentale et celle de F. Brue [Brue 09]

La figure 3.3 illustre la dispersion de porosité déterminée par « l'erreur maximale ». D'après les résultats de [Brue 09], plus la dimension de l'échantillon est grande, plus la dispersion de porosité est faible. Ceci permet de conclure que la porosité du béton dans un ouvrage réel aura une dispersion moindre.

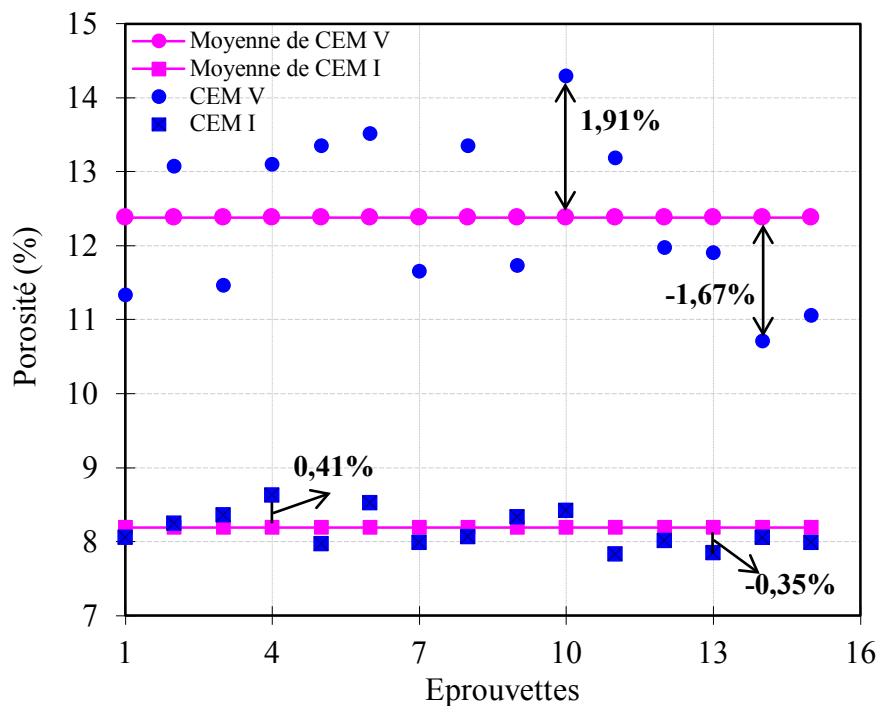


Figure 3.3 : Dispersion des valeurs de porosité à 60°C

Dans la thèse de F. Brue, une mesure de porosimétrie par intrusion de mercure a été effectuée sur les 2 bétons. Nous rappelons ici ces résultats (Figure 3.4) de distribution de porosité et de la répartition du diamètre d'entrée de pore pour comprendre la microstructure et les différences de comportement hydrique observées entre les

matériaux. Notons que cette analyse est comparative et non absolue.

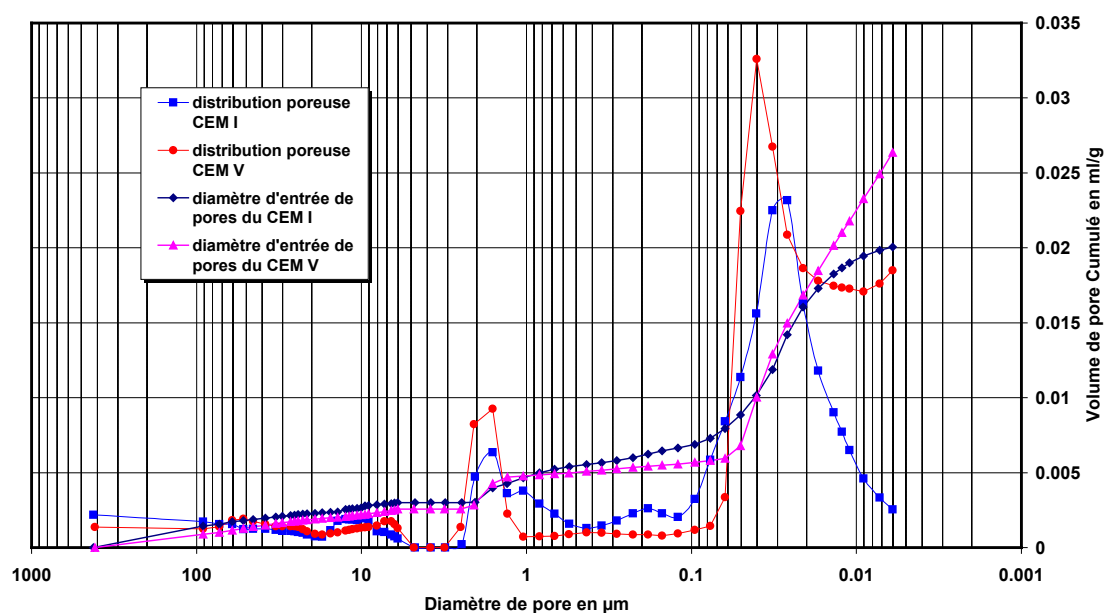


Figure 3.4 : Résultat de distribution de porosité et de la répartition du diamètre d'entrée de pore pour béton CEM I et CEM V [Brue 09]

Pour les pores dont le diamètre est compris entre 5 et 400µm (macropore), la courbe de rayon d'entrée de pore du béton CEM I est quasiment identique à celle du béton CEM V, c'est-à-dire que leur porosité est équivalente dans cette gamme. Pour les diamètres inférieurs à 5µm, les courbes se séparent en deux parties, limitées par le diamètre de 0,05 µm. Pour un diamètre compris entre 5 et 0,05 µm, le CEM V ne présente pas ou peu de pores, car la courbe de diamètre d'entrée de pores n'évolue pas. En revanche sur cette même gamme, le volume de pores cumulés du CEM I est deux fois plus grand que celui du CEM V, ceci confirme la grande proportion de pores de cette taille dans sa microstructure. Pour un diamètre inférieur à 0,05 µm, la courbe de diamètre d'entrée du CEM V augmente rapidement et celle du CEM I tend vers un palier. Cela laisse penser que le CEM I ne présente pas ou peu de pores de diamètre inférieur à 0,05µm, tandis que le CEM V est constitué de nombreux pores de taille inférieure à cette valeur. Malheureusement, les limites techniques de l'appareil ne permettent pas d'obtenir la distribution de porosité pour des diamètres inférieurs à 6nm. Malgré cela, les distributions de porosité du CEM I et du CEM V montrent l'influence de la nature du ciment utilisé. Les additions présentes dans le ciment CEM V/A induisent la réaction pouzzolanique qui génère une porosité des hydrates plus

fine.

Les résultats de porosimétrie au mercure sont confirmés par la porosité accessible à l'eau. Les bétons à base de CEM V/A présentent des porosités totales supérieures au CEM I, en revanche la porosité est sensiblement plus fine pour le CEM V (confirmé par la porosimétrie mercure et par l'analyse de la cinétique de séchage plus lente pour le CEMV, malgré une perte de poids finale plus importante). Ainsi, ces différences de microstructure vont influencer les comportements hydrauliques, mais également mécaniques.

3.1.3 Influence de la composition

Quelle que soit la méthode considérée précédemment, le béton à base de CEM I montre une porosité plus faible que celui à base de CEM V. Les différences sont attribuées à la quantité d'eau apportée pendant la fabrication, qui conditionne la taille des pores capillaires, ainsi qu'à la réaction pouzzolanique qui a eu lieu dans le béton à base de CEM V/A. Selon ces résultats, nous pouvons en conclure que le CEM I présente un volume poreux inférieur au matériau avec le ciment CEM V/A.

3.2 Etude des éprouvettes saturées en température

3.2.1 Influence de la température

La figure 3.5 présente les évolutions de gain de masse relative des bétons lors de la maturation sous eau saturée en chaux à différentes températures. Les courbes montrent que le gain de masse obtenue à 50°C et 80°C est plus important qu'à 20°C. On suppose que l'une augmentation de la température conduit à une « accélération » des réactions d'hydratation après 12 mois de maturation. Nous pouvons faire un parallèle avec de récents résultats montrant que la cure sous eau en température améliore l'hydratation des matériaux au jeune âge [Escalante-Garcia 03 ; Heikal 05]. La température d'hydratation influe également sur la porosité et la distribution de la taille des pores des matériaux [Taylor 90 ; Neville 00]. Un accroissement de température de 5 à 50 °C conduit à un accroissement de la porosité et peut avoir des effets négatifs sur la durabilité [Kjellsen 90].

La maturation sous eau est influencée par la porosité, la perméabilité et le coefficient

de diffusion. A faible température, c'est la porosité et la perméabilité qui dominent la phénomène. Pour la température plus élevée, la porosité et la diffusion dirigent le phénomène.

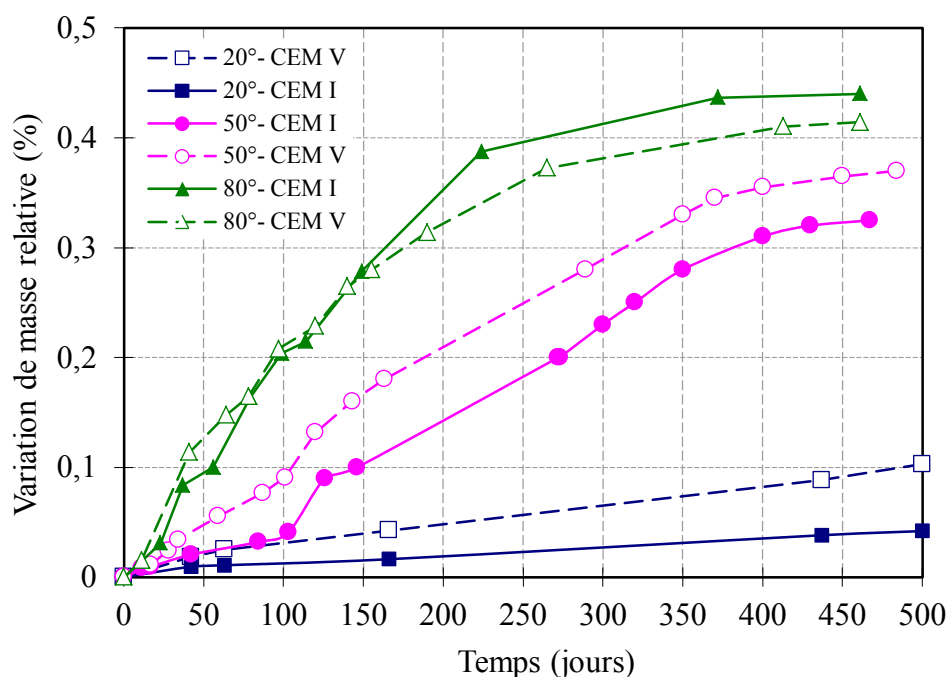


Figure 3.5 : Variation de masse des bétons CEM I et CEM V conservés sous eau à trois températures (20°C, 50°C et 80°C)

3.2.2 Influence de la composition

Nous savons que plus la porosité et la perméabilité du matériau sont élevées, plus la prise de masse est importante [Brue 09]. La figure 3.5 montre qu'à 20°C et 50°C le gain relatif en masse du béton CEM V est plus important que pour le béton CEM I. C'est parce que la porosité du CEM V (autour de 12%) est plus grande que le CEM I (autour de 8%). La perméabilité à l'eau à 20°C du CEM V ($1,4 \times 10^{-19} \text{ m}^2$) est également légèrement plus importante que celle du CEM I ($9,5 \times 10^{-20} \text{ m}^2$) [Andra 01a ; 01b].

Nous observons aussi qu'à 80°C le gain relatif en masse du béton CEM V est moins important que celui du CEM I. Le CEM I est composé de clinker alors que le CEM V est composé de 60% de clinker et 40% d'additifs (laitier de hauts fourneaux et de cendres volantes). Les additions du CEM V favorisent la réaction pouzzolanique et influencent les transferts. En effet, les composés pouzzolaniques peuvent réagir avec la chaux, ce qui donne notamment une répartition de porosité différente, une

microstructure plus dense et des propriétés de transport plus faibles que celles d'un CEM I [Andra 05]. Quand la température augmente, la porosité et la diffusion agissent sur la maturation, et le résultat nous montre qu'à 80°C le gain en poids (et donc en eau) du béton CEMI est plus important.

3.3 Evolution du séchage sous différentes températures pour une saturation en eau visée

3.3.1 Influence de la température sur les isothermes de désorption

Les figures 3.6 et 3.7 présentent les isothermes de désorption en eau des échantillons de CEM I et CEM V. Pour le béton CEM I, les isothermes obtenues à 20°C et 50°C montrent des tendances similaires et sont parallèles jusqu'à 70% de HR. A 80°C, l'isotherme présente une tendance différente : à haut niveau d'humidité relative, la désorption conduit à des niveaux de saturation plus faibles. Ces différences entre 20 et 50°C, en comparaison avec 80°C, indiquent l'amplification des mécanismes de séchage avec la température qui amène à une déshydratation partielle des CSH, à cause d'un possible départ de l'eau liée.

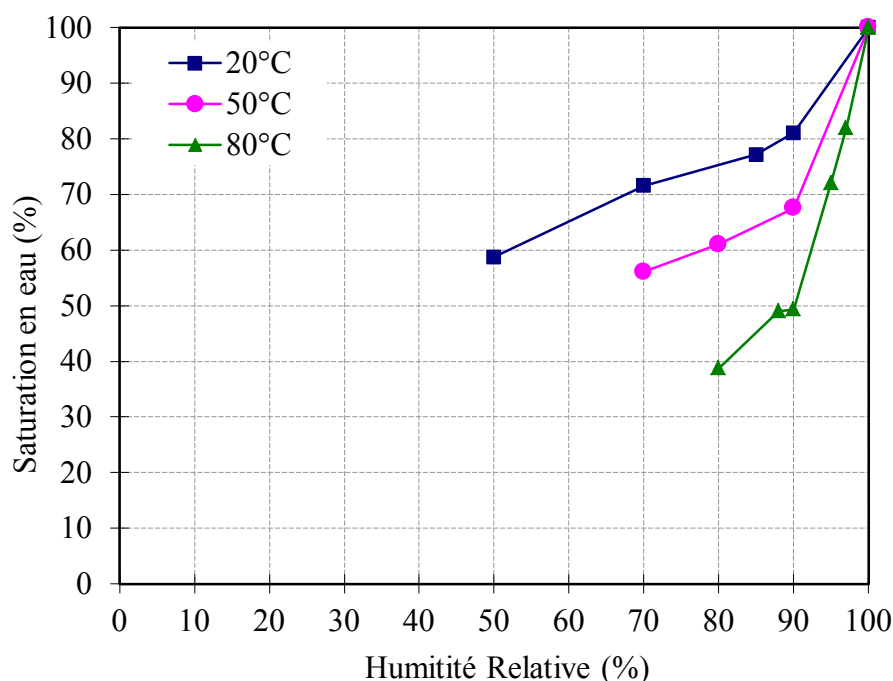


Figure 3.6 : Isothermes de désorption du CEM I en fonction de la température

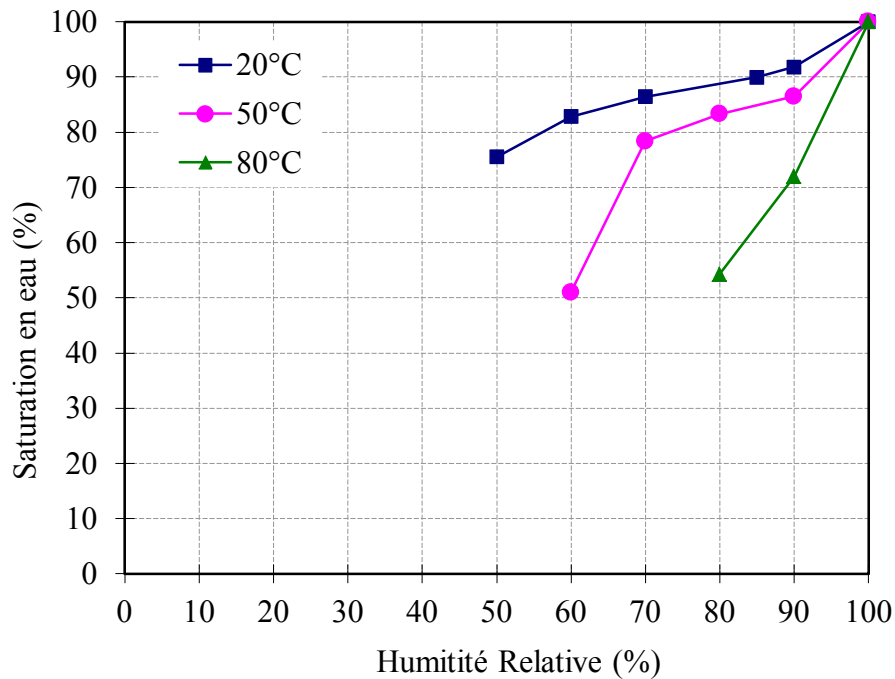


Figure 3.7 : Isothermes de désorption du CEM V en fonction de la température

Pour le CEM V, la variation de la saturation en eau en fonction de l'humidité relative est similaire aux tendances observées sur le CEM I à 20°C et 80°C dans la gamme de 98% à 70% de HR. Cependant, lorsque l'humidité relative est inférieure à 70%, la pente de l'isotherme à 50°C est sensiblement supérieure à celle obtenue à 20°C, alors qu'elle est proche de celle à 20°C aux hautes humidités relatives, cela signifie qu'une « activation thermique » importante est observée pour les $HR \leq 70\%$. On remarque que la pente à 50°C et $HR \leq 70\%$ est quasi identique à celle à 80°C. Pour les autres valeurs de HR, la pente de l'isotherme est supérieure à $T = 80^\circ\text{C}$ par rapport à 20 ou 50°C quelle que soit $HR \leq 70\%$ à $T = 80^\circ\text{C}$: la désorption activée thermiquement est observée quelle que soit HR.

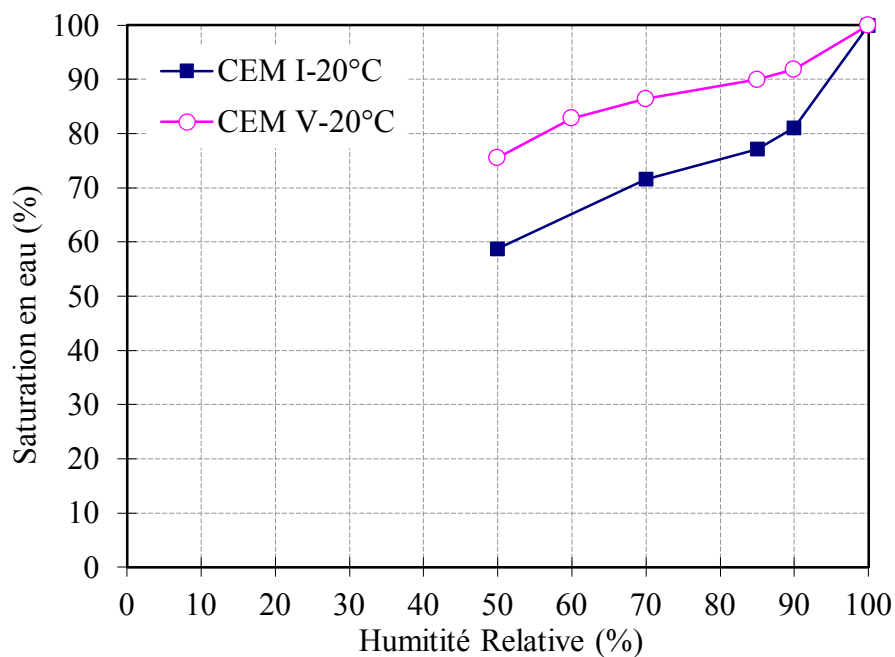
3.3.2 Influence de la composition sur les isothermes de désorption

La cinétique de désaturation est influencée par les propriétés de transfert et est conditionnée par les paramètres de composition des matériaux. La figure 3.8 nous permet de comparer les désorptions du CEM I et CEM V à température fixée. Nous constatons que les saturations du béton CEM I sont toujours inférieures à celles du CEM V.

A 20°C, le mécanisme de transport prépondérant est la perméation en phase liquide et

est conditionné par la taille des pores capillaires si l'humidité relative est forte (HR entre 100% et 70%). Le CEM I perd beaucoup d'eau suivi par le CEM V. Quand l'HR est à 60%, la diffusion en phase gazeuse domine. A cause de sa porosité capillaire plus développée que celle du CEM V, le CEM I présente une plus faible saturation en eau. A 50°C, l'évolution de la perte de masse est accentuée par la température, mais les tendances restent globalement similaires à celles observées à 20°C. Aux hautes humidités relatives, la perméation est le mécanisme dominant tout comme à 20°C. Au fur et à mesure de la décroissance de HR, les transports en phase gazeuse ayant lieu dans la porosité des hydrates sont prépondérants quand l'HR est inférieure à 70%

A 80°C, nous constatons que la courbe devient plus abrupte par rapport aux températures inférieures. Les phénomènes mis en jeu précédemment semblent toujours actifs, avec des amplitudes plus importantes liées à la thermo-activation à 80°C.



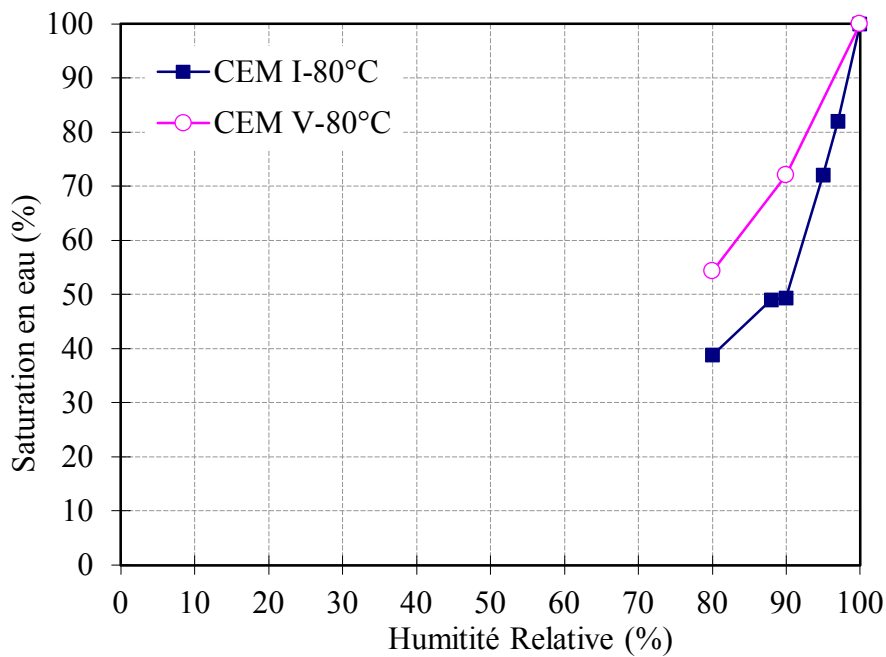
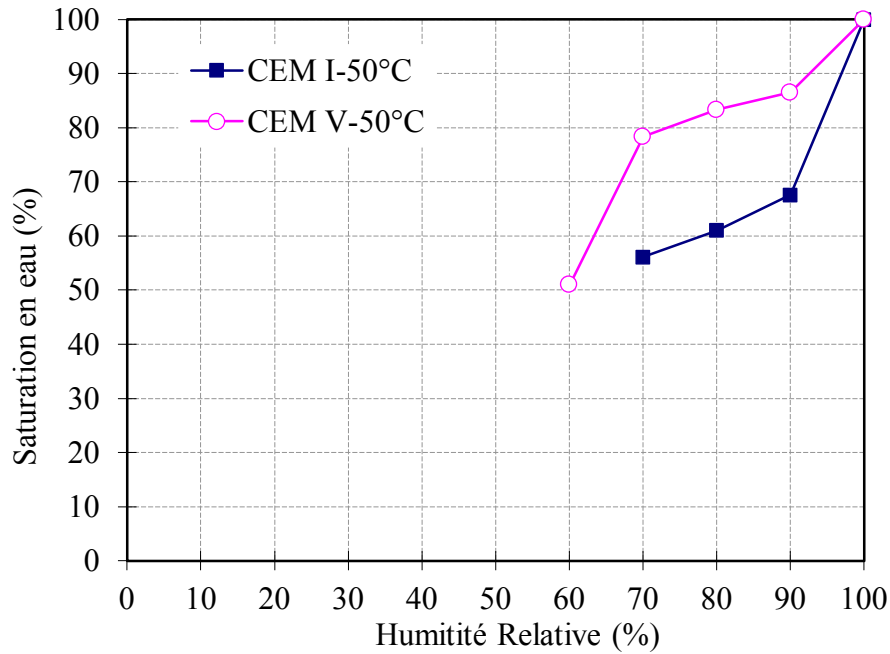


Figure 3.8 : Comparaison des isothermes de désorption du CEM V et CEM I en fonction de l'humidité relative à température 20°C , 50°C et 80°C

3.3.3 Comparaison avec l'étude de F. Brue [Brue 09]

Les figures 3.9 comparent les résultats obtenus par F. Brue [Brue 09] à ceux de la campagne menée dans cette thèse pour les deux bétons CEM I et CEM V. Les courbes de désorption du CEM V sont quasiment superposées, et ce, quelle que soit la température, ce qui prouve que les mécanismes de dessiccation mis en jeu « se

reproduisent » dans les mêmes conditions. Notons pour mémoire que ces matériaux sont issus de 2 gâchées différentes.

Pour le CEM I, les résultats sont assez similaires quelles que soient l'humidité relative et la température. Cependant, à chaque niveau d'humidité relative, les saturations de F. Brue présentent une valeur inférieure à nos résultats. Le fait que les gâchées de ces bétons ne soient pas identiques joue probablement un rôle important dans les écarts observés. Malgré cela, nous pouvons observer des tendances parallèles, qui mettent en évidence les mêmes mécanismes.

Le séchage aux hautes humidités relatives est dominé par l'écoulement d'eau liquide dans les pores capillaires. D'après la loi de Kelvin-Laplace, les humidités relatives de 50%, 60% et 80% correspondent aux rayons des pores vidés de 1,49nm, 2,02nm et 4,63nm. Puisque la distribution de porosité du CEM V est plus fine que celle du CEM I, la proportion de pores capillaires participant au mécanisme de perméation est plus faible à CEM V. Ainsi la variabilité entre les gâchées se représente sur un réseau poreux très fin, ce qui conduit à des microstructures homogènes de CEM V « fabriquées » à différentes températures. D'autre part, l'effet de gâchée aboutit à une variabilité plus importante sur le béton CEM I. L'écoulement d'eau liquide dans les pores capillaires du béton CEM I semble être fortement influencé par l'effet de gâchée. Les désaturations de F. Brue sont toujours plus importantes que notre campagne sur béton CEM I. En termes de microstructure, la gâchée de notre campagne montre un réseau poreux plus gros que celle du CEM I de F. Brue. On peut imaginer que le réseau poreux du béton CEM I influence directement la perméabilité à l'eau, plus le réseau poreux est grossier, plus la perméabilité à l'eau est grande.

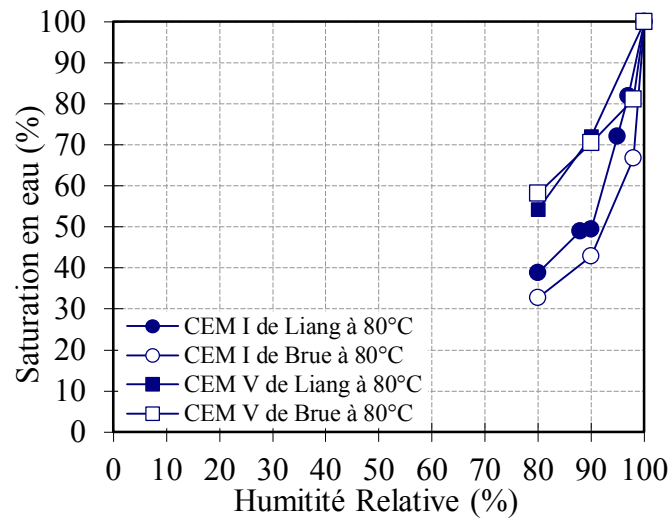
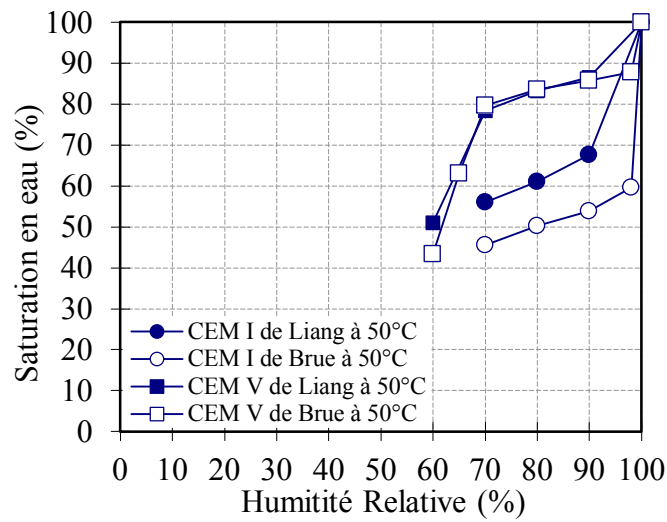
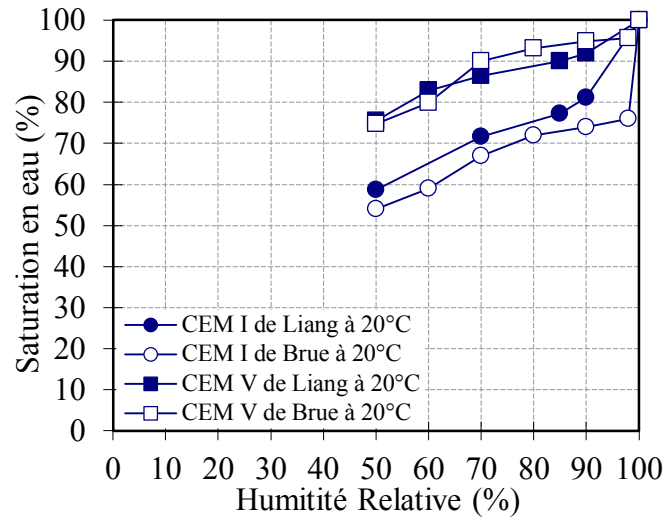


Figure 3.9 : Comparaison des isothermes de désorption des bétons CEM I et CEM V de notre étude (résultats de Liang) avec celles obtenues par F. Brue [Brue 09]

Conclusion

L'analyse du couplage thermo-hydrique met en évidence les conséquences de différentes méthodes de dessiccation sur la microstructure des bétons. La dessiccation a été effectuée soit par un séchage à 60°C, soit en enceinte climatique en fonction de l'humidité relative et de trois températures (20°C, 50°C et 80°C). L'évolution de masses a montré le lien entre la porosité des matériaux et les transferts d'eau en phase liquide et gazeuse. Le béton CEM I a une porosité plus faible que le CEM V (8,2% après un séchage à 60°C et 12,4% pour le béton CEM V).

Selon l'analyse de la dessiccation aux humidités relatives en fonction de la température, la haute température accélère la cinétique des mécanismes de dessiccation (perméation de liquide et diffusion de la vapeur d'eau). A même niveau de HR, les pertes de masses sont augmentées par la température. Le béton CEM I a une quantité de porosité capillaire plus importante que celle des bétons CEM V. Les pertes de masse du béton CEM I sont plus grandes quand la perméation à l'eau liquide est le mécanisme principal ; tandis que le béton CEM V perd plus d'eau quand le front de séchage atteint la porosité des hydrates. Les mécanismes de dessiccation de matériaux cimentaires sont conditionnés par la température et l'HR. D'ailleurs, les effets de structure induits par la dessiccation en sont également dépendants.

Chapitre 4 :

Couplages thermo-hydro-mécaniques

Introduction

Après avoir exposé les méthodes expérimentales et les résultats obtenus sur la microstructure de deux bétons de l'Andra, nous présentons ici les évolutions de leurs propriétés Thermo-Hydro-Mécaniques (THM). Le couplage THM induit plusieurs mécanismes, qui peuvent modifier les propriétés des matériaux et affecter leur durabilité. Les variations de teneur en eau peuvent créer des fissures ou modifier l'ouverture des fissures existantes et influencer davantage les propriétés mécaniques des bétons (le module d'Young, la contrainte à la rupture, le coefficient Poisson...). Le chauffage du béton induit des contraintes et des déformations thermiques. La dessiccation et l'élévation de la température engendrent une augmentation de pression capillaire. De plus, la microfissuration augmente également avec la dessiccation à cause de l'amplitude des variations dimensionnelles des matériaux hétérogènes. La pression capillaire augmente la cohésion locale, par contre la microfissuration accélère la rupture. L'aspect de compétition de l'effet bénéfique de la pression capillaire et celui de l'endommagement hydrique est mis en exergue au moyen de sollicitations mécanique variées.

La première partie de ce chapitre est consacrée à l'analyse des résultats expérimentaux sur le couplage thermo-hydro-mécanique à court terme (effet de la saturation et de la température) obtenus sur les deux bétons. Pour cette étude, nous avons effectué les mesures de propriétés mécaniques (axiale et triaxiale) sous différents états de saturation en eau et pour trois températures (20°C, 50°C et 80°C). Tout d'abord, nous discuterons de l'influence de la saturation et de la température, puis nous mettrons en évidence le couplage thermo-hydrique sur l'évolution des propriétés mécaniques.

La deuxième partie de ce chapitre présente les influences de la saturation et de la température sur le couplage thermo-hydro-mécanique à long terme des bétons. Le fluage de dessiccation et le fluage propre sont étudiés. En outre, des mesures de cinétique de séchage pendant le fluage de dessiccation sont présentées et analysées.

Enfin, les principales conclusions de cette étude expérimentale, mettant en évidence l'effet de la saturation et de la température sur le couplage thermo-hydro-mécanique à court et long terme sont énoncées.

4.1 Couplage thermo-hydro-mécanique à court terme

Les essais de compression triaxiale, permettant de caractériser macroscopiquement le comportement des bétons, sont effectués sous différentes valeurs de pression de confinement.

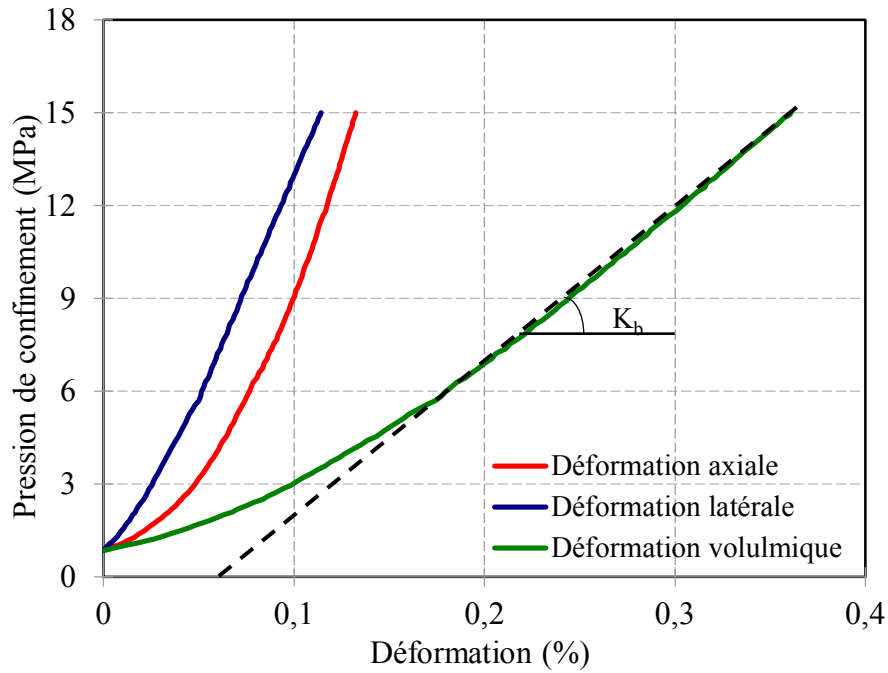
4.1.1 Loi de comportement de référence à 20°C et à l'état saturé

Afin d'investiguer le comportement mécanique de nos bétons, on définit l'état saturé dans l'eau à 20°C pendant plus de 12 mois de maturation comme état de référence initial. A partir de ce comportement de référence, nous étudierons les modifications observées lors des essais sous différentes conditions thermiques et hydriques.

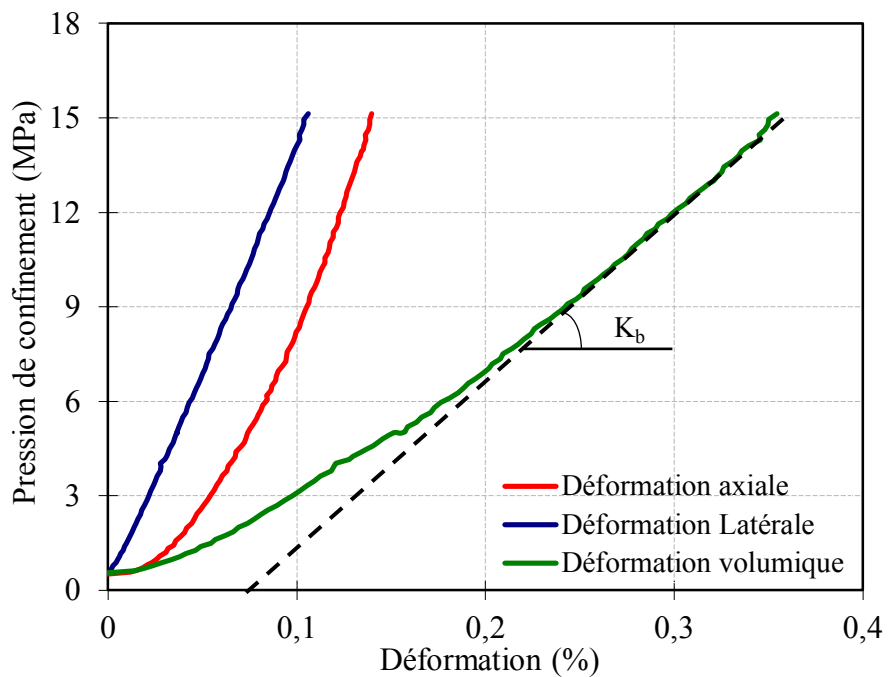
4.1.1.1 Comportement mécanique

4.1.1.1.1 Résultats des essais hydrostatiques

Les comportements hydrostatiques et déviatoriques nous permettent de caractériser le comportement mécanique multiaxial des bétons. Nous appliquons d'abord une compression hydrostatique sur l'échantillon (pas de chargement déviatorique) pour déterminer le module d'incompressibilité à l'état initial (sans endommagement). Pour cet essai, on applique sur l'échantillon une pression hydrostatique $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 15\text{MPa}$ en condition drainée avec une pression interstitielle constante ($\Delta P=0$). La pression hydrostatique augmente avec une vitesse d'injection d'huile constante fixée à 1mL/s en condition drainée. La courbe typique contrainte hydrostatique-déformations (volumique, axiale et latérale) est présentée dans la figure 4.1.



(a)



(b)

Figure 4.1 : Courbe pression de confinement-déformation lors d'une compression hydrostatique sous condition drainée
 (a) béton CEM I, (b) béton CEM V

Les résultats des déformations axiales et latérales sous pression hydrostatique montrent un comportement non-linéaire lors de la première phase du chargement

(entre 0 et 3MPa), attribué à la fermeture progressive des microfissures et la partie de mise en place de l'instrumentation au début d'essai. Une phase linéaire est ensuite observée après une certaine valeur de pression de confinement (autour de 5MPa), pendant cette phase le changement de la déformation latérale et axiale est quasiment parallèle, ce qui pourrait mettre en évidence un comportement isotropique des bétons. A partir de la phase linéaire de la déformation volumique, le module d'incompressibilité en condition drainée noté K_b dans l'équation 4.1 peut être calculé comme :

$$K_b = \frac{\Delta P_c}{\Delta \varepsilon_v} \quad (\text{Equation 4.1})$$

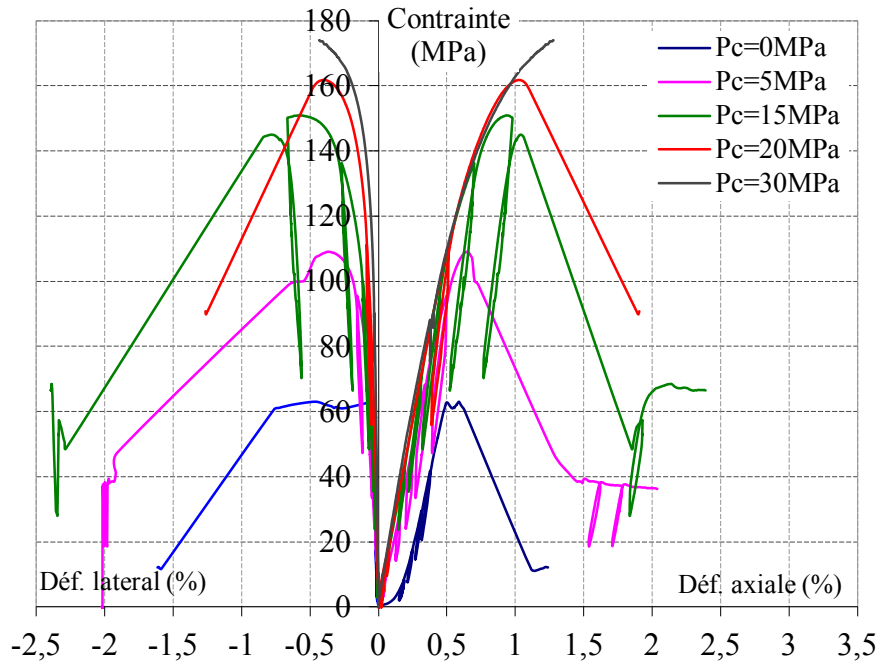
Les valeurs de module d'incompressibilité du CEM I et du CEM V sont données dans le tableau 4.1, valeurs obtenus pour un essai avec chaque type de béton.

	CEM I	CEM V
K_b (MPa)	5222	5679

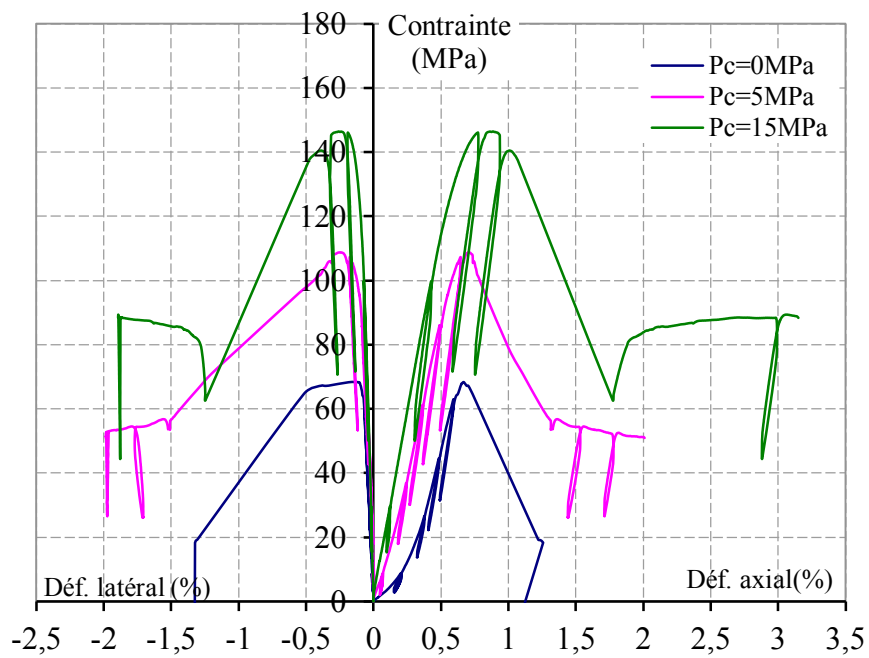
Tableau 4.1 : Modules d'incompressibilité mesuré sur le CEM I et CEM V à l'état saturé à 20°C à l'état saturé (état de référence)

4.1.1.1.2 Résultats des essais déviatoriques

Pour estimer le comportement de référence des bétons, les essais de compression triaxiale sont réalisés en condition drainée et pour différentes valeurs de pression de confinement. La procédure de chargement est conventionnelle et composée de deux étapes pour les essais sous différentes compressions : appliquer la pression de confinement isotrope puis le chargement axial. Des essais de compression simple sont également réalisés en n'appliquant pas de chargement hydrostatique et en soumettant uniquement l'éprouvette à une compression axiale. La vitesse de chargement axiale de 0,1ml/s est assez lente pour éviter une pression interstitielle excessive malgré le drainage ($\Delta P=0$). 5 valeurs de pression de confinement (0, 5, 15, 20, 30 MPa) pour le CEM I et 3 valeurs (0, 5, 15MPa) pour le CEM V sont utilisées. Les figures 4.2 présentent les déformations axiale et latérale en fonction de la contrainte déviatorique ($\sigma_1-\sigma_3$) pour toutes les pressions de confinement.



(a)



(b)

Figure 4.2 : Essais de compression triaxiale à 20°C (état saturé)

(a): Courbe de comportement du béton CEM I

(b): Courbe de comportement du béton CEM V

Le comportement mécanique des bétons est fortement dépendant de la pression de confinement. Sous faible (voire aucun) confinement, en particulier pour l'essai de

compression simple ($\sigma=0\text{MPa}$), il existe au commencement de l'application de la force axiale, une partie non-linéaire qui est attribuée à la fermeture progressive des microfissures initiales. En outre, sous faible pression de confinement, la rupture d'éprouvette est brutale, due aux microfissures qui ne sont pas fermées par la pression de confinement, conduisant une rupture moins ductile du béton. Sous une pression de confinement élevée, ce type de rupture est ductile, se faisant généralement par cisaillement et apparition de bandes de compaction [Steif 84, Moore 95 et Olsson 95] pour les très hauts confinements. L'augmentation de la pression de confinement conduit donc à un changement de comportement de fragile à ductile.

Par ailleurs, pour toutes les pressions de confinement et après la partie linéaire sur la courbe de contrainte-déformation, on observe une partie non linéaire à l'approche du pic et post-pic, qui est directement en relation avec l'augmentation de la microfissuration et l'interconnexion des fissures. Cette partie génère également du frottement et du glissement le long des fissures.

Quand la pression de confinement augmente, les différences entre la limite élastique et la résistance au pic sont plus importantes. Cela nous confirme que la pression de confinement augmente la résistance et la ductilité du matériau. Nous verrons également une variation du module de Young dans le paragraphe suivant (§ 4.1.1.1.3). Des déformations irréversibles de plus en plus importantes apparaissent.

Pour mettre en évidence les paramètres de la rupture, nous avons représenté la résistance du béton par le critère classique de Mohr-Coulomb (Figure 4.3). Les valeurs suivantes sont obtenues pour la cohésion du matériau et l'angle de frottement (dans le plan de Mohr-Coulomb : C : Cohésion, φ : Angle de frottement) :

CEM I : $C=16,9\text{MPa}$ et $\varphi=40,5$;

CEM V: $C=16,2\text{MPa}$ et $\varphi=43,1$.

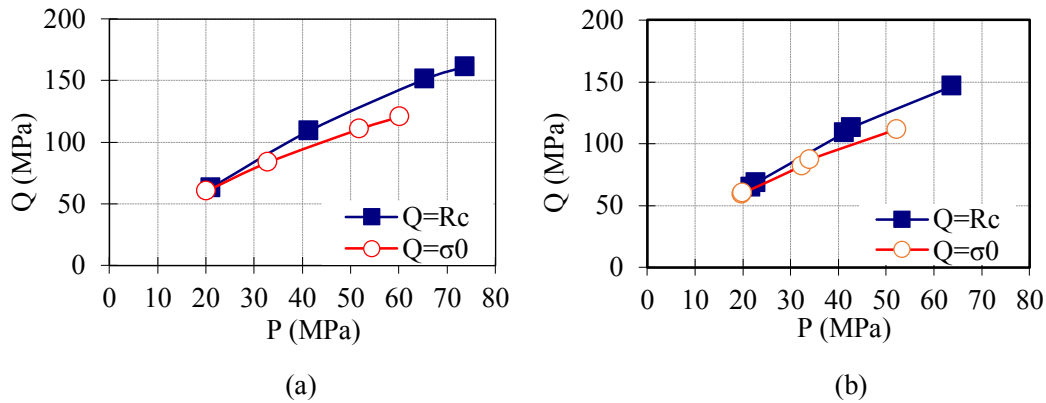


Figure 4.3 : Surface de rupture et surface de limite élastique à 20°C , état saturé.

Chaque point de la courbe représente un essai.

(a) : béton CEM I, (b) :béton CEM V

A partir des valeurs dans le plan Mohr-Coulomb, nous constatons que les matériaux ont un angle de frottement d'environ 40° et leur cohésion est relativement faible.

4.1.1.1.3 Variation du module d'Young et du coefficient de Poisson avec les cycles de chargement-déchargement

La figure 4.4 montre l'évolution du module d'Young des deux bétons en fonction des différents cycles de charge/décharge et de la pression de confinement. En fait, les cycles de charge/décharge effectués lors des essais de compression uniaxiale et triaxiale permettent de suivre l'évolution des propriétés mécaniques en fonction de la contrainte axiale appliquée, c'est-à-dire de la phase de serrage à la phase élastoplastique. Le module d'Young et le coefficient de Poisson sont calculés pour chaque cycle de charge/décharge. Le gain du module d'Young est plus marqué en compression uniaxiale qu'en compression triaxiale. Cela peut s'expliquer par la densification axiale du matériau que cause ce chargement axial qui est plus importante dans le cas uniaxial que triaxial. En effet, la pression de confinement a déjà permis de refermer la grande majorité des fissures, limitant ainsi l'effet densifiant du déviateur, comparativement au cas uniaxial, où aucune fissure n'a été refermée initialement. Avec la présence de la pression de confinement, le module d'Young varie très peu dans le cas de la compression triaxiale. Néanmoins, l'évolution du coefficient de Poisson (Tableau 4.2) montre l'endommagement du matériau. En effet, si on considère les déformations transversales comme indicatrices d'une fissuration générée

suivant l'axe de la contrainte appliquée, le coefficient de Poisson augmente avec la pression de confinement et le cycle de charge/décharge.

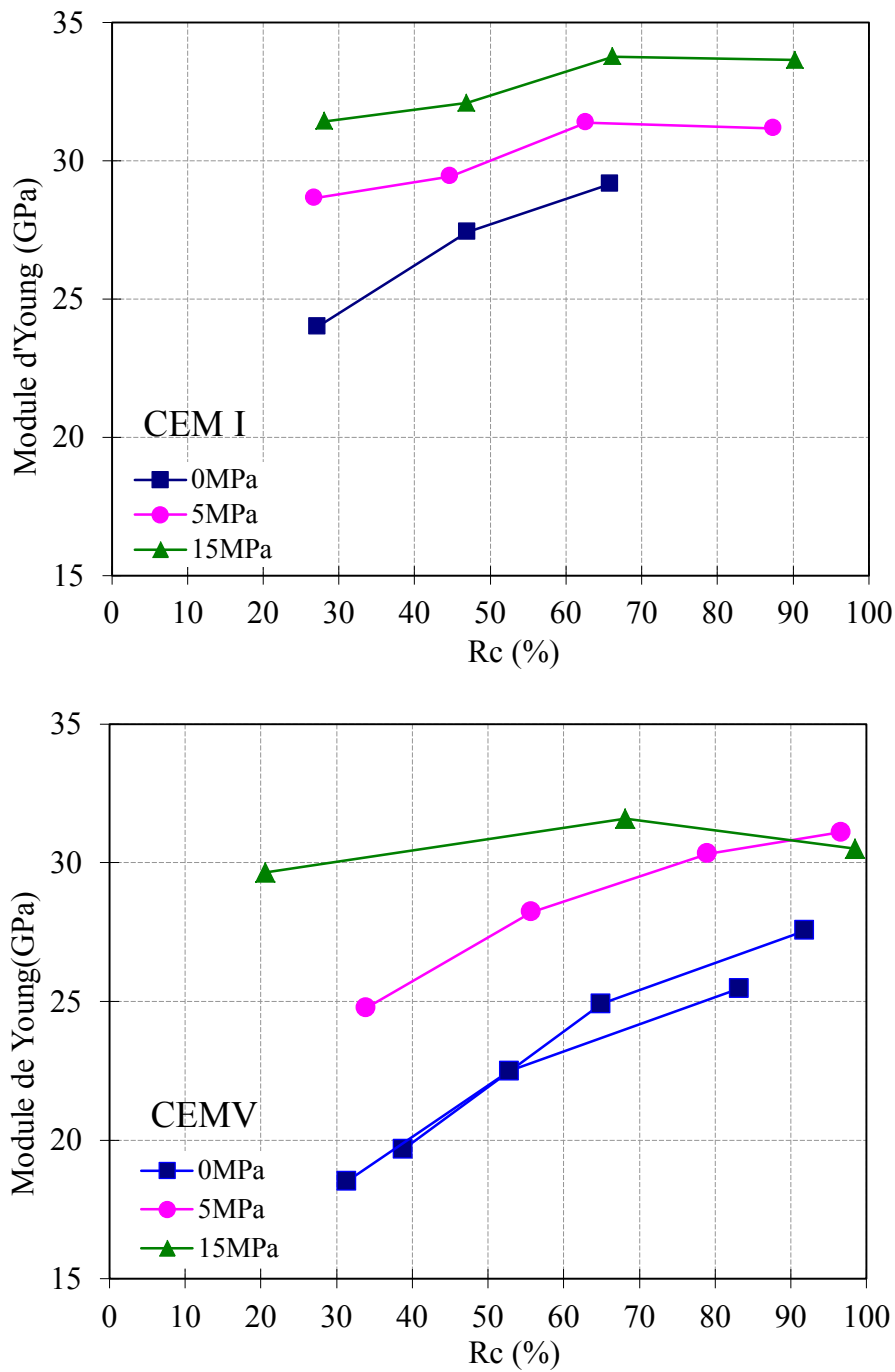


Figure 4.4 : Variation du module de Young avec les cycles de chargement-déchargement en fonction du pourcentage de la résistance avant pic pour les bétons CEMI et CEMV, à 20°C, état saturé (Chaque courbe représente un essai)

Pc	0MPa				5MPa				15MPa			
	Rc (%)	$\varepsilon_{(pic)}$ (%)	E (GPa)	ν	Rc (%)	$\varepsilon_{(pic)}$ (%)	E (GPa)	ν	Rc (%)	$\varepsilon_{(pic)}$ (%)	E (GPa)	ν
CEM V (état saturé)	39	57	20	0,24	34	35	24,8	0,25	21	14	29,6	0,19
	65	73	24,9	0,27	56	52	28,2	0,31	68	48	31,6	0,23
	92	89	27,6	0,3	79	70	30,3	0,34	99	88	30,5	0,25
					97	92	31,1	0,38	99	106	27,6	0,25

Pc	0MPa				5MPa				15MPa			
	Rc (%)	$\varepsilon_{(pic)}$ (%)	E (GPa)	ν	Rc (%)	$\varepsilon_{(pic)}$ (%)	E (GPa)	ν	Rc (%)	$\varepsilon_{(pic)}$ (%)	E (GPa)	ν
CEM I (état saturé)	27	42	24	0,17	27	25	28,6	0,26	28	20	31,4	0,24
	47	54	27,4	0,21	45	39	29,4	0,29	47	33	32,1	0,26
	66	64	29,2	0,23	62	53	31,4	0,33	66	48	33,7	0,34
					87	77	31,2	0,4	90	74	33,6	0,42

Tableau 4.2 : Variation du module d'Young et du coefficient de Poisson avec les cycles de chargement-déchargement en fonction de la résistance au pic et de la déformation au pic pour les bétons CEM I et CEM V à 20°C, état saturé

Notons ici que les modules mesurés sont relativement faibles pour un BHP, ceci provient du fait que le béton est à l'état saturé, alors que conventionnellement la mesure se fait sur des échantillons déjà séchés.

4.1.1.2 Influence des paramètres de la composition des bétons

Après avoir estimé les évolutions du module d'Young et du coefficient de Poisson en fonction de la contrainte axiale et hydrostatique, nous comparons les propriétés mécaniques de deux bétons composés à base de ciment CEM I ou CEM V/A.

La réponse de deux bétons CEM I et CEM V soumis à un essai de compression simple et des essais de compression triaxiale est présentée dans la figure 4.2. Nous constatons que la résistance de deux bétons saturés est quasiment identique dans le cas de la compression simple (autour de 62MPa) et également pour les cas en compression triaxiale (résistance de 110MPa pour 5MPa de confinement ; résistance

de 150MPa pour 15MPa de confinement).

Les cycles de charge/décharge fournissent l'évolution du module d'Young caractérisée par la phase de charge sur la courbe reliant la contrainte axiale à la déformation axiale. Jusqu'à 39% de la contrainte au pic, la réponse élastique linéaire du béton permet d'évaluer le module d'Young à 20GPa et le coefficient de Poisson à 0,24 pour le béton CEM V dans le cas uniaxial, contre un module d'Young de 24GPa et un coefficient de Poisson de 0,17 pour le béton CEM I. Le béton CEM I apparaît plus raide que le CEM V. Deux résultats d'essais triaxiaux à 5MPa et 15MPa de confinement sont présentés dans le tableau 4.2. Les cycles de charge/décharge montrent pour les deux bétons une légère augmentation du module d'Young obtenu dans le cas de la compression triaxiale par rapport au cas de compression uniaxiale avec l'augmentation de la contrainte axiale (+19,5% à 5MPa de confinement et +3% à 15MPa de confinement pour le CEM V ; +8,8% à 5MPa de confinement et +5,3% à 15MPa de confinement pour le CEM I). Le module d'Young du béton CEM I est plus grand que celui du béton CEM V quelle que soit la pression de confinement.

4.1.2 Couplage hydro-mécanique des bétons

Le couplage hydro-mécanique rend compte de l'influence de l'état de saturation des matériaux sur les performances mécaniques. Nous avons vu dans la partie bibliographique que le séchage conduisait à deux effets en compétition l'un par rapport à l'autre : un effet principalement lié à l'augmentation de la pression capillaire, ayant pour conséquence macroscopique le retrait de dessiccation et un effet endommageant lié aux gradients hydriques et aux hétérogénéités locales, causant de la microfissuration.

L'objectif de ce chapitre est d'analyser comment l'état de saturation en eau et les pressions de confinement peuvent influencer les propriétés mécaniques des deux bétons de l'Andra. Notons que tous les essais présentés dans ce chapitre ont été réalisés à une température de 20°C. Des essais complémentaires réalisés et dépouillés ultérieurement permettront d'identifier les évolutions des propriétés mécaniques à 50°C et 80°C.

Les essais mécaniques sont effectués pour trois états de saturation (un état saturé, une saturation visée d'environ $\approx 70\%$ et un état sec) et trois pressions de confinement (0, 5 et 15MPa). Après une maturation de 12 mois sous eau dans un bain thermostaté à 20°C, les matériaux sont considérés comme complètement hydratés et saturés. Mis à part les échantillons qui doivent conserver un état saturé et qui continuent d'être conservés dans ce bain thermostaté, les autres échantillons sont soumis à une dessiccation, pour obtenir la saturation en eau visée. Les échantillons représentant l'état sec sont séchés jusqu'à poids constant dans une étuve à 60°C, alors que l'état de saturation intermédiaire est obtenu sous dessiccation contrôlée dans une enceinte climatique à 20°C. Cette dernière permet de contrôler simultanément la température et l'humidité relative. Le détail de la méthodologie suivie dans ce chapitre a été présenté dans le chapitre 2. L'étude du comportement à court terme, présentée ici, concerne uniquement les bétons CEM I et CEM V sous sollicitations de compression uniaxiale et triaxiale.

4.1.2.1 Influence de l'état de saturation sur le comportement mécanique uniaxial

Les essais de compression simple sur des échantillons à différents degrés de saturation sont pilotés par déplacement imposé avec une vitesse de débit constant de 0,1mL/s. Les échantillons cylindriques sont instrumentés de LVDT et d'un collier et ont été testés en compression simple avec des cycles de chargement/déchargement. Les tableaux 4.3 et 4.4 donnent la résistance, le degré de saturation ainsi que les valeurs du module d'Young E et du coefficient de Poisson, chaque valeur est calculée à partir du résultat d'un essai. Les figures 4.5 et 4.6 présentent les évolutions des résistances et du module d'Young en compression uniaxiale des matériaux en fonction de l'état de saturation respectivement pour le CEM I et CEM V.

Sw (%)	0	71	100
Rc (MPa)	66,6	66,3	63
E (GPa)	23,9	24,4	27,4
ν	0,16	0,2	0,22

Tableau 4.3 : Essais de compression simple : Propriétés mécaniques du béton CEM I à degrés de saturation différents (Sw)

Sw(%)	0	76	100
Rc (MPa)	66,2	72,9	65
E (GPa)	23	24,5	25
v	0,26	0,23	0,27

Tableau 4.4 : Essais de compression simple : Propriétés mécaniques du béton CEM V à degrés de saturation différents (Sw)

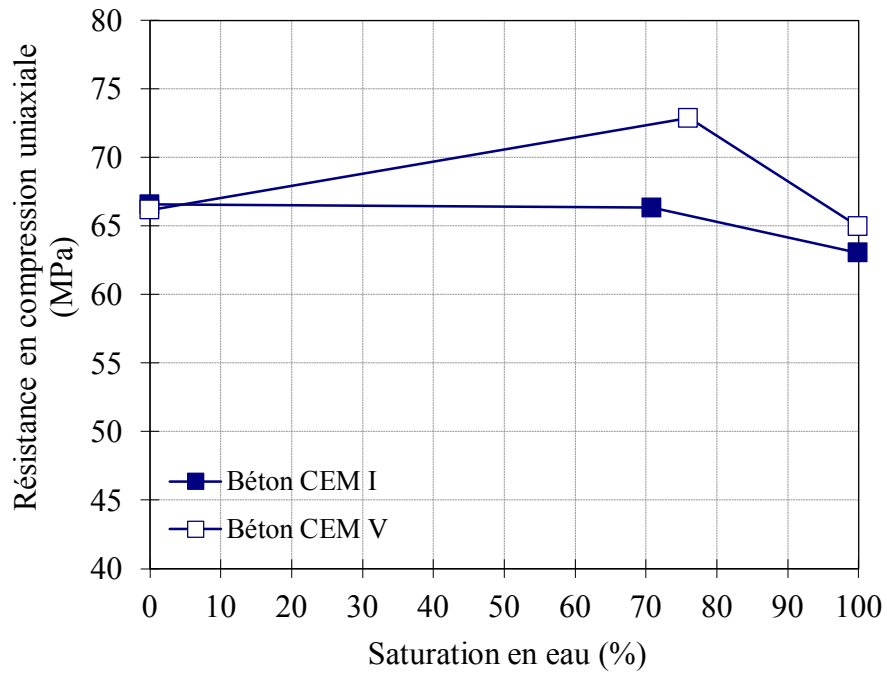


Figure 4.5 : Variations des résistances en compression uniaxiale du béton CEM I et CEM V en fonction de la saturation [T=20°C]

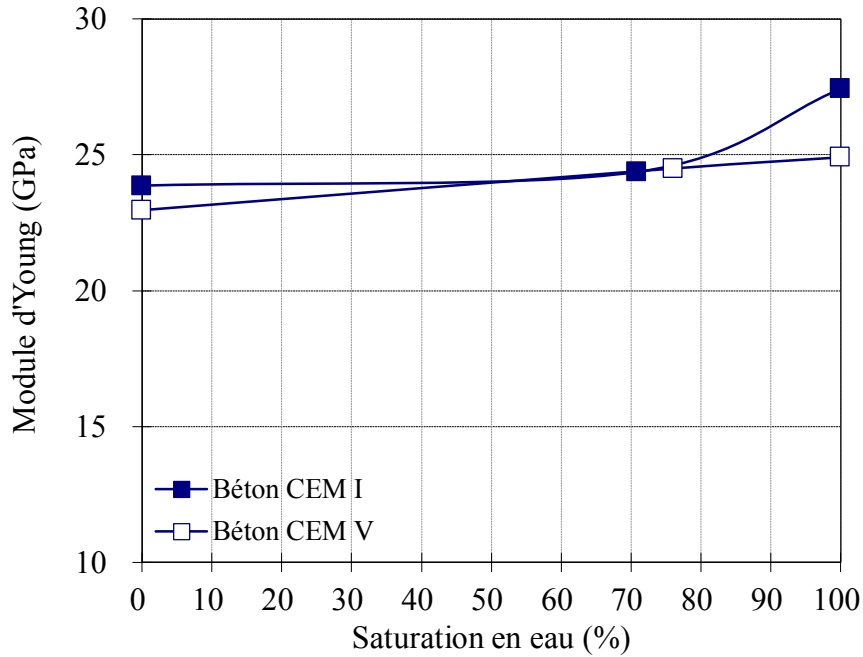


Figure 4.6 : Variations des modules d'Young en compression uniaxiale des bétons CEM I et CEM V en fonction de la saturation [T=20°C]

Les résultats montrent bien l'effet du séchage sur la contrainte à la rupture. Nous constatons une augmentation de résistance de la rupture de l'ordre de 9% pour le béton CEM I sec et quasiment identique (1.8%) pour béton CEM V sec par rapport à l'échantillon saturé. La contrainte de rupture de l'échantillon humide ($S_w \approx 70\%$) du béton CEM I est 5% plus grande que celle de l'échantillon saturé. En plus, celle du béton CEM V est 12,2 % plus grande que l'échantillon saturé. En comparaison avec les résultats de F. Brue [Brue 09], qui a étudié les mêmes bétons que dans notre cas, cela donne une variation de la résistance quasiment identique (augmentation de 10% pour le béton CEM I et -2% pour le béton CEM V). L'augmentation de la résistance du béton lors du séchage s'explique par l'effet de succion capillaire des bétons secs et l'effet de confinement latéral au cœur des bétons secs. Pour les bétons saturés, la mise en pression de l'eau interstitielle lors du chargement axial (cette pression malgré le drainage ne peut complètement être éliminée) a un effet moteur sur la propagation et l'ouverture de microfissures. En effet, le processus de séchage du béton en enceinte climatique crée une non uniformité temporaire de l'humidité interne de l'éprouvette, ce qui conduit à la création des gradients hydriques, qui génèrent deux effets distincts : la microfissuration induite par la dessiccation et l'effet de confinement latéral au cœur de l'échantillon. Lors du départ de l'eau libre des pores capillaires, la

microfissuration est générée par une contrainte différente entre les bords et le cœur de l'échantillon, tandis que l'effet de confinement latéral au cœur de l'échantillon résulte de la contraction du matériau. La diminution du module d'Young (de 27,4GPa à 23,9GPa pour le béton CEMI et de 25GPa à 23GPa pour le CEM V) pour l'échantillon saturé et celui de l'état de saturation intermédiaire peut s'expliquer par un effet compétitif entre rigidification (par l'effet de succion capillaire) et endommagement (par microfissuration induite) du matériau.

Par contre une fois que le béton est séché dans l'étuve à 60°C, la structure du béton présente un endommagement important, le module de Young et le coefficient de Poisson diminuent. Cependant, le béton CEM V présente des modules d'Young inférieurs à ceux du CEM I, ceci est peut être lié à la sensibilité du matériau à la dessiccation. Il apparaît que la dessiccation est plus bénéfique pour le CEM I en compression uniaxiale. Sur la figure 4.6, on constate que le module d'Young du CEM I diminue plus fortement que celui du CEM V entre l'état saturé et la saturation autour d'environ 70%, ceci montre que l'effet de l'endommagement est plus important pour le CEM I que pour le CEM V. Ensuite, de la saturation égale à 70% à l'état sec, le module d'Young du CEM I décroît moins que celui du CEM V : l'effet d'endommagement influence plus intensément le CEM V. En ce qui concerne la résistance (Figure 4.5), les deux bétons se comportent totalement différemment, la résistance du CEM I continue de croître légèrement alors que celle du CEM V diminue, ceci peut être une compétition entre l'effet de rigidification et l'effet d'endommagement.

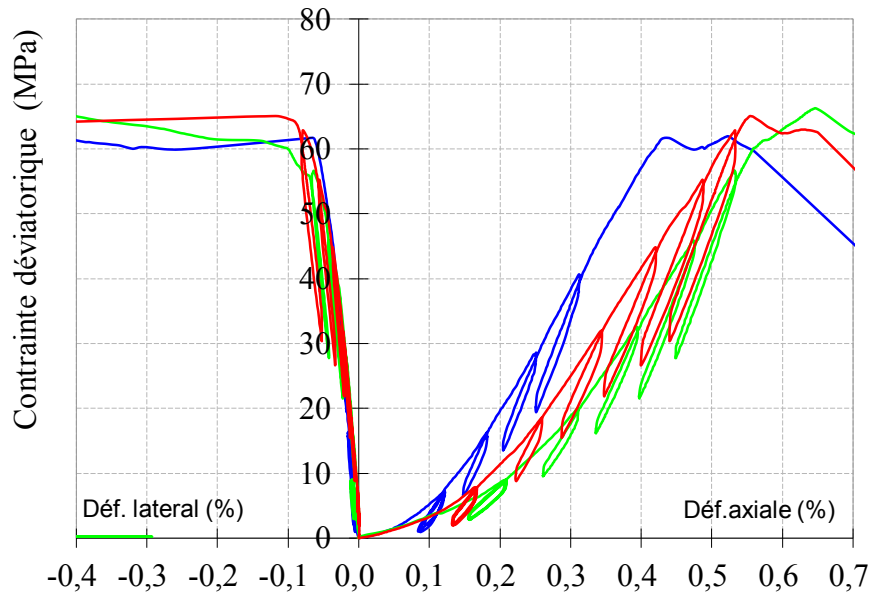


Figure 4.7 : Courbes de comportement des échantillons de béton CEM I (état sec en rouge, état partiellement saturé $S_w=70\%$ en vert et état saturé en bleu) en compression simple avec cycles de charge/décharge [$T=20^\circ\text{C}$]

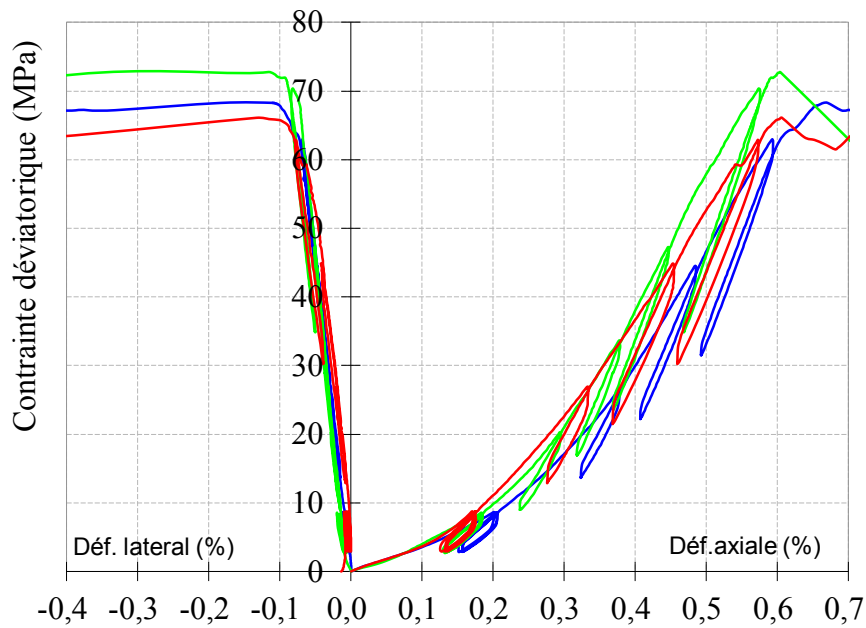


Figure 4.8 : Courbes de comportement des échantillons de béton CEM V (état sec en rouge, état partiellement saturé $S_w=70\%$ en vert et état saturé en bleu) en compression simple avec cycles de charge/décharge [$T=20^\circ\text{C}$]

Les Figures 4.7 et 4.8 montrent les courbes de comportement à différents degrés de saturation en eau des bétons CEM V et CEM I. Les deux bétons montrent une phase de comportement non-linéaire très claire jusqu'à 10MPa, attribué à la présence de

microfissures préexistantes présentes au sein des bétons avant l'essai. Ensuite, une phase élastique s'étend jusqu'à des valeurs très proches du pic : il semble que le comportement des matériaux ne présente pas de partie non linéaire avant la rupture caractéristique d'un comportement fragile. En plus sur les déformations radiales, aucune dilatance n'apparaît avant le pic. Après cette phase essentiellement élastique, la contrainte de chargement conduit à la ruine du matériau brusquement. Les courbes charge/décharge dans la phase élastique présentent une hystérésis du fait de la viscosité du matériau [Mazars 82] et au frottement entre les lèvres des fissures [Ramtani 90]. En effet, ces hystérésis sont caractéristiques d'une dissipation d'énergie dans le matériau.

L'influence de la saturation en eau est visible sur les courbes de comportement : pour une même contrainte de chargement uniaxial, les déformations des échantillons du béton CEM I à l'état sec sont inférieures à celles de l'état saturé. Ceci peut être lié à la présence de l'eau qui est favorable au glissement inter-feuillet des CSH. Cependant, pour le béton CEM V, l'influence de la saturation en eau est beaucoup moins visible sur les courbes de comportement. Le béton CEM V saturé se déforme plus que le béton CEM I. Ceci peut s'expliquer par la rigidité du béton CEM I plus importante que celle du CEM V à l'état saturé.

Notons ici que nous expliquerons dans le paragraphe suivant les causes principales de ces évolutions.

4.1.2.2 Influence de l'état de saturation sur le comportement triaxial

Ce paragraphe présente les évolutions des coefficients élastiques et de la résistance en compression pour différents degrés de saturation des bétons et différentes pressions de confinement à température ambiante. Les paramètres des essais réalisés (vitesse de déplacement du piston et vitesse de montée en pression) sont identiques au cas précédent. Les tableaux 4.5 et 4.6 présentent les modules d'Young et les coefficients de Poisson des matériaux soumis à une compression déviatorique, en fonction de l'état de saturation et du confinement.

	Pc=5MPa			Pc=15MPa		
Sw(%)	0	70	100	0	71,6	100
Rc (MPa)	136,7	119,6	109	182,4	155,4	151,2
E (GPa)	29,7	33,2	29,4	36	32	32,1
v	0,34	0,32	0,3	--	0,31	0,26

Tableau 4.5 : Essais de compression triaxiale : Propriétés mécaniques du béton CEM I à différentes saturations (Sw) et différentes pressions de confinement (Pc) [T=20°C]

	Pc=5MPa			Pc=15MPa		
Sw(%)	0	75,6	100	0	71,5	100
Rc (MPa)	136	113,7	108,8	182,4	146,8	146,4
E (GPa)	29,5	30,2	28,2	31,4	29,4	31,6
v	0,39	0,31	0,31	--	0,34	0,23

Tableau 4.6: Essais de compression triaxiale : Propriétés mécaniques du béton CEM V à différentes saturations (Sw) et différentes pressions de confinement (Pc) [T=20°C]

Tout d'abord, les évolutions des résistances déviatoriques des deux bétons ont mis en évidence l'effet de la pression de confinement (Figures 4.9 et 4.10) où les résistances augmentent notablement (2 fois plus sous 5MPa de pression de confinement par rapport au cas uniaxial et 3 fois plus sous 15MPa de pression de confinement) en raison de la présence de confinement imposée, et ce, quel que soit le degré de saturation. Comme attendu, le confinement imposé en compression triaxiale ferme des fissures existantes à l'état initial et empêche la propagation de la microfissuration, amenant un gain de résistance, supérieure à celle obtenue en compression uniaxiale.

En compression triaxiale, l'augmentation de la résistance de 25% pour les deux bétons entre l'état sec et l'état saturé met en évidence l'influence de la pression capillaire, la majorité des microfissures étant fermées par le confinement (minimisation de l'effet lié à la microfissuration). A l'état sec, son effet est important car la vidange des pores a atteint la nanoporosité, représentant une part très importante de la porosité de ces matériaux. Sur les figures 4.9 et 4.10, les allures des courbes sont similaires, ce qui tend à montrer que le confinement permet de minimiser les effets de la microfissuration sur l'évolution de la résistance. L'augmentation de pression

capillaire qui accompagne la désaturation conduit à une mise en précontrainte de l'échantillon. Une augmentation de résistance est donc observée.

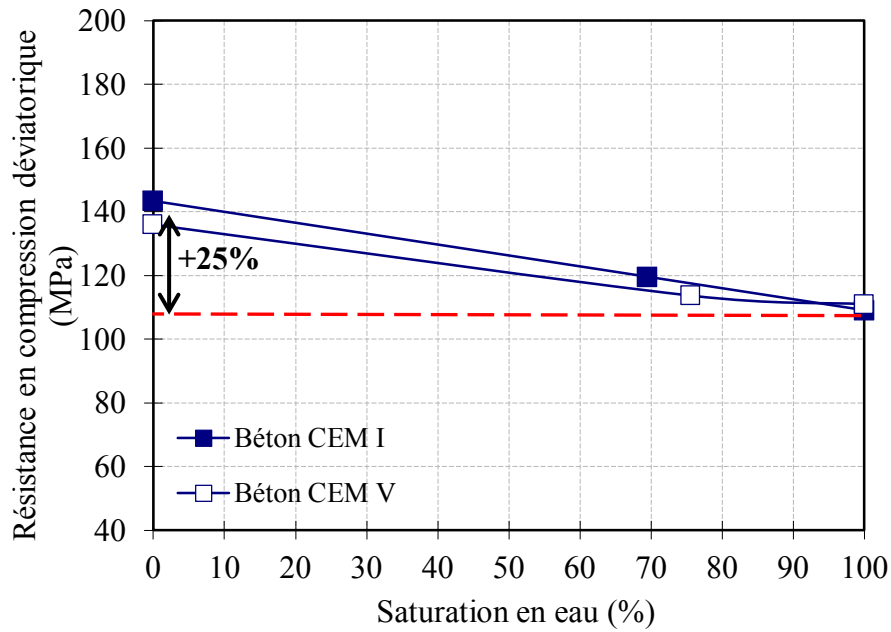


Figure 4.9 : Variations des résistances en compression déviatorique du béton CEM I et CEM V en fonction de la saturation à 5MPa de pression de confinement [T=20°C]

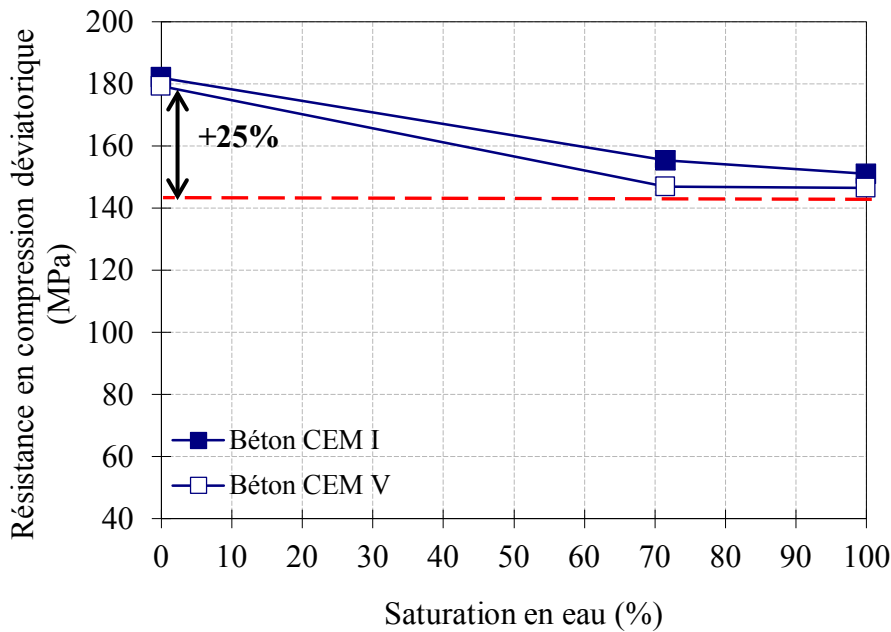


Figure 4.10 : Variations des résistances en compression déviatorique du béton CEM I et CEM V en fonction de la saturation à 15MPa de pression de confinement [T=20°C]

Les variations du module de Young des matériaux soumis à une compression

déviatorique avec 5MPa et 15MPa de pression de confinement, en fonction de l'état de saturation sont présentées respectivement dans les figures 4.11 et 4.12. Pour le cas à 5MPa de pression de confinement, les valeurs obtenues à l'état saturé et à l'état sec sont quasiment équivalentes pour les deux bétons. Cependant, un gain de raideur est noté pour les deux matériaux aux saturations intermédiaires (+9% pour le CEM I à $S_w \approx 70\%$ et +7% pour le CEM V à $S_w \approx 76\%$). De manière similaire aux évolutions de résistance, le confinement empêche la microfissuration d'origine hydrique d'avoir un effet significatif lors d'une désaturation relativement légère : il se produit un effet de pression capillaire, qui par son rôle de précontrainte interne du matériau, le rend plus raide. Une fois que l'échantillon est fortement séché, une microfissuration importante s'est développée, ainsi les propriétés élastiques des matériaux chutent. Pour le cas à 15MPa de pression de confinement, la valeur de module d'Young du béton CEM I obtenue à l'état saturé a une augmentation de 12% en comparaison avec les valeurs obtenues à l'état sec et à l'état partiellement saturé. Ceci ne peut être expliqué que par la présence d'une forte pression de confinement qui augmente le module d'Young. Au niveau de saturation intermédiaire, les deux bétons présentent une légère diminution de module, attribuée à une fissuration importante des échantillons en cours de dessiccation.

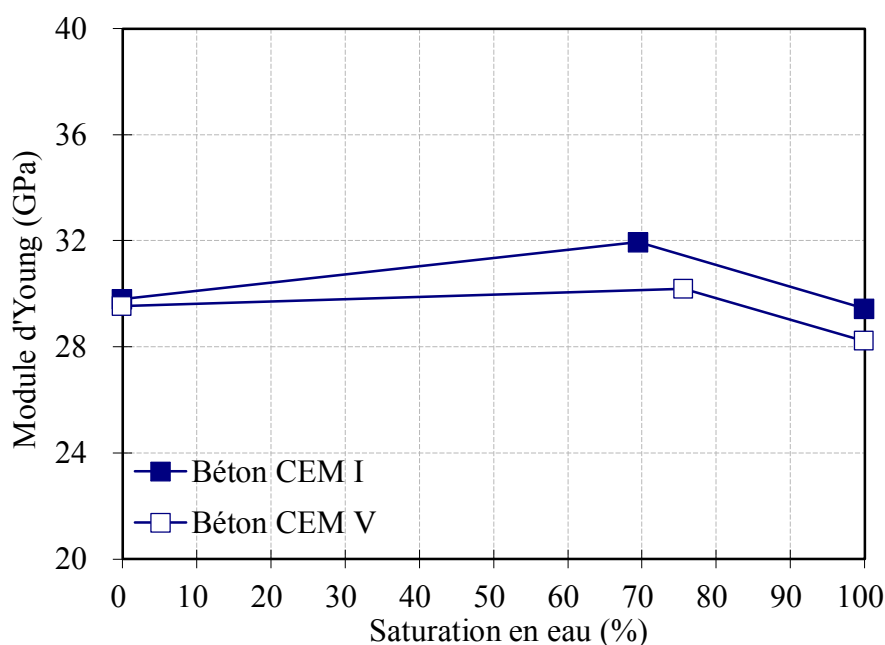


Figure 4.11 : Variations des modules d'Young en compression déviatorique des bétons CEM I et CEM V en fonction de la saturation à 5MPa de pression de confinement [T=20°C]

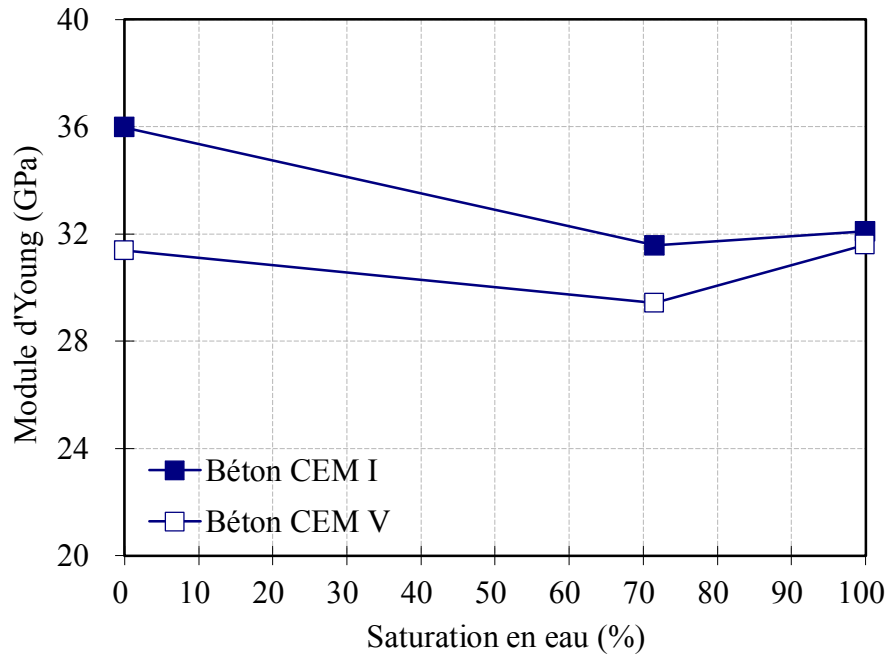


Figure 4.12 : Variations des modules d'Young en compression déviatorique des bétons CEM I et CEM V en fonction de la saturation à 15MPa de pression de confinement[T=20°C]

Les figures 4.13, 4.14, 4.15 et 4.16 montrent les courbes de comportement en compression triaxiale avec différents degrés de saturation en eau et différentes pressions de confinement des bétons CEM I et CEM V. Le premier élément notable est la disparition de la phase non-linéaire au début du chargement axial, attribué à la refermeture par la pression de confinement des microfissures préexistantes, avant que la contrainte axiale ne soit appliquée. Pour un même matériau, si l'on compare les essais en compression simple et triaxiale, on note une augmentation à la fois de la résistance et de l'importance des hystérésis. Les boucles d'hystérésis (en compression triaxiale) apparaissent plus marquées à mesure que le cycle de charge/décharge est réalisée à de grandes valeurs de contraintes. Le confinement imposé en compression triaxiale a permis de limiter la propagation de la microfissuration, augmentant la résistance déviatorique et la raideur du matériau. On remarque que la rupture de l'échantillon est différente dans le cas uniaxial ou triaxial. En compression uniaxiale, la propagation de la microfissuration est un effet désavantageux qui accélère la rupture. Ces différences entre les deux cas sont attribuées au confinement du matériau durant l'essai triaxial. Excepté pour l'état sec, la mise en charge du matériau met en pression son liquide interstitiel dans le réseau poreux et inversement lors de la

décharge, le fluide se redistribue dans la porosité. Ainsi, plus le liquide est visqueux, plus ces mouvements sont lents et plus la boucle d'hystérésis entre la charge et la décharge est marquée. En compression triaxiale, cet effet de mise en pression du liquide interstitiel est accentué par le confinement, par rapport au cas uniaxial.

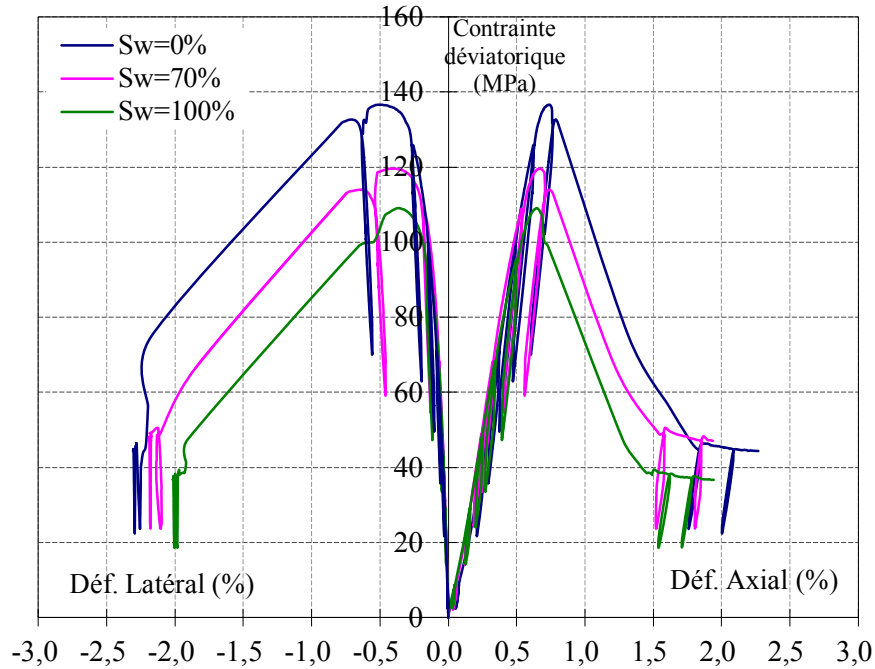


Figure 4.13 : Courbes de comportement des échantillons de béton CEM I en compression déviatorique à 5MPa de pression de confinement [T=20°C]

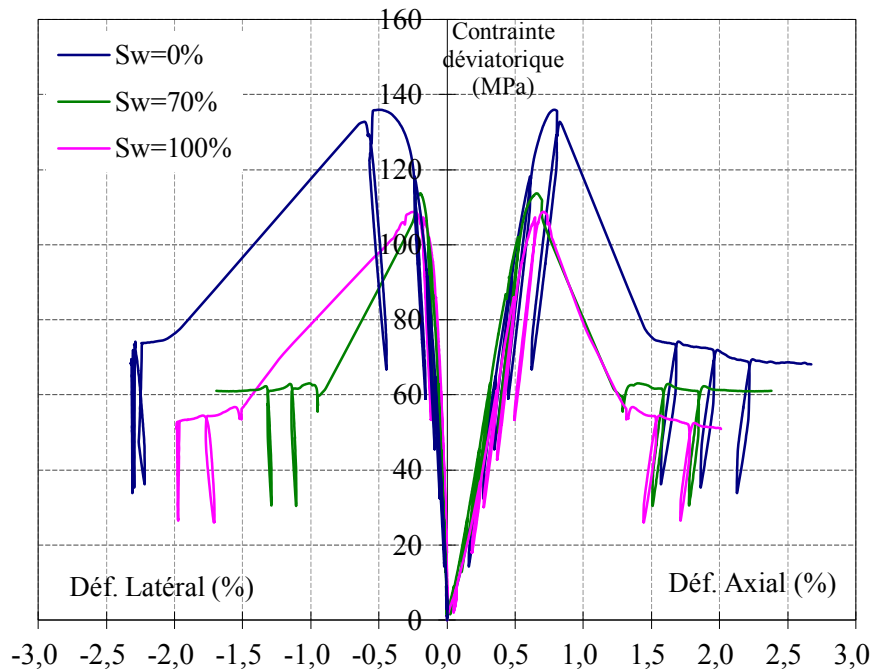


Figure 4.14 : Courbes de comportement des échantillons de béton CEM V en compression déviatorique à 5MPa de pression de confinement [T=20°C]

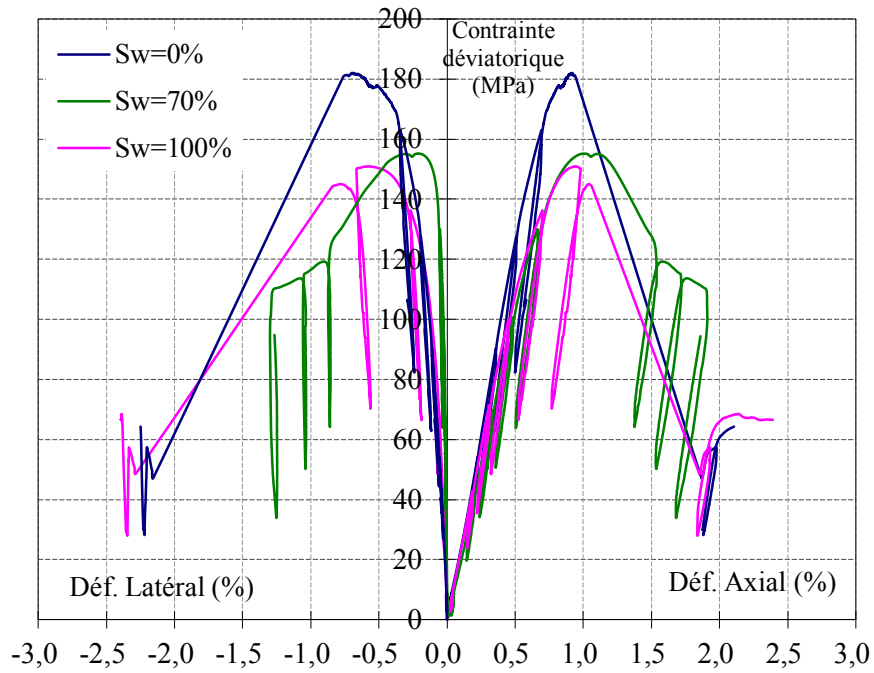


Figure 4.15 : Courbes de comportement des échantillons de béton CEM I en compression déviatorique à 15MPa de pression de confinement [T=20°C]

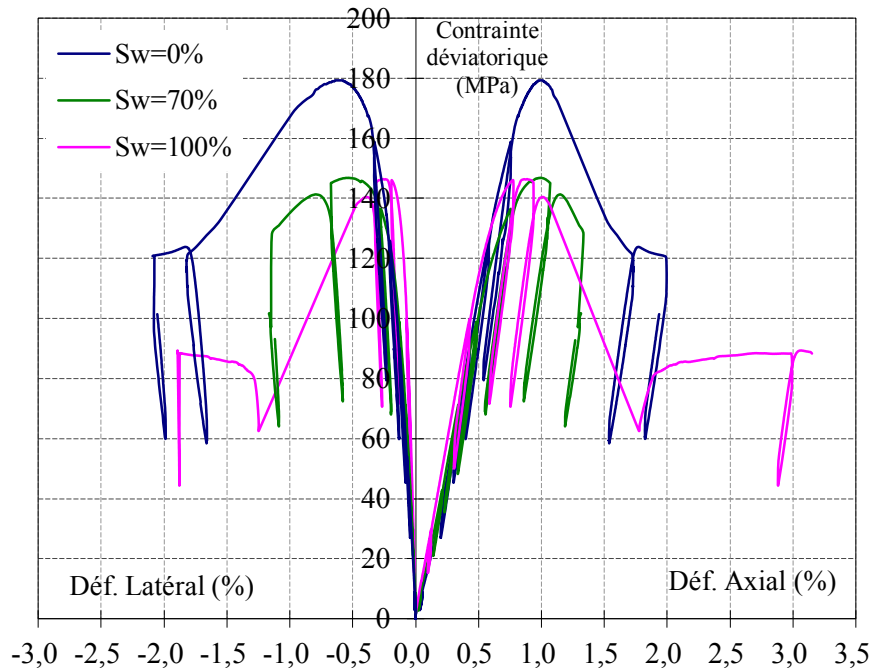


Figure 4.16 : Courbes de comportement des échantillons de béton CEM V en compression déviatorique à 15MPa de pression de confinement [T=20°C]

4.1.3 Couplage thermo-hydro-mécanique

Nous avons présenté précédemment le comportement hydro-mécanique des bétons. Par ailleurs, les conditions thermiques imposées influencent fortement les propriétés mécaniques des matériaux cimentaires, amenant le risque de microfissuration. Dans ce paragraphe, l'étude expérimentale a pour principal objectif de caractériser le comportement thermo-hydro-mécanique des bétons. Ce couplage induit plusieurs mécanismes, qui peuvent significativement modifier les propriétés des matériaux et affecter leur durabilité. En particulier, la dessiccation et la hausse de température engendrent une variation de pression capillaire. Les conditions thermiques et hydriques imposées influencent également l'amplitude des variations dimensionnelles des matériaux, augmentant le risque de microfissuration à cause d'effets locaux et structurels, et amenant à une évolution de ses propriétés mécaniques macroscopiques. Par conséquent, nous cherchons à étudier les effets d'une saturation en eau et d'une augmentation de la température sur les propriétés macroscopiques de deux bétons. Tout d'abord, nous évaluons la résistance uniaxiale des bétons. Cette analyse des variations de résistance est effectuée pour 4 saturations en eau (à $S_w \approx 0\%$, $S_w \approx 50\%$, $S_w \approx 70\%$ et $S_w = 100\%$) et en fonction de trois conditions isothermes (à 20°C , 50°C et 80°C). De plus, nous avons également effectué des essais triaxiaux sous trois niveaux de pression de confinement (à 5MPa , 15MPa et 25MPa). L'évolution du module d'Young en fonction de la saturation et de la température sera analysée. La pression capillaire est directement liée à la microstructure, puisque la taille des pores conditionne son effet à l'échelle macroscopique, conduisant ainsi à l'augmentation de la résistance du matériau du fait d'une augmentation locale de la compacité. Cependant, la microfissuration liée à la dessiccation risque de se propager, ce qui accélère la rupture, en masquant l'effet bénéfique de la pression capillaire.

4.1.3.1 Influence de la saturation et de la température sur la résistance du béton

Les résultats sont regroupés en deux parties distinctes : la première est centrée sur l'analyse de l'évolution de la résistance en fonction de la saturation et de la température imposée, la seconde étudie l'évolution du module d'Young en fonction de la saturation et de la température imposée. Dans chacune des parties sont respectivement présentées les évolutions de propriétés mécaniques uniaxiales et

triaxiales des bétons à différents niveaux de saturation en eau en fonction de la température imposée et celles du béton à différentes températures imposées en fonction de la saturation en eau.

La préparation des échantillons est réalisée à partir de l'état saturé (les échantillons cylindriques sont conservés dans un bain thermostaté à 20°C pour une période minimale de six mois après démoulage). Au cours des travaux de la thèse de Baroghel-Bouny [Baroghel Bouny 94] et de celle de Yurtdas [Yurtdas 03], il a été montré que ce temps était suffisant pour obtenir des échantillons stables. Avant de désaturer les échantillons à la température et à l'humidité relative visées dans une enceinte climatique, les éprouvettes saturées sont chauffées lentement sous eau à partir de la température ambiante jusqu'aux températures ciblées (50°C et 80°C), puis conservées à cette température pendant 15 minutes. Ceci limite le choc thermique qui pourrait dégrader le matériau si les échantillons saturés à 20°C avaient été directement placés à 50 ou 80°C, et une HR différente de 100%.

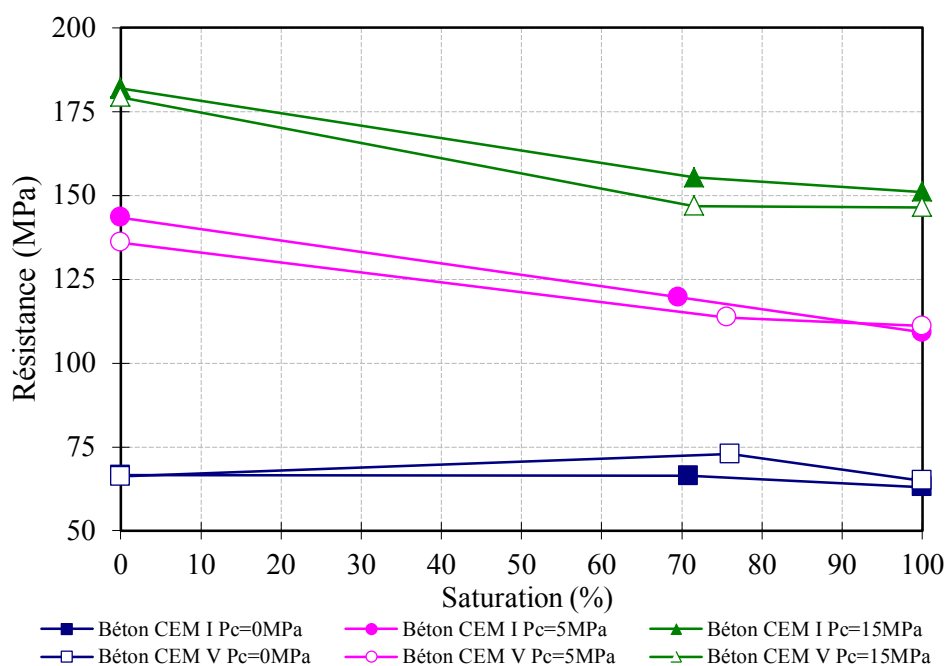


Figure 4.17 : Evolution de la résistance des bétons CEM I et CEM V en fonction de la saturation en eau à 20°C, pour 3 pressions de confinement

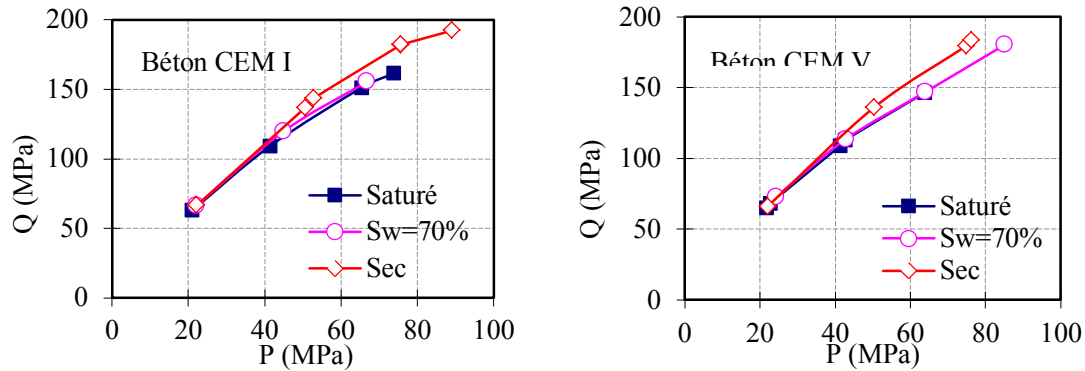


Figure 4.17.a : Surface de rupture en fonction de la saturation en eau à 20°C

La figure 4.17 présente l'évolution de la résistance déviatorique des bétons en fonction de la saturation en eau sous différentes pressions de confinement à 20°C. Nous constatons une augmentation de résistance pour les deux bétons. Généralement, l'effet de séchage induit l'augmentation de la résistance uniaxiale des échantillons, due à deux phénomènes concomitants : l'effet de dépression capillaire qui conduit à une précontrainte des matériaux cimentaire devenant plus résistants et l'effet de gradients hydriques qui provoque un confinement de son cœur, et induisent une augmentation de la compacité mécanique du béton.

Par ailleurs, l'état de saturation des échantillons au moment de l'essai va également influencer l'évolution de la résistance uniaxiale. En effet, ce type de matériau a une très faible perméabilité au gaz (béton CEM I = $5 \times 10^{-18} \text{ m}^2$ et béton CEM V = $2 \times 10^{-18} \text{ m}^2$ [Brue 09]), la compression des échantillons saturés en eau met en surpression le fluide interstitiel. Localement, cette surpression interstitielle a un effet moteur sur la propagation et l'ouverture des microfissures dues à la charge axiale. Plus l'échantillon sèche, plus l'influence de surpression interstitielle diminue. En plus, le séchage du béton crée une non-uniformité de l'humidité interne dans la structure des bétons, ce qui conduit à la création des gradients hydriques. Ces gradients génèrent également la microfissuration induite par la dessiccation. La valeur identique de résistance uniaxiale obtenue pour l'échantillon saturé et l'échantillon sec peut s'expliquer par un effet compétitif entre la rigidification (par l'effet de succion capillaire et l'effet de confinement latéral) et l'endommagement (par microfissuration induite).

Les évolutions de la résistance déviatorique des bétons en fonction de la saturation

sont également présentées sur la même figure pour 5 et 15MPa de confinement. Les résultats mettent en évidence l'effet de la pression de confinement. Elle conduit à une augmentation de la résistance déviatorique par rapport à la résistance uniaxiale pour un même état de saturation. Plus la pression de confinement augmente, plus la résistance à la rupture s'élève. Contrairement au cas uniaxial, les résistances des échantillons secs sont plus grandes que celles des échantillons saturés. Pourtant, l'augmentation de la résistance pour les échantillons à l'état de saturation intermédiaire n'est pas très marquée. Ceci peut être attribué à l'eau libre restant dans l'échantillon au cours de la dessiccation, qui conduit à une surpression interstitielle plus importante ayant un rôle plus significatif que dans le cas uniaxial. Dans son étude, Akroyd a également constaté que la pression de confinement augmentait la résistance des échantillons secs plus significativement que celle des échantillons humides, à cause de la différence de mise en pression du fluide interstitiel [Akroyd 61, cité par Yurtdas 03]. La présence de la pression de confinement peut ralentir l'effet de la microfissuration induite par le séchage. En plus, la succion générée par le séchage implique une précontrainte triaxiale, et est bénéfique dans le cas de la compression triaxiale : l'endommagement et la rupture du matériau sont aussi retardés par cet effet.

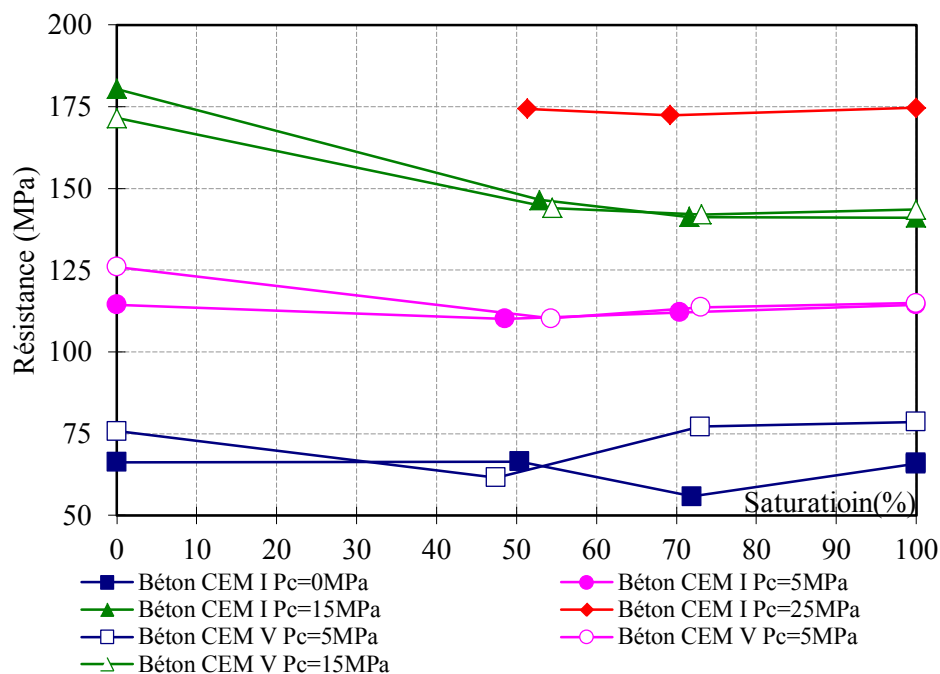


Figure 4.18 : Evolution de la résistance des bétons CEM I et CEM V en fonction de la saturation en eau à 50°C, avec 4 pressions de confinement

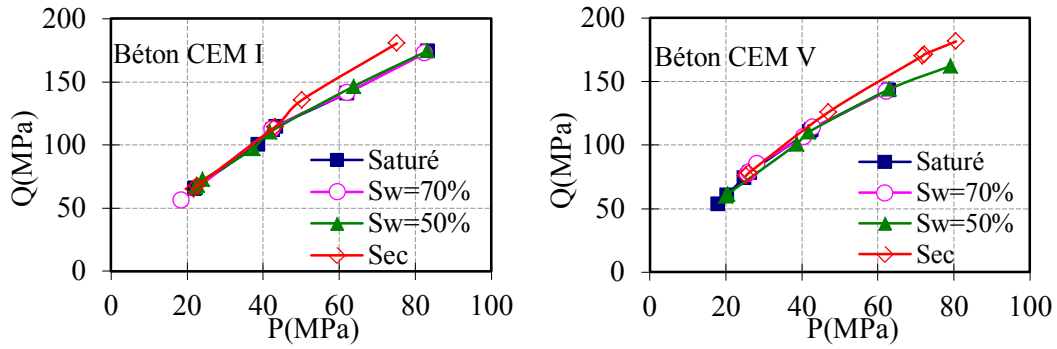


Figure 4.18.a : Surface de rupture en fonction de la saturation en eau à 50°C

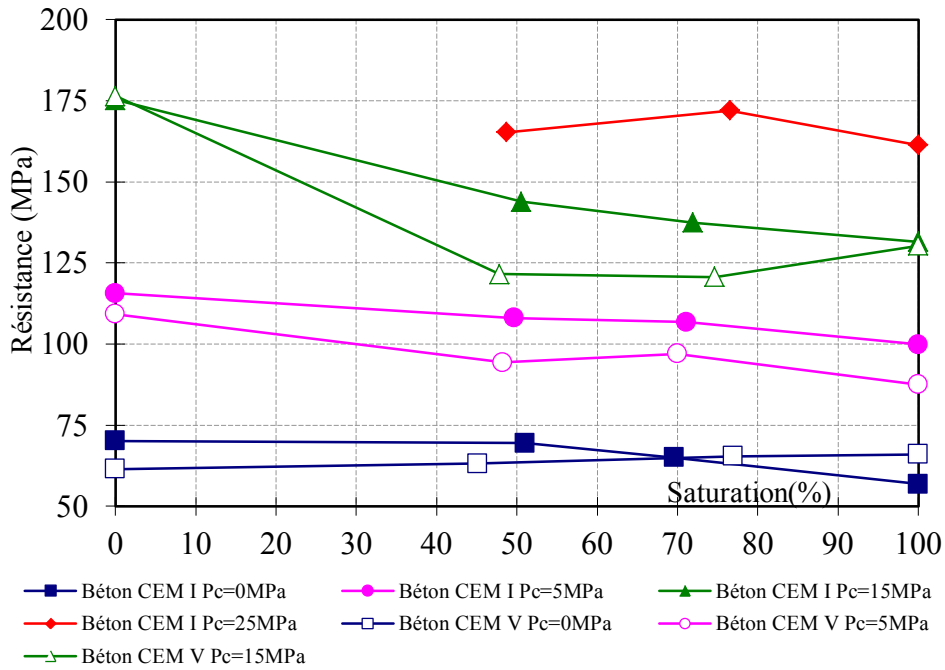


Figure 4.19 : Evolution de la résistance des bétons CEM I et CEM V en fonction de la saturation en eau à 80°C, avec 4 pressions de confinement

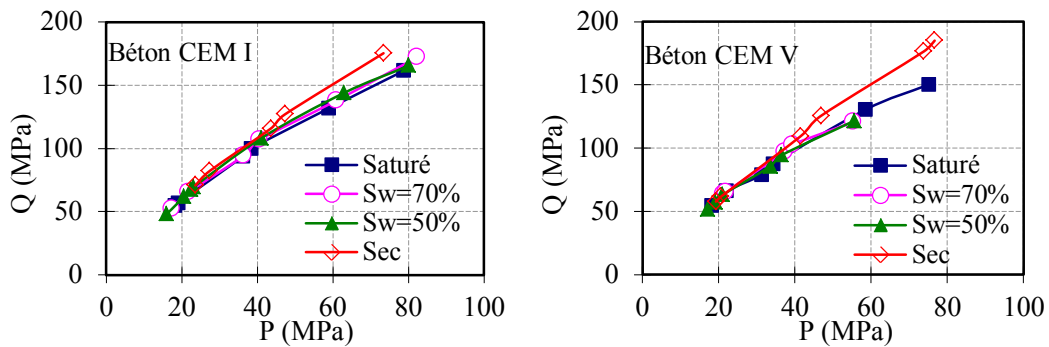


Figure 4.19.a : Surface de rupture en fonction de la saturation en eau à 80°C

Les figures 4.18 et 4.19 montrent les évolutions de résistance de deux bétons sous des

températures de 50°C et 80°C en fonction de la saturation en eau. Dans la figure 4.18, on constate que les résistances de deux bétons à 50°C sont similaires au cas à 20°C. Sans pression de confinement, la résistance reste quasiment constante avec la saturation. Avec la présence de la pression de confinement, la résistance augmente au fur et à mesure de la montée en confinement. Nous avons ajouté un état de saturation intermédiaire en eau à peu près à 50% pour compléter les résultats. Il semble que ce niveau de saturation ne soit pas assez faible pour influencer la résistance. Pour obtenir une augmentation de la résistance proche de celle des échantillons secs, il faudrait provoquer un départ d'eau plus important.

Cependant à 80°C, on constate que la résistance du béton CEM V humide ($S_w=50\%$ et 70%) est plus petite que celle du béton CEM I humide sous pression de confinement de 15MPa, alors que le béton CEM V est toujours au dessous du béton CEM I sous pression de confinement 5MPa. En effet, la désaturation et la température peuvent induire des gradients thermiques et hydriques dans la microstructure (liés principalement à l'inertie thermique du béton et à sa très faible perméabilité), pouvant engendrer des déformations différentielles, cause d'une probable fissuration, cette microfissuration contrecarre l'effet bénéfique de la pression capillaire. Par ailleurs, l'augmentation de la température conduit à des transports en phase gazeuse qui sont amplifiés avec la température. En effet, si on considère la pression de vapeur saturante, dans la thèse de F. Brue, il est constaté que la pression de vapeur est multipliée respectivement par 5 à 50°C et par 20 à 80°C, par rapport à 20°C. Localement, du fait de la très faible perméabilité des bétons, une augmentation de pression de vapeur peut conduire à des gradients de pression plus importants à mesure que la température augmente. Si cette pression dépasse localement la résistance de la structure poreuse, cela engendre de la microfissuration, qui peut expliquer la diminution de la résistance du béton très humide à haute température, par rapport à l'état sec.

Avec les courbes de surface de rupture (Figure 4.17a, Figure 4.18a, Figure 4.19a), nous constatons clairement que la pression de confinement augmente la résistance des échantillons secs plus significativement quelle que soit la température et le type de béton.

Les évolutions de résistance des bétons en fonction de la température sont montrées respectivement dans les figures de 4.20 à 4.23. Ces résultats proviennent des mêmes essais que précédemment : ce mode de comparaison permet de mettre en évidence l'effet de température sur la résistance des bétons pour différents niveaux de saturation en eau. On peut constater que les résistances à différentes températures dans le cas uniaxial sont quasiment constantes quelle que soit la saturation en eau. L'effet de couplage de saturation et de température n'influence pas significativement la résistance des deux bétons.

Dans le cas triaxial, les résistances diminuent légèrement lorsque la température augmente, mais l'effet n'est pas aussi significatif que l'influence de la saturation en eau. Pour les échantillons secs, l'influence de la température est négligeable. Rappelons que les échantillons secs de référence sont séchés à l'étuve à 60°C jusqu'à stabilisation de la masse.

Pour les échantillons saturés et humides, la diminution de résistance est attribuée à la microfissuration engendrée par la pression de vapeur importante à température élevée et à l'effet combiné de la désaturation et de la température comme dans l'analyse précédente.

A partir des courbes de surface de rupture, nous constatons également qu'il y a une légère diminution sur la résistance pour P_c de 5MPa et 15MPa à saturation et à $S_w=70\%$, par contre l'influence de la température sur la résistance pour $S_w<50\%$ et $P_c<5MPa$ est quasiment négligeable (Figure 4.20.a, Figure 4.21.a, Figure 4.22.a, Figure 4.23a).

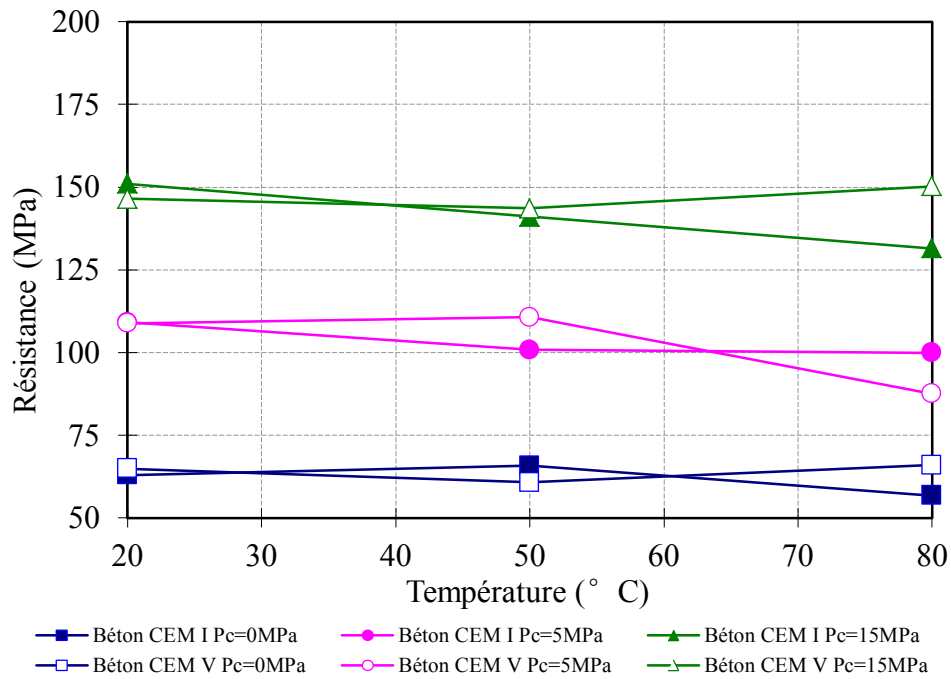


Figure 4.20 : Evolution de la résistance des bétons CEM I et CEM V en fonction de la température à l'état saturé ($S_w=100\%$), avec différentes pressions de confinement

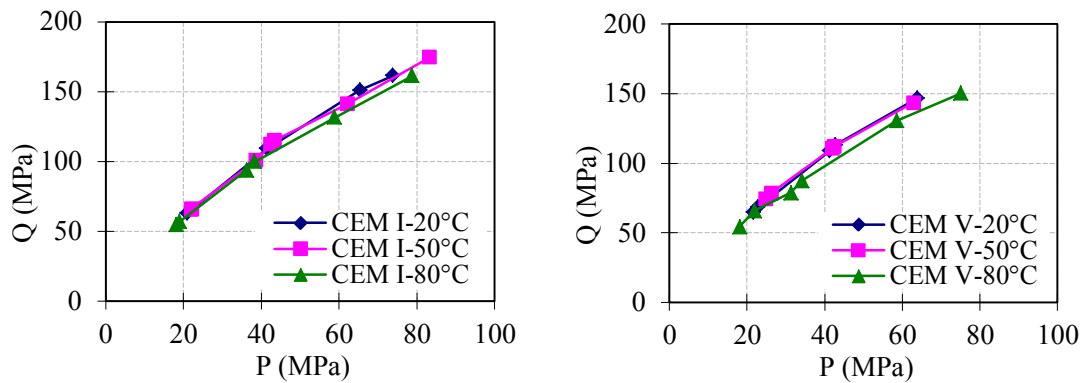


Figure 4.20.a : Surface de rupture en fonction de la température à état saturé

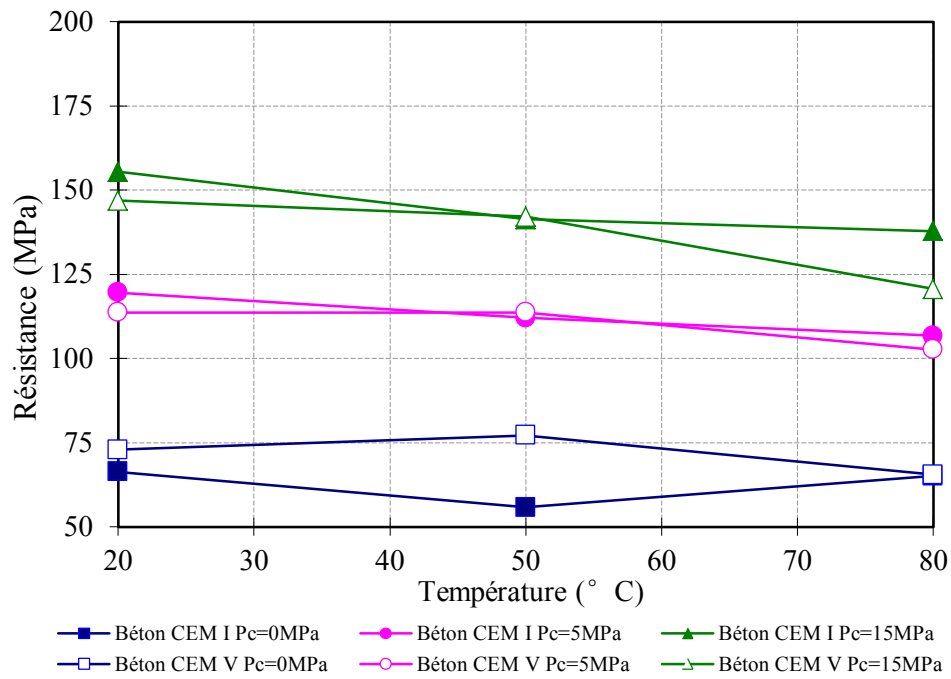


Figure 4.21 : Evolution de la résistance des bétons CEM I et CEM V en fonction de la température à l'état partiellement saturé ($S_w=70\%$), avec différentes pressions de confinement

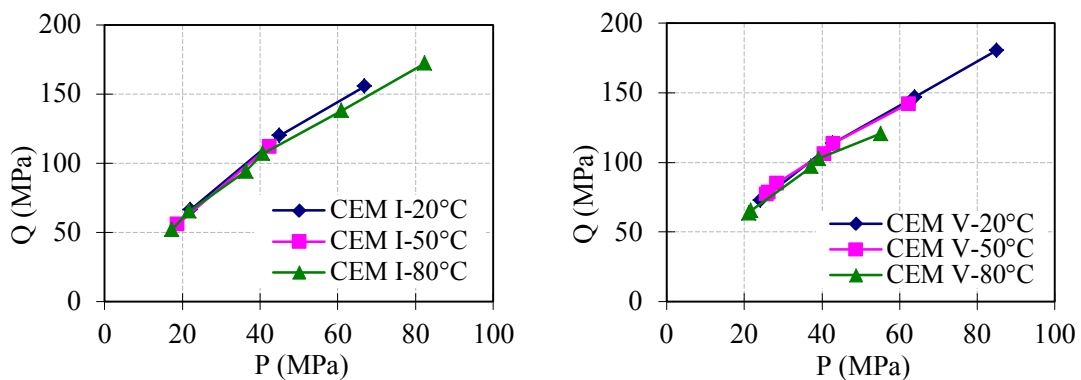


Figure 4.21.a : Surface de rupture en fonction de la température à $S_w=70\%$

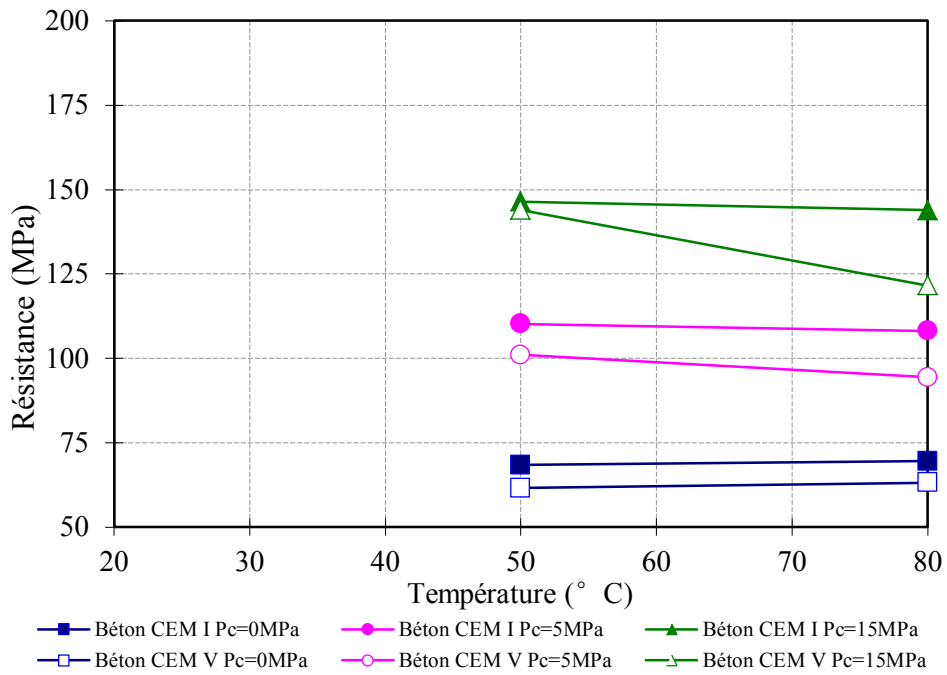


Figure 4.22 : Evolution de la résistance des bétons CEM I et CEM V en fonction de la température à l'état partiellement saturé ($S_w=50\%$), avec différentes pressions de confinement

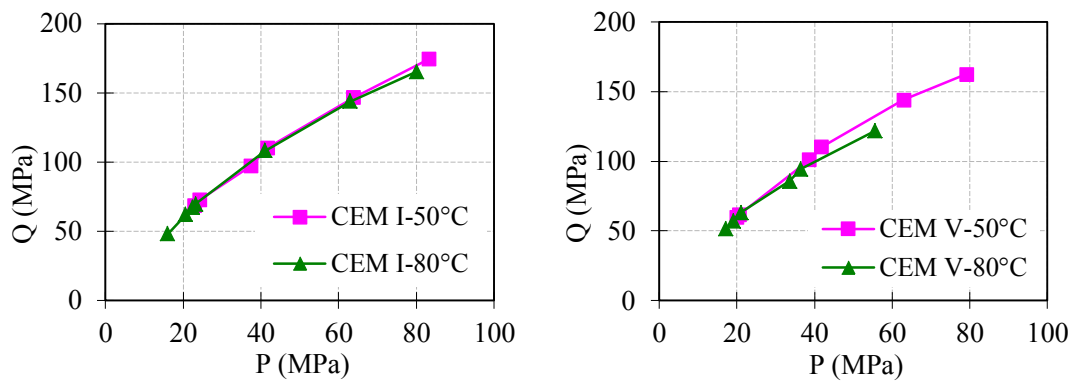


Figure 4.22.a : Surface de rupture en fonction de la température à $S_w=50\%$

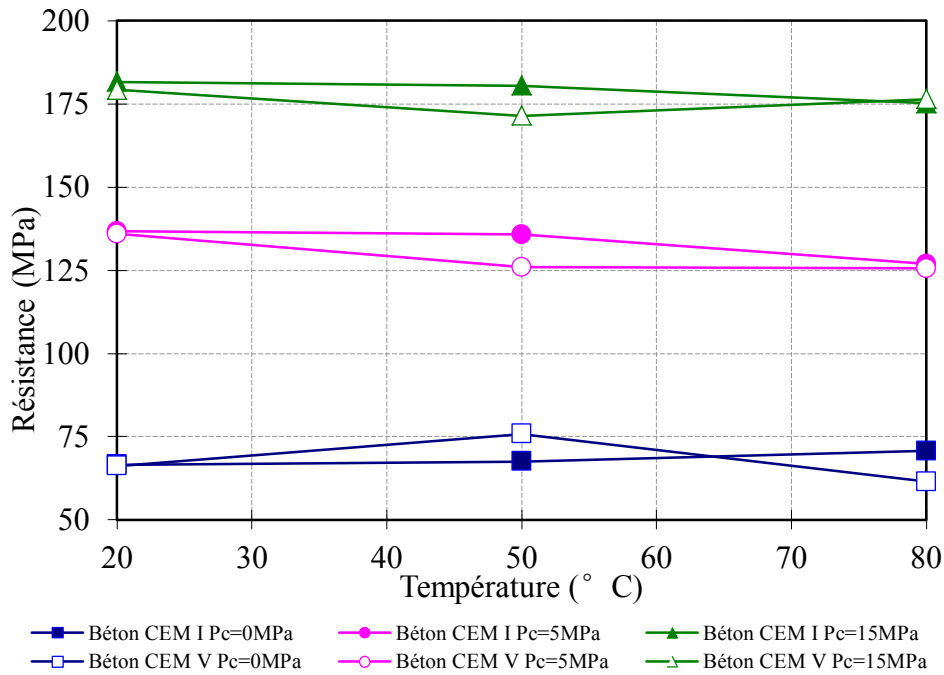


Figure 4.23 : Evolution de la résistance des bétons CEMI et CEMV en fonction de la température à l'état sec ($S_w=0\%$), avec différentes pressions de confinement

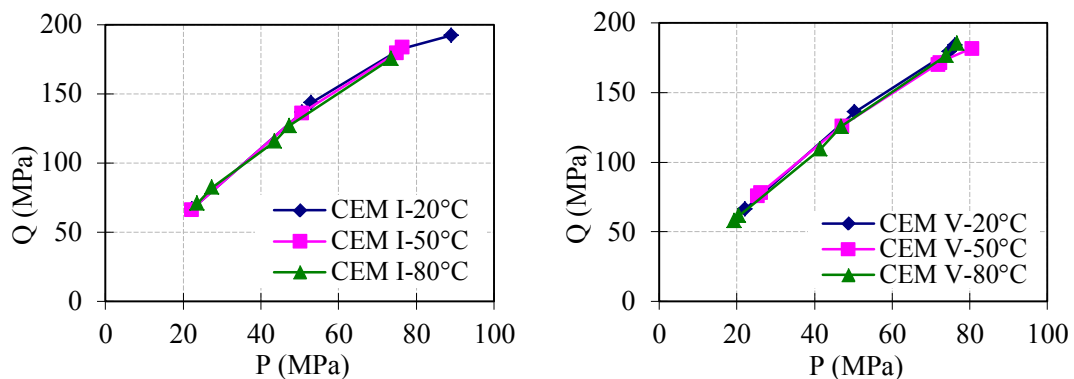


Figure 4.23.a : Surface de rupture en fonction de la température à l'état sec

4.1.3.2. Influence de la saturation et de la température sur le module d'Young

Afin de caractériser l'effet de couplage thermo-hydro-mécanique, nous avons choisi d'étudier en détail l'évolution des propriétés élastiques du matériau au cours de la dessiccation. Les figures 4.24, 4.25 et 4.26 montrent respectivement l'évolution des modules d'Young des bétons en fonction de la saturation en eau. Les valeurs obtenues par compression uniaxiale et triaxiale, selon la procédure décrite au chapitre 2, sont portées sur le même graphique.

Nous avons présenté l'analyse de l'évolution du module d'Young en fonction de l'état de saturation à 20°C (Figure 4.24) sous différentes pressions de confinement. La compétition existant entre les effets de la dessiccation (pression capillaire et microfissuration) affecte le module des bétons. Si l'augmentation de la pression capillaire compense l'augmentation de la microfissuration, le module varie légèrement. Au contraire, si la microfissuration induite par les gradients hydriques et l'effet des inclusions rigides deviennent trop importantes, la raideur du matériau diminue.

Dans la figure 4.25, les évolutions du module d'Young à 50°C sont présentées. On observe que les modules des deux bétons humides en compression simple ont deux valeurs surprenantes en bleu. Ceci est considéré comme « un défaut », puisque le module en compression uniaxiale atteint celui des bétons sous une pression de confinement 15MPa. Nous avons donc supprimé les deux points, voir figure 4.25 (b), l'évolution de module devient plus « raisonnable ». Pour le cas du confinement égal à 5MPa, il semble que l'effet de saturation soit négligeable, les valeurs sont quasiment identiques, ceci prouve la compétition entre les effets liés à la dessiccation. Cependant, lors du confinement de 15MPa, l'augmentation de la microfissuration est plus importante pour béton CEMV, car le module diminue légèrement avec la baisse de saturation.

Dans le cas à 80°C (Figure 4.26), les valeurs de module d'Young du béton CEMI saturé et partiellement saturé sont quasiment équivalentes quelle que soit la pression de confinement. Les résultats de module du CEM I à l'état sec sont plus dispersés que ceux des autres S_w , à cause de la concurrence de deux effets induits par la dessiccation (pression capillaire et microfissuration). Pour les bétons CEMV, on constate que les valeurs de module d'Young du béton confiné sont plus influencées par ce niveau de température. De plus, le béton CEM V présente toujours des modules d'Young inférieurs à ceux du béton CEM I. Ceci confirme encore que la dessiccation l'affecte plus que le béton CEM I : la microfissuration doit être plus importante dans la microstructure du béton CEM V, liée à une qualité de pâte plus faible en traction.

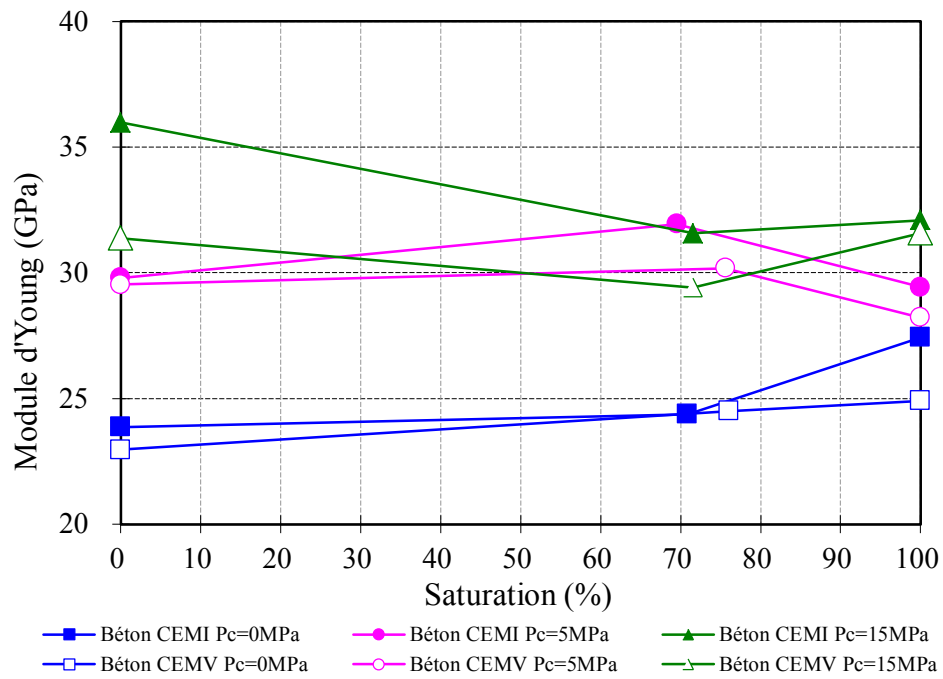
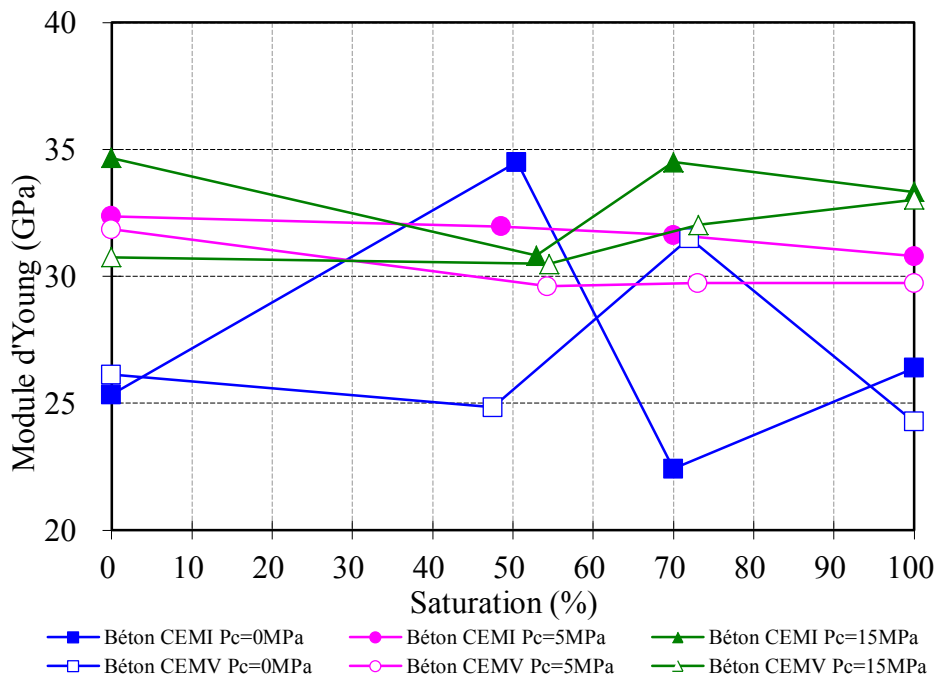


Figure 4.24 : Evolution du module d'Young des bétons CEM I et CEM V en fonction de la saturation en eau à 20°C, avec 3 pressions de confinement



(a)

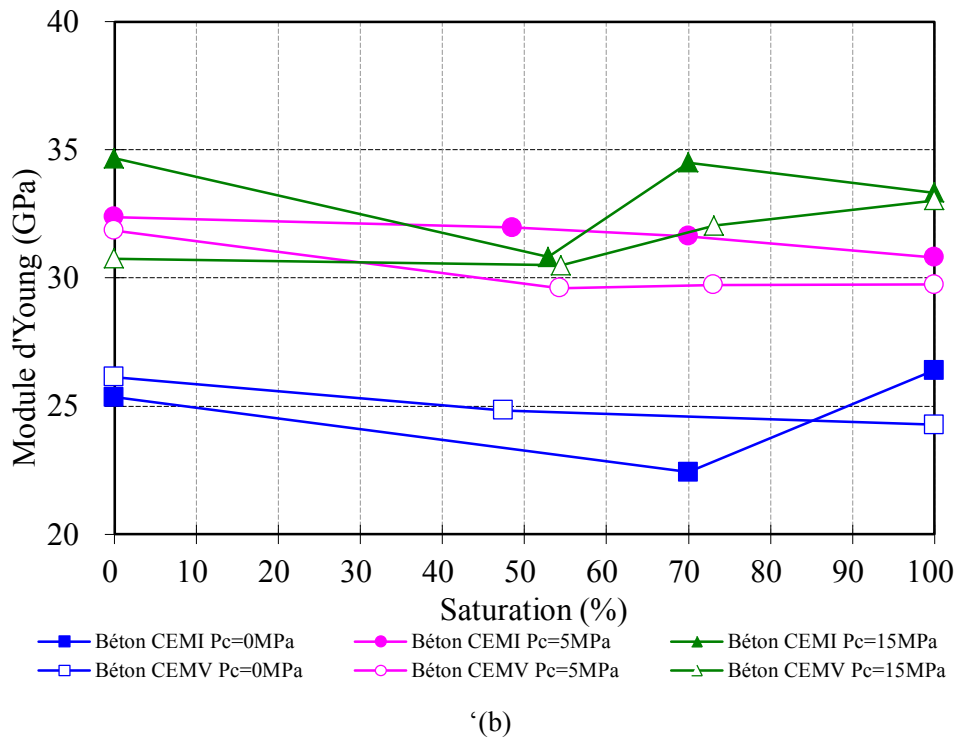


Figure 4.25 : Evolution du module d'Young des bétons CEM I et CEM V en fonction de la saturation en eau à 50°C, avec 3 pressions de confinement ; (a) : toutes les données (b) : sans les deux points incohérents

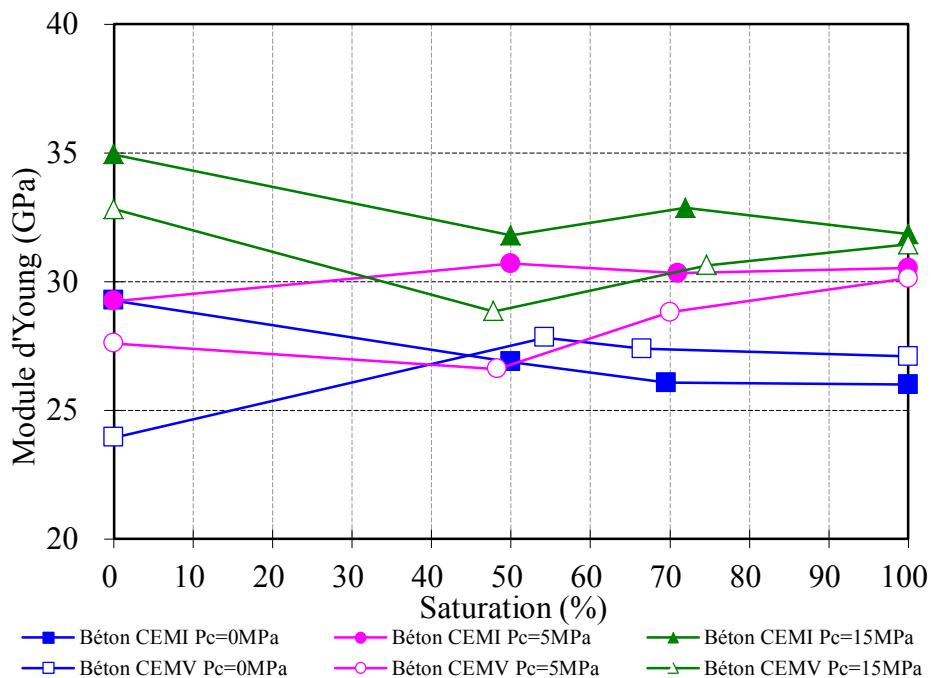


Figure 4.26 : Evolution du module d'Young des bétons CEM I et CEM V en fonction de la saturation en eau à 80°C, avec 3 pressions de confinement

Les figures 4.27, 4.28, 4.29 et 4.30 montrent les évolutions du module d'Young des bétons en fonction de la température. Ceci permet de mettre en évidence l'effet de la température sur chaque niveau de saturation en eau pour les deux bétons. On peut constater que le module d'Young augmente légèrement à 50°C, puis diminue faiblement à 80°C, notamment pour les bétons confinés. L'effet thermique et hydrique influence simultanément les propriétés élastiques, cependant, dans notre cas, il semble que la saturation ait un rôle plus important que la température modérée.

Sur la figure 4.27, le module d'Young augmente avec l'augmentation de la pression de confinement quelle que soit la température. Pour les échantillons humides, la saturation et la température influencent ensemble le module. Cependant, l'effet de la température n'est pas significatif et ce quel que soit l'état de saturation considéré.

D'un point de vue modélisation, il ne sera donc pas nécessaire de faire explicitement dépendre les paramètres élastiques de la température. Par contre, il sera nécessaire d'utiliser un modèle d'endommagement couplé à un modèle poroélastique pour décrire les effets compétitifs entre la microfissuration et la succion capillaire.

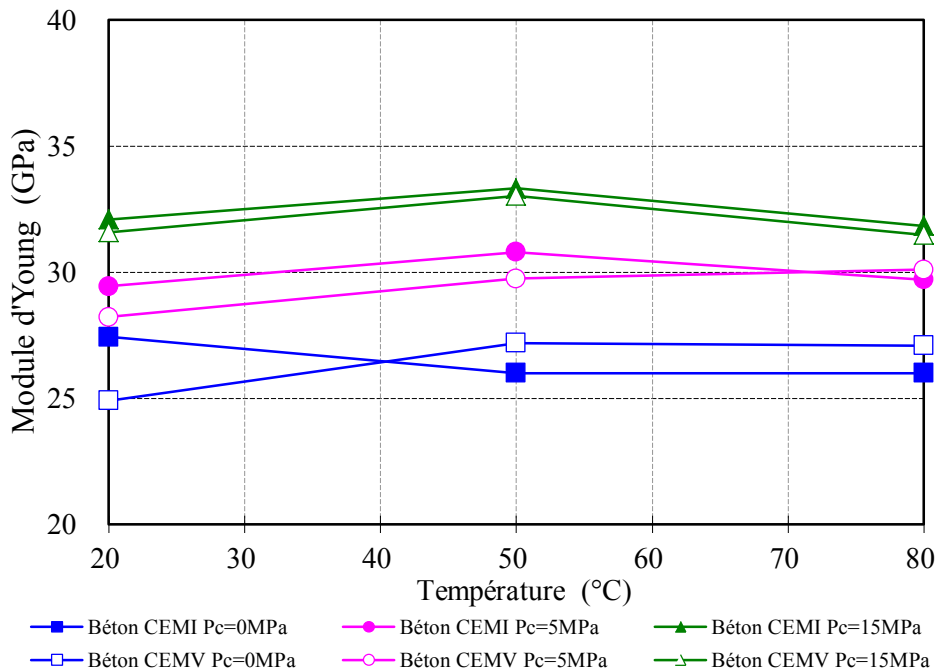


Figure 4.27 : Evolution du module d'Young des bétons CEM I et CEM V en fonction de la température à l'état saturé ($S_w=100\%$), avec différentes pressions de confinement

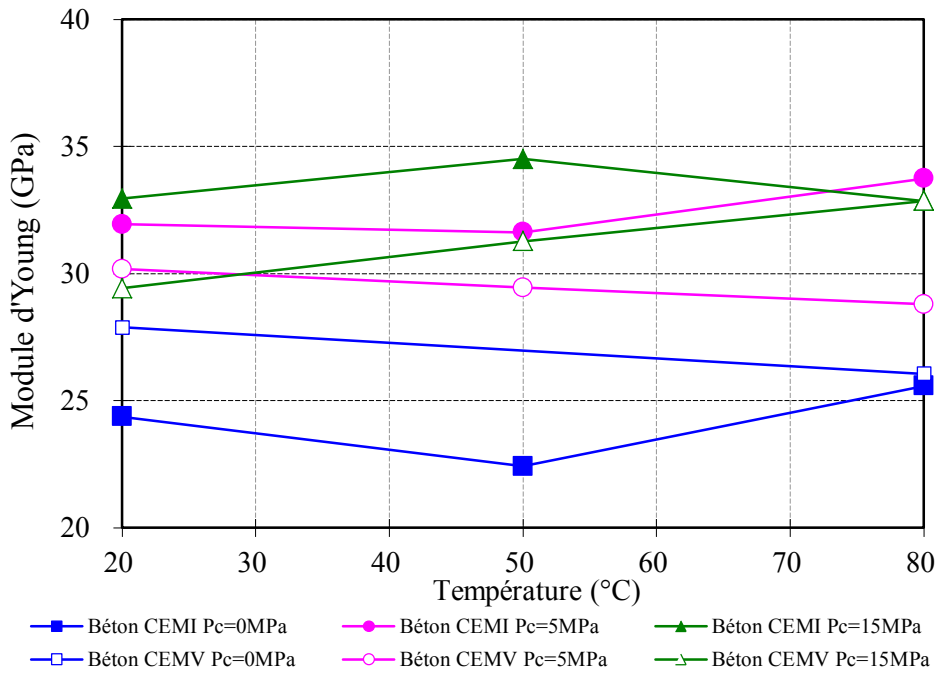


Figure 4.28 : Evolution du module d'Young des bétons CEM I et CEM V en fonction de la température à l'état partiellement saturé ($S_w=70\%$), avec différentes pressions de confinement

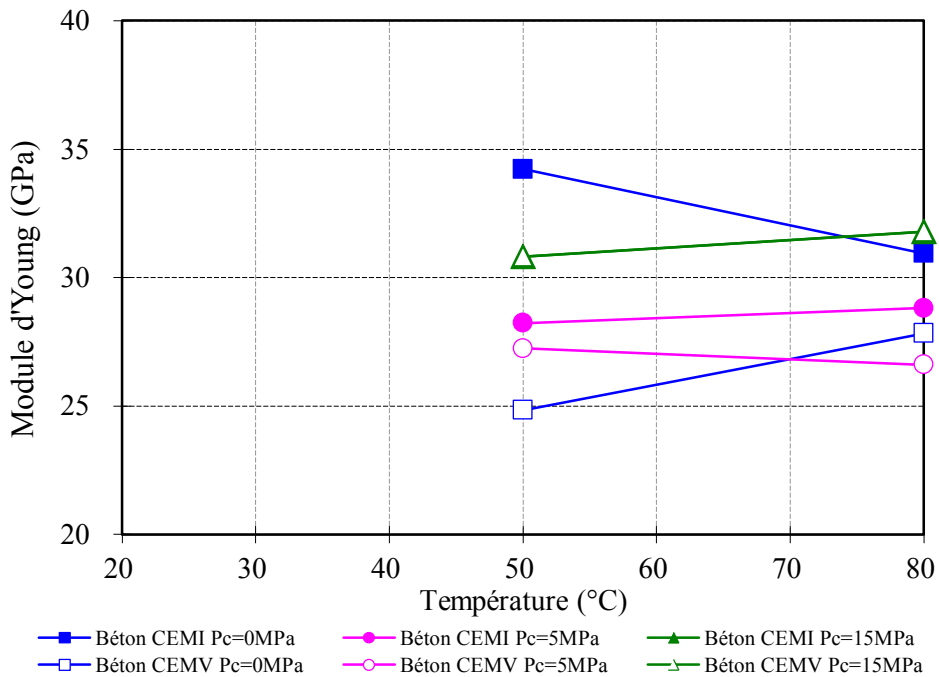


Figure 4.29 : Evolution du module d'Young des bétons CEM I et CEM V en fonction de la température à l'état partiellement saturé ($S_w=50\%$), avec différentes pressions de confinement

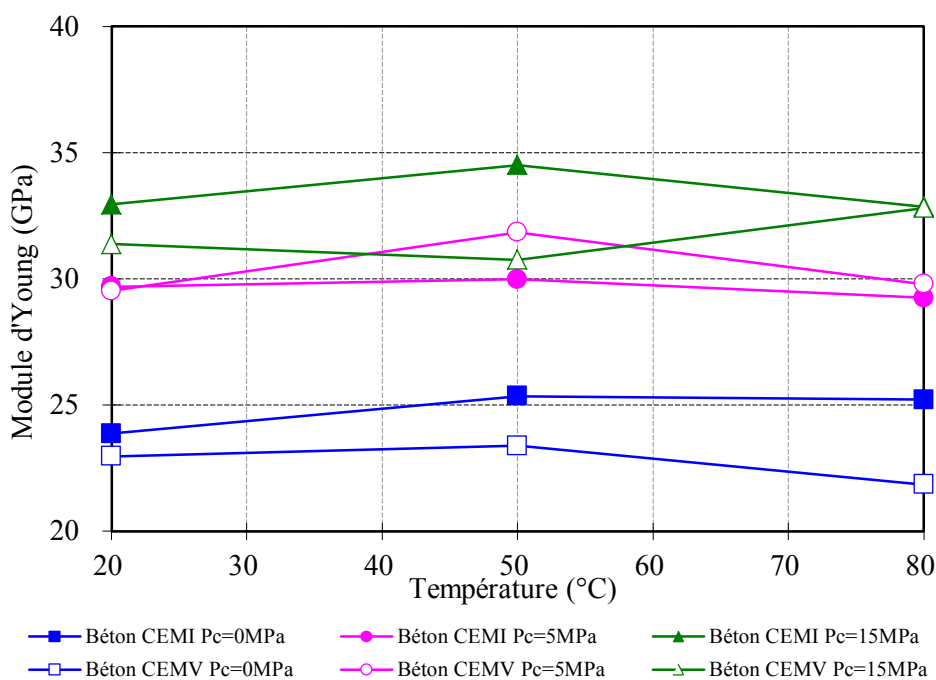


Figure 4.30 : Evolution du module d'Young des bétons CEM I et CEM V en fonction de la température à l'état sec ($S_w=0\%$), avec différentes pressions de confinement

4.2 Couplage thermo-hydro-mécanique à long terme

Comme nous l'avons vu précédemment, des bâtis spéciaux ont été mis au point permettant de suivre à la fois les masses des échantillons mais également leurs déformations longitudinales sous différents taux de charge dans le comportement à long terme des bétons. Les résultats des essais de fluage en compression uniaxiale vont donc établir la base des connaissances du comportement différé à long terme des bétons à haute performance de l'Andra, en vue de l'estimation des effets de la température (20°C, 50°C et 80°C) et du chargement uniaxial appliqué (30%, 50% et 70% de la résistance). Dans ce paragraphe, nous allons présenter l'ensemble des données enregistrées durant les essais de fluage de dessiccation en phase isotherme de désaturation (à 20°C, le chargement appliqué étant 30%, 50% et 70% de R_c) et fluage propre multiaxial (à 20°C, 50°C et 80°C, le chargement appliqué étant 50% et 80% de R_c).

Les résultats des caractéristiques mécaniques sous compression simple mesurées à l'état saturé sont synthétisés dans le tableau 4.7, Les résultats sont la moyenne de 4 essais. Notons que la résistance du CEMI est plus faible que les valeurs que l'on a

présentées dans le tableaux 4.3 (R_c de CEM I = 63MPa). Ceci provient essentiellement du fait qu'il s'agit d'un béton provenant d'une seconde gâchée. Le changement de la résistance est probablement lié à l'âge du ciment utilisé.

		Béton CEM I	Béton CEM V
Résistance moyenne (MPa)		47	69
Module d'Young E (GPa)	30-40% R_c	20,76	19,1
	50-60% R_c	22,33	24,91
	80-98% R_c	25,36	26,51
Coefficient de Poisson	30-40% R_c	0,2	0,24
	50-60% R_c	0,21	0,27
	80-98% R_c	0,26	0,3

Tableau 4.7 : Caractéristiques mécaniques des bétons CEM I et CEM V sous compression simple à l'état saturé [20°C] (seconde gâchée)

4.2.1 Fluage de dessiccation uniaxial : influence de l'isotherme de désorption et de la contrainte mécanique

Après avoir caractérisé les comportements mécaniques des bétons CEM I et CEM V en instantané, il convient également de s'intéresser au comportement sous contrainte constante. Les essais de fluage de dessiccation en désorption isotherme des bétons de référence de l'Andra sont effectués sur des échantillons cylindriques de diamètre 37,5mm et de 120mm de hauteur, soumis au séchage sous humidité relative décroissante. Les contraintes imposées sont de 30%, 50% et 70% de la contrainte de rupture des matériaux. Rappelons que les essais se font en température contrôlée à 20°C et des valeurs de 99%, 95%, 90%, 70%, 50% d'humidité relative. Un dispositif d'essai de fluage de dessiccation présenté dans le chapitre 2 a été conçu et mis en place dans le cadre de notre étude. Le montage réalisé nous permet de mesurer la déformation longitudinale des éprouvettes de fluage à l'aide de comparateurs et de contrôler la contrainte de chargement. Le suivi de la perte de masse des échantillons a également été effectué (la perturbation thermodynamique des échantillons est négligeable pendant 20 minutes de mesure hors de l'enceinte climatique).

4.2.1.1 Cinétique de dessiccation sous contrainte mécanique

Les bétons CEM I et CEM V ont subi une maturation sous eau d'un an environ avant le début des essais de fluage. Les figures 4.31 et 4.32 présentent la variation de la masse des bétons CEM I et CEM V soumis aux différents chargements de fluage en fonction du temps de désaturation en enceinte climatique. La perte en poids est définie comme la variation de poids rapportée au poids de référence à l'état saturé. Chaque point représente la valeur moyenne de deux échantillons pour assurer la représentativité des résultats. En partie supérieure des courbes sont indiquées les valeurs de l'humidité relative imposée dans l'enceinte.

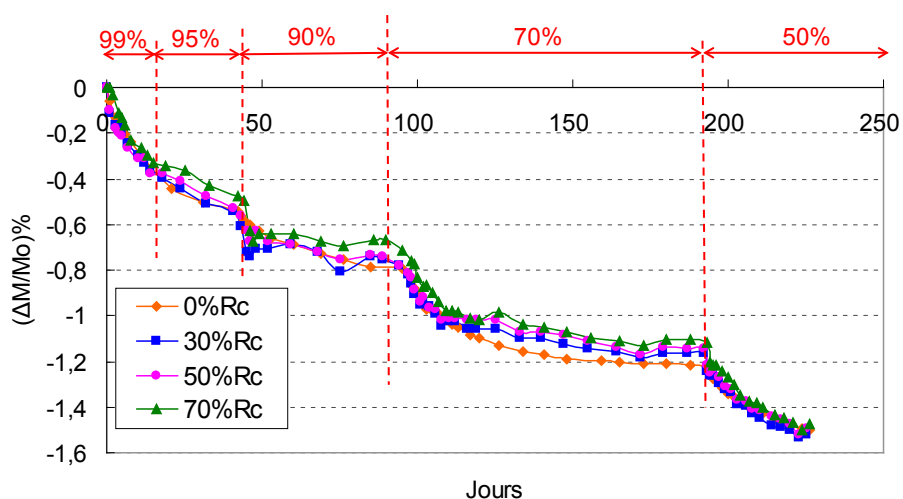


Figure 4.31 : Cinétique de dessiccation du béton CEM I en fonction de l'humidité relative imposée [20°C]

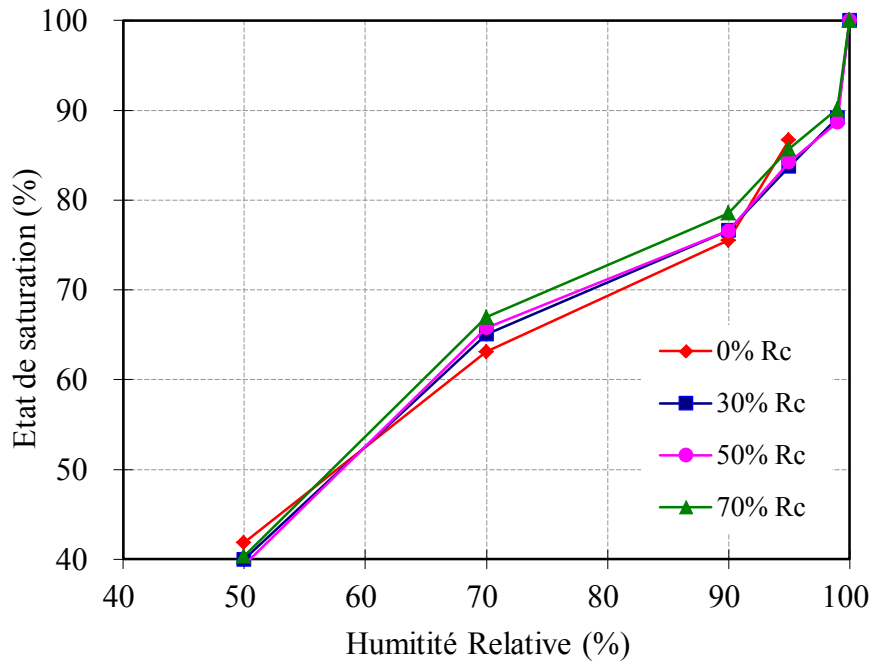


Figure 4.31.a : Isothermes de désorption du CEM I en fonction des charges appliquées [20°C]

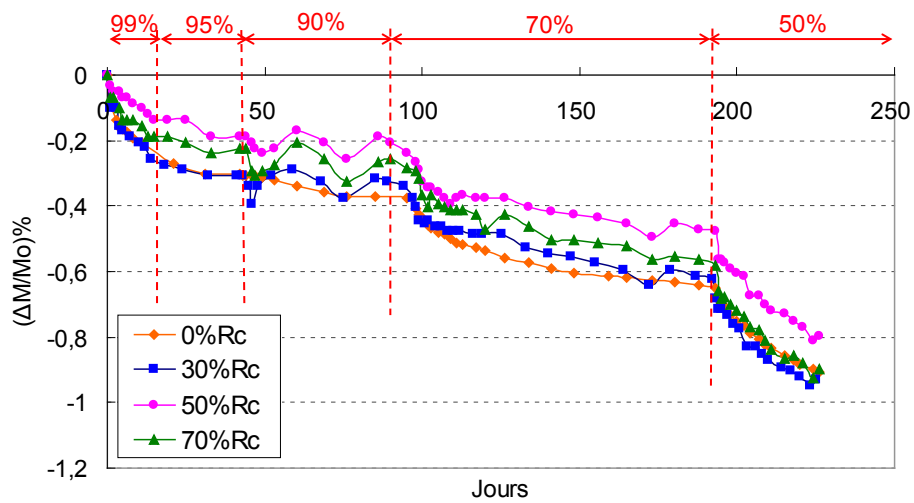


Figure 4.32 : Cinétique de dessiccation du béton CEM V en fonction de l'humidité relative imposée [20°C]

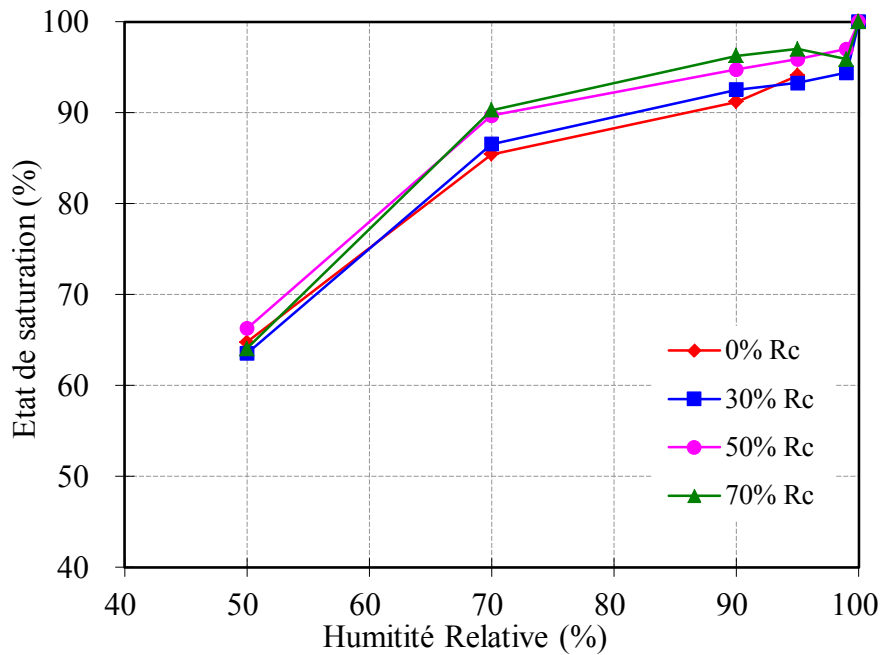


Figure 4.32.a : Isothermes de désorption du CEMV en fonction des charges appliquées [20°C]

La première remarque concerne la variation de la masse liée aux différentes contraintes de chargement (Figure 4.31 et 4.32), qui est quasiment identique pour le béton CEM I quelle que soit la contrainte de chargement. La cinétique de dessiccation du béton CEM I est peu influencée par la contrainte de chargement, même à 70% de la contrainte de rupture. Normalement, le processus de séchage va induire une microfissuration en surface dont on supposait la réduction avec la contrainte de chargement. Néanmoins, les résultats expérimentaux mettent en évidence que l'application d'un chargement de compression ne modifie pas significativement la variation de la masse des échantillons. Cela s'accorde avec les résultats obtenus par d'autres auteurs sur mortier [Bažant 97 ; Lassabatère 97 ; Neville 00], comme le montre la figure 4.33 sur des mortiers de rapport E/C=0,5 et séchés à un âge de 28 jours. Dans la figure 4.32, on peut observer une légère différence de variation de masse du béton CEM V soumis aux trois niveaux de contrainte de chargement. La cinétique de dessiccation du matériau soumis à 70% de la contrainte de rupture est inférieure à celle à 50% de Rc et supérieure à celles à 30% et 0% de Rc. En effet, le résultat obtenu sur béton CEM V n'est pas très logique, la variation de dessiccation idéalement prévue est une diminution de la perte de masse avec une augmentation de la contrainte appliquée, due à la fermeture de la microfissuration par la compression

uniaxiale. Le chargement de compression réduit significativement la microfissuration, surtout celle perpendiculaire au sens de chargement, ce qui devrait ralentir la vitesse de dessiccation. De plus, les fissures du béton affectent la migration de l'eau, si leur ouverture dépasse quelques dixièmes de millimètres [Bažant 86, Acker 01]. Les observations au microscope optique à fluorescence et au microscope électronique à balayage (MEB) sur des éprouvettes de mortier soumises à la dessiccation mettent en évidence, les fissures induites par la dessiccation, dont l'ouverture est typiquement comprise entre $0,25\mu\text{m}$ et $50\mu\text{m}$ [Bažant 86, Sicard 92, Bisschop 02].

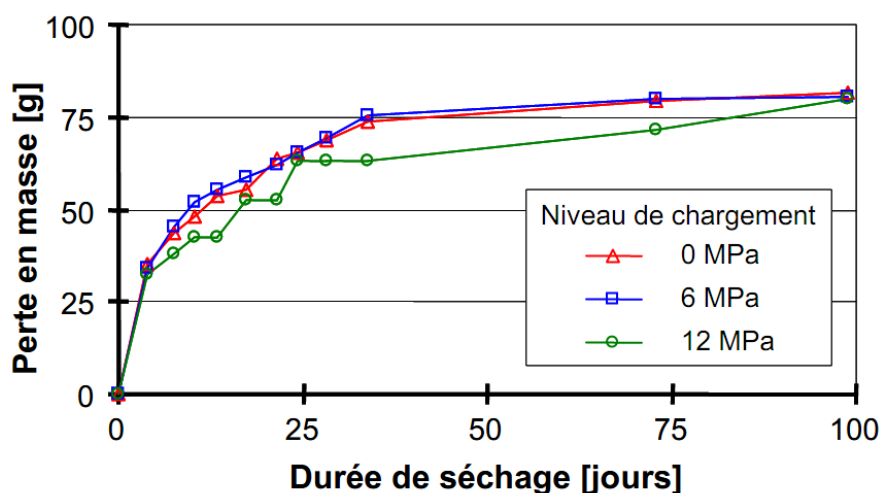


Figure 4.33 : Evolution de la perte en masse pour différents niveaux de chargement [Lassabatère 97]

Si on suppose que le chargement de compression peut empêcher ou ralentir le processus de création de microfissuration, par conséquent, la perte de masse devrait diminuer comme le cas de 30% et 50% de la contrainte de rupture. Cependant, pour de hauts niveaux de contrainte, il est prouvé dans la littérature qu'il y a création d'une forte densité de microfissuration à l'intérieur et en surface de l'échantillon (figure 4.34) [Rossi 12]. Ainsi pour le cas 70% de la contrainte de rupture, la microfissuration mécanique peut être apparue, ce qui explique la perte de masse inférieure au cas 50% de R_c . Par ailleurs, on sait que l'auréole de transition, partie plus fragile dans le béton, présente une porosité très importante au contact des granulats. A ce niveau de chargement (70% de R_c), il est probablement apparu autour des granulats de la microfissuration importante, éventuellement connectée localement. Ceci peut accélérer la circulation de l'eau et modifier de façon significative le transport de l'eau

dans le béton CEM V.

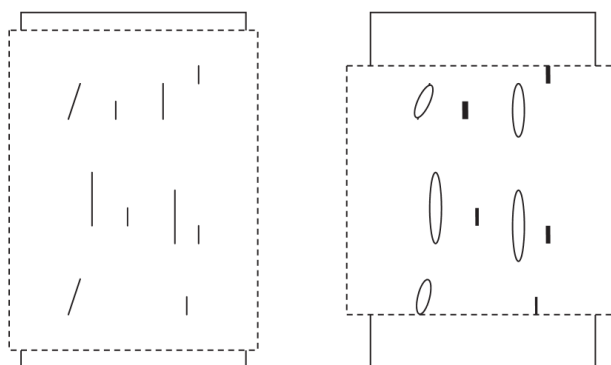


Figure 4.34 : Schématisation du fluage en compression (déformation et microfissuration avant et après dessiccation) [Rossi 12]

Pendant la dessiccation à 90% d'humidité relative à 20°C dans l'enceinte climatique, il apparaît beaucoup de fluctuations vers 50, 58, et 75 jours, causées par des coupures d'électricité fréquentes. Avant la mise en place dans l'enceinte climatique, les échantillons et les bâtis sont exposés à l'air libre, pendant une heure et demie à deux heures, ce qui peut créer une perturbation. Afin de réduire ce défaut, on a choisit de fixer la masse du bâti lors du deuxième jour après la mise en place en enceinte climatique comme point départ de la désaturation. Les figures 4.35 et 4.36 présentent la variation de la masse en fonction du temps à partir de cette nouvelle référence de masse. La cinétique de dessiccation du béton CEM I est quasiment identique, sauf l'amplitude de perte de masse des échantillons soumis à 70% de R_c qui devient plus faible à cause du choix de point départ. Pour le béton CEM V, l'écart entre les échantillons soumis aux trois niveaux de résistance à la rupture est fortement diminué, les cinétiques des échantillons soumis à 50% et 30% de R_c se superposent, mais celle à 70% de R_c est toujours plus élevée en amplitude. Le nouveau point de départ diminue les écarts entre les pertes de masse du béton CEM V, cependant il n'influence pas la cinétique.

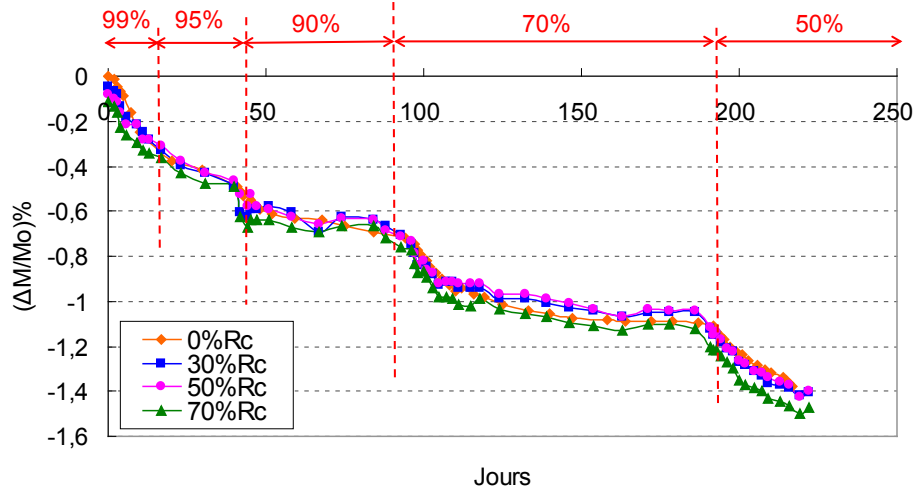


Figure 4.35 : Cinétique de séchage du béton CEM I avec le deuxième jour de séchage comme valeur de référence de la masse M_0 [20°C]

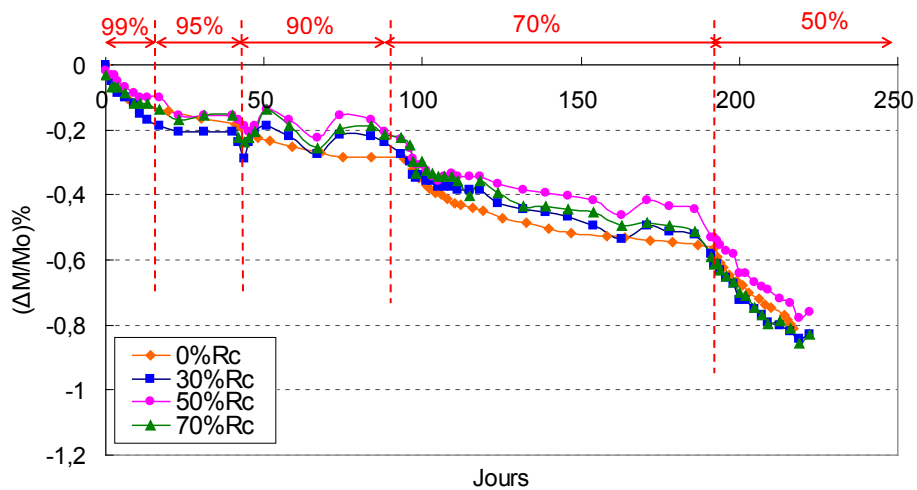


Figure 4.36 : Cinétique de séchage du béton CEM V avec le deuxième jour de séchage comme valeur de référence de la masse M_0 [20°C]

La seconde remarque concerne l'importante perte de masse liée au palier supérieur à 90% d'humidité relative, fonction de la porosité de 99% à 90% d'humidité relative à 20°C qui correspond aux rayons de pores vidangés de 102 nm à 9,8 nm selon la loi de Kelvin-Laplace. 9 nm correspond aux rayons des macropores, mesopores et une partie des micropores. A ce palier d'humidité relative, la désaturation du béton CEM V conduit à une perte de masse plus faible que pour le béton CEM I, la microporosité étant décalée vers les pores de diamètre plus petits. A 99% et 95% d'humidité relative, les évolutions de masse sont importantes, ceci est liée significativement à la

perméation de l'eau liquide dans la macroporosité. A cause de sa porosité capillaire plus importante, le béton CEM I perd plus d'eau que le CEM V. A 90% d'humidité relative, le béton CEM V perd à peu près 0,25% de masse et le béton CEM I perd 0,7% de masse. Ce résultat est similaire à celui obtenu par F. Brue [Brue 09] lors d'un séchage par humidité relative décroissante sans compression uniaxiale appliquée (0,22% de perte de masse pour béton CEM V et 0,8% de perte de masse pour béton CEM I à 90% d'humidité relative à 20°C pendant 300 jours de séchage à l'enceinte climatique). Les résultats similaires peuvent confirmer que l'effet de la contrainte de chargement ne joue pas un rôle significatif pendant la dessiccation pour les deux bétons.

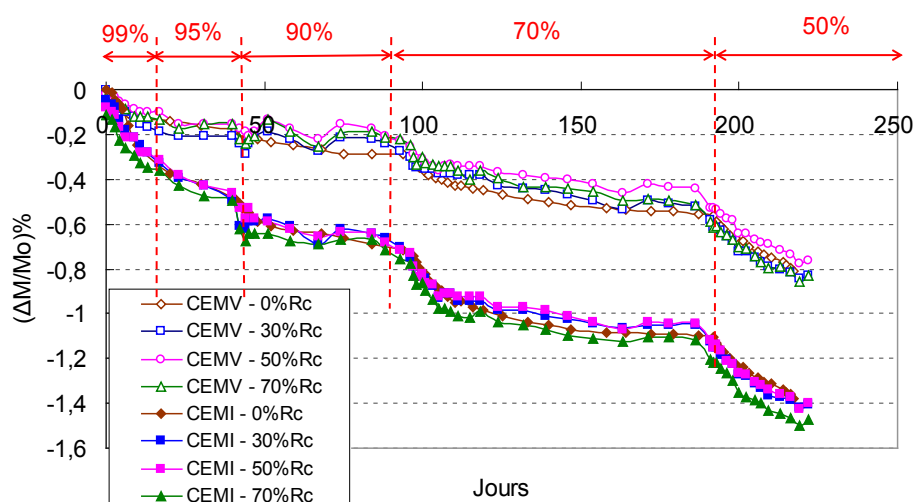


Figure 4.37 : Comparaison des cinétiques de dessiccation des deux bétons (calculé par le nouveau point départ) [20°C]

Les figures 4.31a et 4.32a présentent les isothermes de désorption en eau dans les échantillons de CEM I et CEM V pour différentes charges appliquées. Notons que les isothermes de désorption pour différentes charges sont quasiment identiques pour le béton CEM I. Les isothermes de désorption du béton CEM I ne sont pas influencées par la contrainte de chargement. On peut observer une légère différence sur les bétons CEM V soumis aux trois niveaux de contrainte de chargement.

4.2.1.2. Fluage de dessiccation sous contrainte uniaxiale

Le dispositif conçu au laboratoire permet de mesurer la variation de la masse en fonction de l'humidité relative décroissante, mais également de mesurer la

déformation axiale des échantillons en même temps. Les figures 4.38 et 4.39 montrent les déformations de fluage de dessiccation mesurées simultanément, sous différents niveaux de contrainte de chargement pendant le séchage à différents paliers de HR. Les résultats mettent en évidence l'effet de la contrainte de chargement axial sur la déformation : elle devient plus importante lorsque la contrainte de chargement est élevée.

Tout au long des essais, la contrainte mécanique pilote la variation de la déformation de fluage de dessiccation. On peut remarquer deux points importants : les déformations augmentent brusquement au changement de l'humidité relative (de 90% à 70% et de 70% à 50%) en comparaison aux paliers supérieurs (entre 99% et 90%). Ceci est lié aux matériaux se rétractant plus pour des niveaux intermédiaires d'humidité relative. La perte de masse a également montré la différence de vitesse de cinétique de dessiccation, plus élevée lorsque l'humidité relative change. D'autre part, le béton CEM I se rétracte très fortement sous la contrainte de chargement de 70% de Rc par rapport à 50% et 30%. Ceci peut être causé soit par le chargement de 70% de Rc qui referme les microfissures préexistantes, soit par le chargement qui crée de nouvelles microfissures.

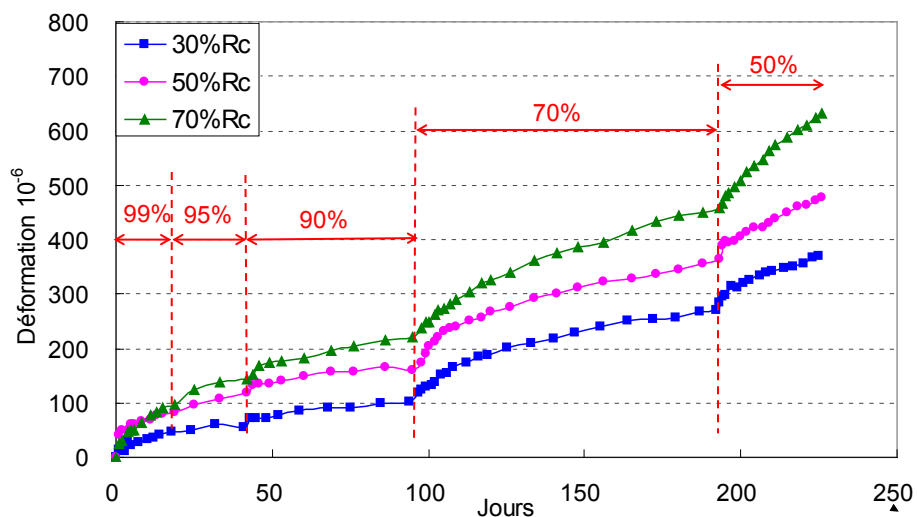


Figure 4.38 : Déformation de fluage de dessiccation des bétons CEM V à 20°C

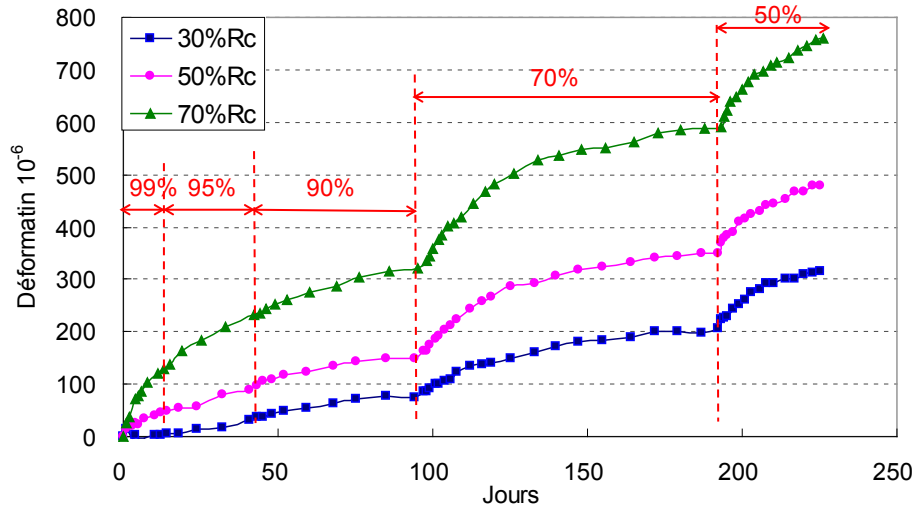


Figure 4.39 : Déformation de fluage de dessiccation du bétons CEM I séché à 20°C

La figure 4.40 nous permet de comparer les déformations des deux bétons chargés sous humidité relative décroissante jusqu'à 50% de HR. Dans le cas à 30% de Rc, le béton CEM V se rétracte légèrement plus que le CEM I. Ceci peut être attribué à la microstructure du béton CEM V qui est plus fine que celle du béton CEM I. En effet, la déformation de dessiccation est principalement induite par les variations de la pression capillaire au cours de la diminution de l'humidité relative en plus de l'effet direct du chargement mécanique. De plus les évolutions de pertes de masse ont montrées que le béton CEM I est le matériau qui a perdu le plus d'eau pendant la dessiccation. Ainsi la plus fine porosité du béton CEM V est plus sensible aux variations de pression capillaire qui règne dans la porosité des hydrates. lors d'élévation de la contrainte de chargement à 50% de Rc, les déformations se superposent, l'écart à 30% de Rc à disparu à cause du chargement plus élevé. A la fin, pour 70% de Rc, la déformation du béton CEM I devient beaucoup plus grande que celle du béton CEM V. Ceci peut être lié à la présence des microfissures mécaniques engendrées par les forts niveaux de contrainte de chargement.

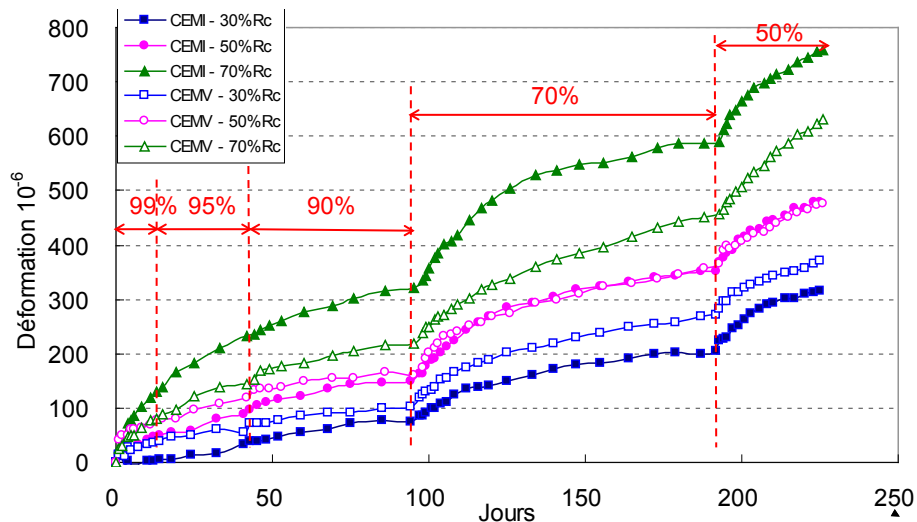


Figure 4.40 : Comparaison des déformations de fluage de dessiccation des deux bétons séchés à 20°C

4.2.2 Fluage propre multiaxial : influence des faibles températures (20°C, 50°C et 80°C)

Dans la littérature, l'étude sur le comportement à long terme des matériaux cimentaires a révélé l'influence significative de la température sur les déformations différées des bétons ordinaires et à hautes performances sous un chargement uniaxial uniquement. Dans ce paragraphe, nous allons présenter les résultats des fluages propres de béton CEM I sous deux contraintes déviatoriques constantes égales à 50% et 80% de la résistance à la rupture des éprouvettes bétons saturées sous essai triaxial avec une pression de confinement de 5MPa. Ce sont des essais très originaux, uniques en leur genre, les seuls susceptibles de représenter le comportement différé à cœur des bétons massifs.

Les échantillons sont testés à 20°C, 50°C et 80°C sous 5MPa de pression de confinement maintenue constante au cours de l'essai. La campagne d'essai de fluage propre en température a été réalisée dans une étuve dans laquelle nous avons disposé une cellule triaxiale autonome autocompensée. Les échantillons sont tout d'abord chauffés jusqu'à la température ciblée (20°C, 50°C et 80°C). Une fois la température stabilisée et homogénéisée entre la surface et le cœur des échantillons, on procède au chargement mécanique de compression. Ceci peut éviter le comportement thermique transitoire à cause de l'application de la sollicitation thermomécanique. La contrainte

de fluage correspondant à 50% de la résistance en compression mesurée à 20°C est appliqué sur l'échantillon dans une première phase, puis la contrainte est augmentée à 80% de la résistance et maintenu jusqu'à fin de l'essai.

La figure 4.41 présente une comparaison des fluages propres à 20°C, 50°C et 80°C des bétons CEM I. Le béton à haute température présente un fluage supérieur à celui à température plus basse durant le chargement axial maintenu à 50% de la résistance (45 jours pour béton CEMI à 80°C, 22 jours pour l'essai à 50°C et 37 jours pour l'essai à 20°C). Il met en évidence l'effet d'amplification du fluage par la température pour le béton CEM I. Après la stabilisation de la déformation, une contrainte correspondant à 80% de R_c est appliquée. Nous observons que la phase de déformation instantanée du béton CEM I à haute température est plus grande que celle à température plus basse, et a la même tendance que lors de la première étape (chargement à 50% de R_c). On constate, juste après le passage à une charge de 80% de R_c , une cinétique du fluage propre qui devient beaucoup plus élevée du fait de la forte contrainte de chargement.

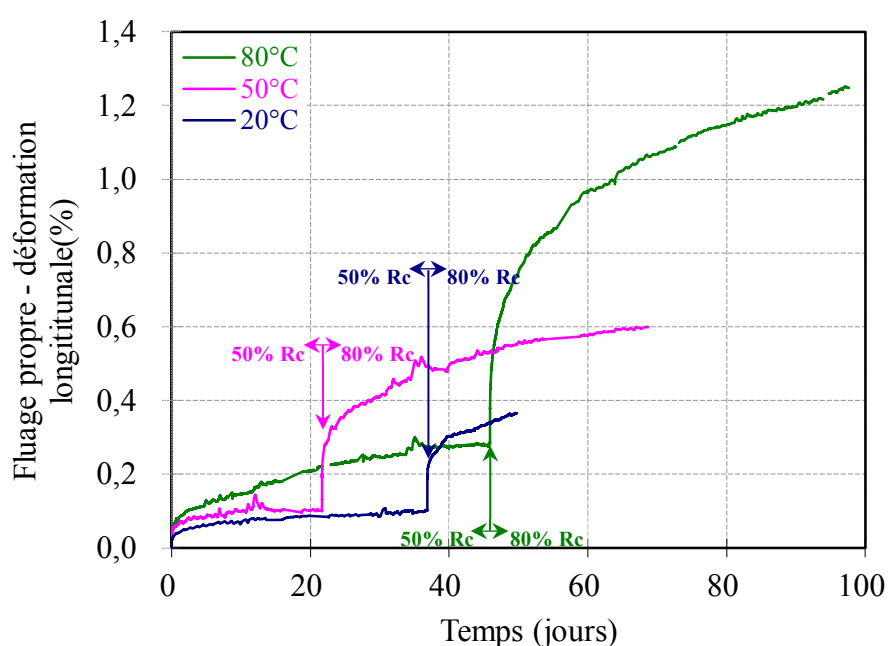


Figure 4.41 : Comparaison de la déformation de fluage propre du béton CEM I à 20°C, 50°C, 80°C

Les figures 4.42 et 4.43 montrent respectivement les déformations de fluage du béton CEM I sous contrainte de chargement à 50% de R_c , après avoir retranché la part de

déformation instantanée élastique et la part de déformation de fluage propre primaire. On définit la pente sécante de la courbe en tant que vitesse de fluage propre et on observe dans la figure 4.43 que la vitesse de fluage du béton à haute température est supérieure à celle de faible température. A 50% de R_c , le béton à haute température atteint rapidement une valeur de fluage de 0,1% (3 jours à 80°C contre 10 jours à 50°C et 35 jours à 20°C) (Figure 4.41). Cependant avant l'augmentation de la charge, les fluages des bétons sont identiques, c'est-à-dire que le fluage propre atteint la déformation potentielle, qui peut être expliquée par la présence de la pression de confinement qui referme les fissures préexistantes et celles liées au processus de chauffage à 50°C et 80°C. Dans son étude [Ladaoui 10], Ladaoui a constaté que le fluage propre du même béton CEM I à 20°C est de 200 $\mu\text{m}/\text{m}$ à 48 jours contre celui à 50°C de 400 $\mu\text{m}/\text{m}$ à 50 jours sans confinement. Le rôle de la température sur le fluage propre est majoritairement expliqué par l'accélération de la rupture des liaisons provoquant le glissement des CSH, donc cela accroît l'amplitude de fluage et est également dû à la réduction de la viscosité de l'eau. Dans notre cas, à 50% de R_c l'effet de la température à 50°C est faible et devient plus important à 80°C.

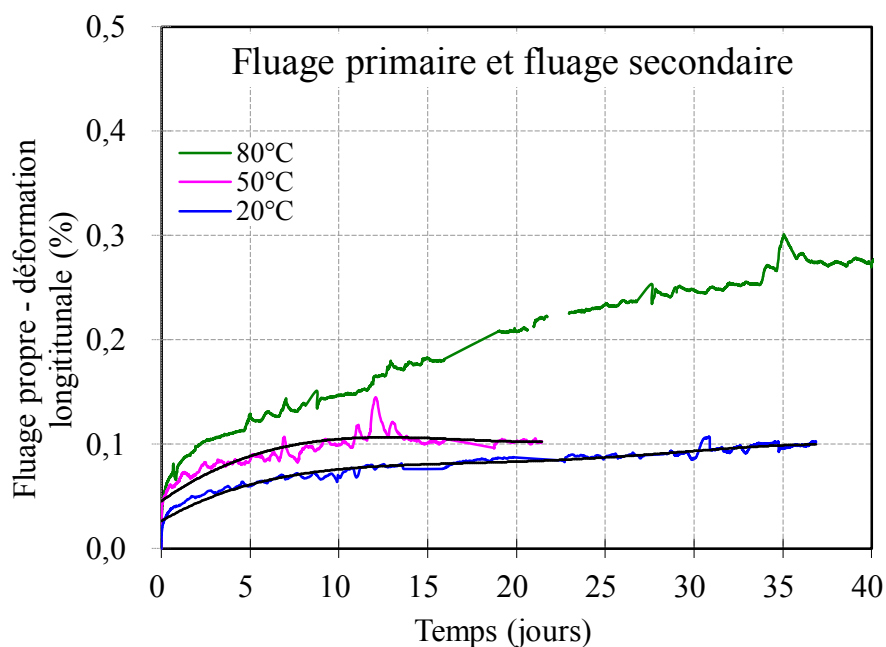


Figure 4.42 : Comparaison de la déformation du fluage propre du béton CEM I à 50% de R_c en fonction de la température

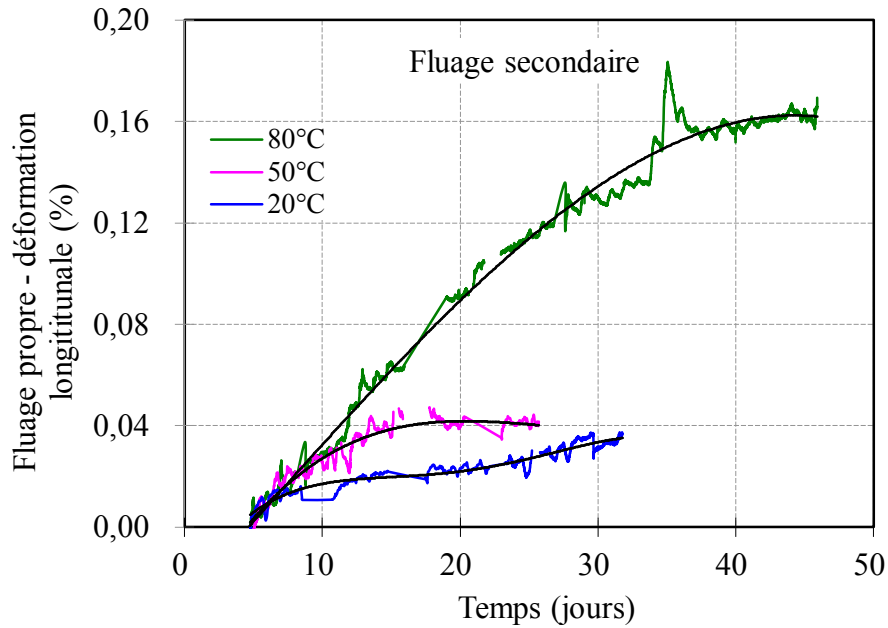


Figure 4.43 : Comparaison de la vitesse de fluage propre avec la pente sécante sous contrainte de chargement à 50% Rc en fonction de la température

Les figures 4.44 et 4.45 montrent respectivement les déformations de fluage du CEM I sous 80% Rc, après avoir retranché la part élastique et le fluage primaire. En comparant les figures 4.42 et 4.44 (et respectivement 4.43 et 4.45), on constate clairement l'effet du chargement : notamment à 50% de Rc et à 50°C, la déformation maximale est d'environ 0,1%, tandis qu'à 80% de Rc et 50°C, le fluage propre atteint une valeur maximale de 0,4%. De plus, l'effet de la pression de confinement par rapport au chargement axial est plus intense à 50% de Rc par rapport à 80% de Rc, ce qui permettait « d'empêcher » les déformations de fluage propre de béton CEM I à 50% de Rc. Cela ne semble pas être le cas à 80% de Rc pour lequel on constate une augmentation d'amplitude des déformations de fluage propre. Le passage de 50% Rc à 80% Rc et une température plus haute semble plus influencer le fluage. Au cours des essais, nous avons fait des cycles de déchargement et rechargement afin de mesurer les propriétés mécaniques à chaque niveau de contrainte appliquée. La figure 4.46 montre la réponse de la déformation vis-à-vis des cycles de rechargement et déchargement à 20°C. Les modules d'Young mesurés sont récapitulés dans le tableau 4.8. La mise en charge à 50°C et 80°C révèle une diminution du module d'élasticité, comparativement à ceux déterminés à 20°C. Cette réduction révèle un endommagement couplé entre le processus de chauffage et le chargement. Sur la

courbe de la réponse mécanique, on peut constater que la boucle de hystérésis présente à 80% de Rc est plus ouverte que celle à 50% de Rc. On peut en conclure que le chargement est assez fort pour ouvrir les microfissures préexistantes, qui ont été créés par le chauffage par exemple. Ceci engendre une amplitude plus élevée que celle à 20°C. Ceci peut expliquer que, dans le cas à 80°C, le béton CEM I flue plus par rapport aux cas à 20°C et 50°C. Par ailleurs, bien que nous n'ayons pas laissé suffisamment de temps pour la mesure du fluage propre à 80% de Rc, nous supposons que les vitesses de déformation à 20°C, 50°C et 80°C tendront vers une valeur identique comme dans le cas à 50% de Rc. Pour obtenir la valeur de la déformation potentielle à 80% de Rc, il faudrait attendre encore un certain temps.

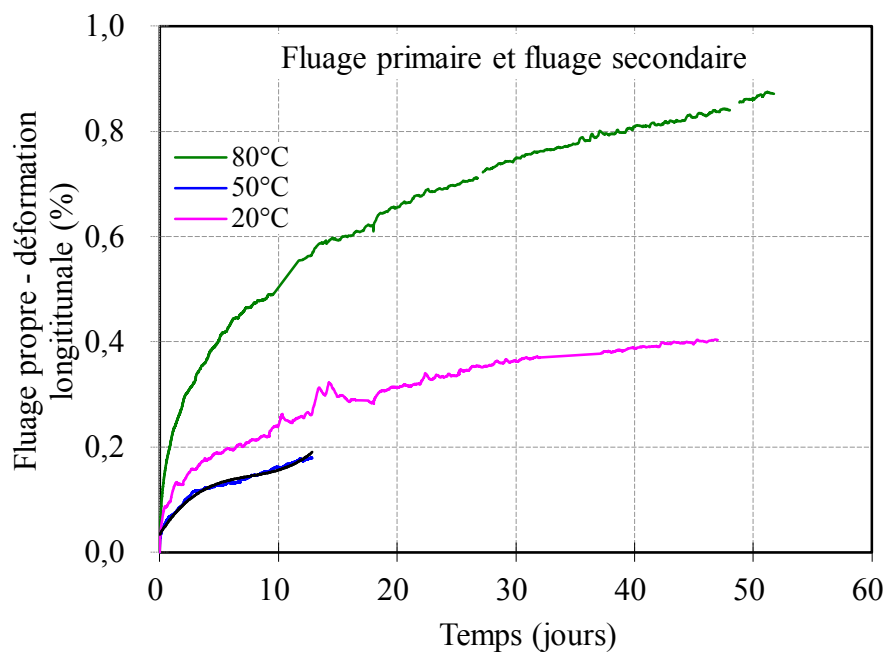


Figure 4.44 : Comparaison de la déformation de fluage propre du béton CEM I à 80% de la résistance [20°C, 50°C, 80°C]

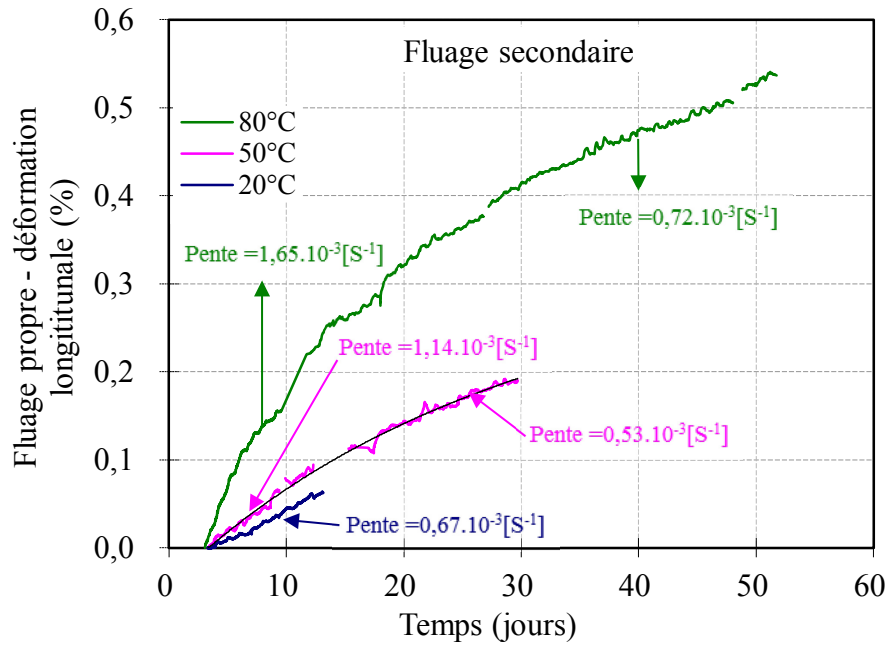


Figure 4.45 : Comparaison de la vitesse de fluage propre avec la pente sécante sans le fluage primaire sous contrainte de chargement à 80% de R_c (courbe bleue pour 20°C) (courbe rouge pour 50°C) et (courbe vert pour 80°C)

		Module de E en cycle de recharger(GPa)				Coefficient de Poisson en cycle de recharge			
		moyen ne de				moyen ne de			
20°C	50%de Résistance	25,3	25,2	27	25,8	0,35	0,35	0,37	0,36
	80% de Résistance	25,7	26,6	26,6	26,3	0,45	0,47	0,49	0,47
50°C	50% de Résistance	27,3	27,6	27,6	27,5	0,31	0,31	0,33	0,32
	80% de Résistance	24,9	24,9	24,9	24,9	0,37	0,43	0,49	0,43
80°C	50% de Résistance	27,93	28,77	28,85	28,5				
	80% de Résistance	25,03	26,42	26,24	25,9				

Tableau 4.8 : Module d'Young et coefficient de Poisson du béton CEM I saturé lors de l'essai de fluage (pour chacune des deux contraintes nous effectuons 3 mesures)

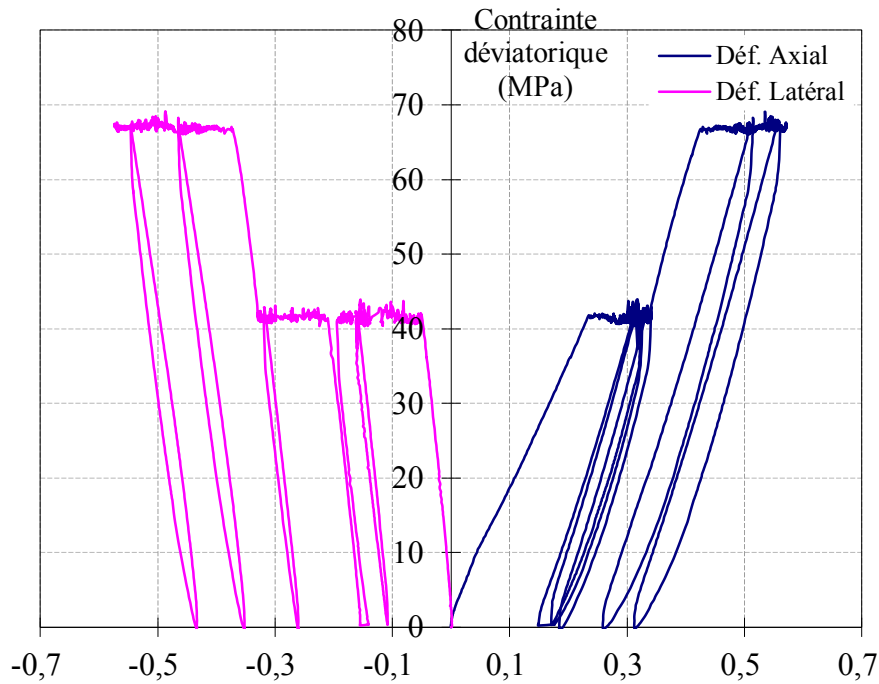


Figure 4.46 : Réponses de déformation axiale et latérale en fonction de contrainte pendant le fluage propre à 20°C sous pression de confinement de 5MPa

Conclusion

La campagne expérimentale menée dans cette étude a permis de mettre en évidence l'influence de la saturation en eau et de la température sur le comportement thermo-hydro-mécanique à court et long termes sur les deux bétons de l'Andra. Dans la première partie, les résultats expérimentaux obtenus sous compression axiale et triaxiale ont été détaillés en termes de propriétés mécaniques. Dans la suite, les évolutions des caractéristiques mécaniques des bétons à différents états de saturation et à trois températures, ainsi que le fluage propre et les fluages de dessiccation ont été mis en évidence.

L'analyse de la dessiccation a mis en évidence une compétition entre une compression interne du matériau, dont la conséquence est une augmentation des résistances mécaniques et de la microfissuration causée par la non-uniformité des gradients hydriques régnant dans le matériau. La résistance des deux bétons secs augmente lors de la dessiccation par rapport à l'état saturé. Néanmoins, les coefficients élastiques ont montré une diminution à l'état sec par rapport à l'état saturé, dû à un

endommagement important pendant le séchage. La comparaison des évolutions de résistances des matériaux pour un même chargement montre que la dessiccation influence moins le béton CEM I : la matrice cimentaire du CEM I est plus rigide et moins endommagée par la dessiccation que celle du CEM V, qui est plus sensible au séchage. La température ne joue pas un rôle important sur les deux bétons, sous l'effet du couplage thermo-hydro-mécanique, les coefficients élastiques sont quasiment constants. Seule la pression de confinement et la dessiccation provoquent une variation des modules d'Young et coefficient de Poisson.

A long terme, les essais de fluage propre sur le béton CEM I montrent clairement l'effet de la température et du chargement axial sur les déformations macroscopiques mesurées : plus la température est élevée, plus son fluage propre est important et ce même sous conditions triaxiales. Par ailleurs, la vitesse de fluage du béton est plus grande pour les températures les plus élevées. Les mesures de propriétés mécaniques pendant le fluage montrent un endommagement par le chauffage induisant une amplitude de déformation plus élevée qu'à 20°C. L'évolution de la déformation des essais de fluage de dessiccation pour les deux bétons a mis en évidence l'effet de la contrainte de chargement : plus la contrainte est élevée, plus le fluage de dessiccation est important. La cinétique de séchage mesurée pendant le fluage de dessiccation sous différentes contraintes de chargement axial montre que la variation de la masse est indépendante de la contrainte pour le béton CEM I. Cependant pour le béton CEM V, la variation de masse montre un très faible écart entre les échantillons soumis aux trois niveaux de contrainte. Le choix du point de référence réduit l'écart entre les courbes du CEM V, tandis que cette différence reste inchangée pour le CEM I. La comparaison des pertes de masse des 2 bétons montre que le CEM V perd moins d'eau en raison de sa distribution de porosité plus fine que celle du CEM I. Ce constat reste identique pour toutes les HR imposées.

Conclusion générale et perspective

Le but de ce travail de thèse était d'étudier le couplage thermo-hydro-mécanique des bétons dans le contexte du stockage souterrain de déchets radioactifs. Deux bétons ont été étudiés : les bétons de référence de l'Andra, fabriqués à base de ciment CEM I à $E/C=0,43$ (béton CEM I) et de ciment CEM V/A à $E/C=0,39$ (béton CEM V). Un programme expérimental a été développé en plusieurs étapes (maturation longue et séchage aux différentes températures, essais mécaniques) pour analyser les effets des saturations, températures et pression de confinement sur les matériaux cimentaires.

L'analyse du couplage thermo-hydrique (dessiccation aux humidités relatives décroissante sous trois températures) a permis une comparaison selon la nature du ciment avec le CEM V et le CEM I : le béton CEM V possède une distribution de porosité plus fine que celle du CEM I, mais un volume poreux plus important. De plus, l'étude de la dessiccation contrôlée a montré l'influence de la température sur le comportement en dessiccation : les cinétiques de séchage sont amplifiées sous haute température à cause du changement de propriétés des phases fluides, des propriétés de transfert plus élevées et de l'augmentation de la pression de vapeur saturante agissant sur des pores de plus en plus fins.

Les résultats des mesures des propriétés mécaniques à court terme sur les deux bétons nous permettent de conclure que:

- Certains résultats de mesure du comportement de référence (état saturé à 20°C) ont essentiellement montré que le module d'incompressibilité (K_b) de deux bétons saturés est quasiment constant. Dans la gamme de confinement imposé (de 0MPa à 15MPa), les deux bétons se déforment de manière similaire quelle que soit la distribution de porosité.
- Les essais de compression triaxiale sous pression de confinement ont montré que la réponse mécanique devient linéaire jusqu'à la limite élastique grâce à la fermeture des microfissures. Plus la pression de confinement est grande, plus la résistance est importante, ce qui a confirmé l'augmentation de ductile des bétons en présence de pression de confinement. Le module d'Young varie très peu en

présence de la pression de confinement, cependant le coefficient de Poisson informe l'endommagement créé au cours de l'essai : quand la pression de confinement augmente, le coefficient de Poisson devient plus important. La composition change également le comportement du béton : le béton CEM I apparaît plus raide que le CEM V sous chaque niveau de pression de confinement.

- L'influence du degré de saturation sur le comportement des bétons a mis en évidence les caractéristiques sur lesquelles l'eau a une influence : la microfissuration et la rigidification des bétons liés au séchage avant l'essai, la pression interstitielle dans les bétons et la lubrification entre les grains solides. Les essais mécaniques, tels que la compression uniaxiale et la compression triaxiale déviatorique, ont permis de comprendre comment la dessiccation influence le comportement mécanique. Les résistances uniaxiale et triaxiale déviatorique du béton augmentent avec la dessiccation. La dessiccation conduit à l'apparition d'une dépression capillaire et de gradients hydriques, qui conduisent également à une microfissuration. Il y a donc une compétition entre la rigidification et la microfissuration induite par la dessiccation. Par ailleurs, l'augmentation plus importante de la résistance dans le cas triaxial par rapport à la compression uniaxiale est due à la présence de l'eau dans les bétons : les surpressions interstitielles dans le cas triaxial a plus d'influence que le cas uniaxial à cause de la présence du confinement, qui retarde l'effet de la microfissuration hydrique induite. Les paramètres élastiques des bétons diminuent avec la dessiccation dans le cas uniaxial. Ceci montre un endommagement important après un séchage à 60°C et confirme un effet compétitif entre la rigidification et l'endommagement. Dans le cas triaxial, les résultats sont contraires : le module d'Young du béton sec est le plus important par rapport aux bétons saturés et partiellement saturés, ce qui est attribué au confinement empêchant la propagation de la microfissuration. Enfin, le couplage thermo-hydro-mécanique sur les propriétés mécaniques ne montre pas clairement d'effet de la température : les paramètres élastiques sont quasiment identiques dans la gamme de mesure (20°C, 50°C et 80°C). Il apparaît que c'est la pression de confinement et la dessiccation qui engendrent une variation des paramètres élastiques.

Un dispositif original a été développé au cours de ce travail pour étudier les propriétés mécaniques à long terme (le fluage de dessiccation sous charge uniaxiale avec mesure de la perte de masse). Il a été conçu comme un bâti équipé du comparateur permettant de mesurer les déformations axiales de l'échantillon sur une longue durée et sous environnement contrôlé. Cet essai nous permet de mesurer à la fois la cinétique de dessiccation sous charge uniaxiale et le fluage de dessiccation. Ce bâti maintient l'échantillon sous une force constante et la perte de masse est enregistrée au cours de l'essai par une pesée régulière. Un travail particulier a été mené sur les défauts initiaux de ce dispositif. Ainsi, la prise des mesures est plus fiable avec le dispositif corrigé et optimisé.

Les résultats des propriétés mécaniques à long terme sur les deux bétons nous permettent de conclure que:

- Les résultats de fluage de dessiccation en compression uniaxiale renseignent sur la cinétique de séchage en compression uniaxiale et le fluage de dessiccation. Les cinétiques de séchage sont quasiment identiques (les courbes sont superposées) quel que soit le chargement (même à 70% de R_c). Le fluage de dessiccation est influencé par la composition des bétons et le chargement : à faible niveau de chargement (30% de R_c), le béton CEM V se déforme plus que le CEM I. Le résultat de cinétique de séchage a montré que le CEM V perd moins d'eau par rapport au CEM I, à cause de sa plus fine porosité. Cependant, la plus fine porosité du CEM V est plus sensible aux variations de pression capillaire, qui induisent une partie du fluage de dessiccation au cours de la diminution de l'humidité relative. A un niveau de chargement intermédiaire (50% de R_c), les fluages des deux bétons sont quasiment identiques à cause de l'augmentation de chargement. Enfin à haut niveau de chargement (70% de R_c), il apparaît des microfissures mécaniques par augmentation du chargement et le fluage de deux bétons se comporte de manière inverse au cas de 30% de R_c de chargement.
- Les résultats de fluage propre multiaxial montrent clairement un effet de la température : la vitesse de fluage est plus rapide pour les températures élevées. La présence de la température accélère la rupture des liaisons au sein du béton provoquant le glissement des CSH, la viscosité de la pâte diminue également. Par

ailleurs, l'effet du chargement a une influence claire sur le fluage propre : plus le chargement est élevé, plus l'amplitude de fluage est importante. Enfin, les mesures de module d'Young et du coefficient de Poisson à chaque niveau de contrainte appliquée au cours des essais de fluage, montrent un maintien des propriétés élastiques. Le chargement élevé (80% de R_c) ouvre les microfissures préexistantes qui sont créées par le chauffage, ainsi l'amplitude de fluage mesurée est beaucoup plus élevée.

Les perspectives du présent travail sont multiples, tant d'un point de la détermination des caractéristiques mécaniques sous température et sous hygrométrie contrôlée, que de l'effet des contraintes mécaniques sur les propriétés de transfert des bétons Andra.

Une série d'essais de compression triaxiale faits à 105°C et sous différentes pressions de confinement doit être menée pour étudier le comportement mécanique pour une éprouvette complètement sèche, afin d'obtenir une référence plus caractéristique d'un état sans eau libre. Toutefois, la charge thermique de 105°C n'est pas sans provoquer un endommagement du matériau qu'il conviendra d'identifier. De plus, durant la phase de réversibilité du stockage, une ventilation intense des galeries va être mise en place pour minimiser l'effet exothermique des colis : cette ventilation conduira inmanquablement à une désaturation plus intense des bétons à des températures relativement élevées (proches de 70°C) : quels sont les effets de cette ventilation sur la désorption des bétons et sur leurs comportements mécaniques multiaxiaux? Pour évaluer les principales modifications des propriétés poro-mécaniques en fonction de la température et de la saturation faible, il faudra également caractériser le matériau sain par des essais mécaniques hydrostatiques et des mesures de compressibilités. Des essais de perméabilité en fonction du déviateur nous permettront de caractériser la perméabilité en fonction d'endommagement du béton. A partir du changement de perméabilité, nous pourrons préciser clairement l'ouverture de microfissuration pour chaque condition de chargement, et vérifier notre analyse pour l'essai mécanique.

A partir des résultats du fluage en compression triaxiale, nous pouvons simuler le phénomène associée aux fluages propres sous sollicitation triaxiale : choix d'un cadre de modélisation (THM avec viscoélasticité, viscoplasticité ...). Avec les résultat du fluage en compression simple, au terme de ces séries de mesure, nous pourrons formuler des propositions de modèles de couplage entre propriétés hydrodynamiques et propriétés mécaniques des matériaux cimentaires, par exemple, le couplage entre la

perméabilité et la microfissuration, et l'effet induit par un chargement mécanique sur des isothermes. Comme la procédure de désaturation est réversible, il faudra conduire des essais de resaturation pour obtenir le même état de saturation (70% et 50%) et faire des essais mécaniques ensuite, afin comprendre l'influence de l'hystérésis entre la désaturation et la resaturation sur le comportement mécanique durant la période de fermeture du stockage.

Références bibliographiques

[Abiar 86] G. Abiar, *Contribution à l'étude des déformations différées du béton en tenant compte de l'hygrométrie interne : un modèle de séchage pour le béton*, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1986.

[Acker 88] P. Acker, *Comportement mécanique du béton : apport de l'approche physico-chimique*, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et des Chaussées, Paris, Rapport de Recherche LPC n°152, 1988.

[Acker 97] P. Acker, A. Colson, L. Granger, P. Rossi, F. Ulm, *Ouvrages en béton soumis à des effets thermiques et/ou hydriques et Ouvrages en béton soumis aux effets du fluage*, in Calcul des Ouvrages Généraux de Construction, édité par Prat M., Bisch P., Millard A., Mestat P., Pijaudier-Cabot G., Hermès, pp. 575-654, Paris, 1997.

[Acker 01] P. Acker, F.J. Ulm, *Creep and shrinkage of concrete: physical origins and practical measurements*, Nuclear Engrg. Des, vol. 203, pp. 143–158, 2001.

[Akroyd 61] Z.N.W. Akroyd, *Concrete under triaxial stress*, Magazine of Concrete Research, vol.13, n°39, pp. 111-118, 1961.

[Aitcin 01] P. C. Aitcin, *Bétons Haute Performance*, éditions Eyrolles, 2001.

[Andra 01a] Andra, CEBTP, *Choix des formulations de référence : ciment CPA-CEMI, Caractéristiques mécaniques et de durabilité*, document interne Andra n°CRP0CTP 01-002/A ,2001.

[Andra 01b] Andra, LERM, *Choix des formulations de bétons de référence : ciment CPA-CEMV, Caractéristiques mécaniques et de durabilité*, document interne Andra n°CRP0LER 01-004/A ,2001.

[Andra 02] Andra, *Composition des eaux interstitielles des argilites du Callovo-Oxfordien non perturbées: état de la modélisation à Juillet 2002*. Rapport Andra

D.NT.ASTR.02-041, 2002.

[Andra 05] Andra, Dossier 2005: *référentiel des matériaux d'un stockage de déchets à haute activité et à vie longue, Tome 2: matériaux cimentaires, document interne à l'Andra n° CRPASC040015T2_A*, 2005, 2005.

[Bamonte 07] P. Bamonte, R. Felicetti, *On the tensile behavior of thermally-damaged concrete*. Proceedings of the 6th International conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structure - FraMCoS6, Vol.3, pp.8, 2007.

[Baroghel-Bouny 94] V. Baroghel-Bouny, *Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons ; méthodes, analyse, interprétations*, Edition du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 1994.

[Baron 92] J. Baron, J.P. Ollivier, *La durabilité des bétons*, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1992.

[Bažant 76] Z.P. Bažant, A.A Asghari, J. Scamiot, *Experimental study of creep of hardened cement paste at variable water content*, Matériaux et Construction, vol. 9, n° 52, pp. 279-290, 1976.

[Bažant 82] Z.P. Bažant, F.H Wittmann, *Creep and shrinkage in concrete structures*, John Wiley & Sons, 1982.

[Bažant 86] Z.P. Bažant, S. Sener, J.K. Kim, *Effect of cracking on drying permeability and diffusivity of concrete*, ACI Materials Journal, vol.84, p.351-357, 1986.

[Bažant 89] Z.P. Bažant, S. Prasannan, *Solidification theory for concrete creep I. Formulation*, Journal of Engineering Mechanics, vol.115 (8), pp. 1691-1703, 1989.

[Bažant 97] Z.P. Bažant, A.B. Huggaard, S. Baweja, F.J. Ulm, *Microprestressing-solidification theory for concrete creep. I: Aging and drying effects*, Journal of Engineering Mechanics, vol.123 (11), pp. 1188-1194, 1997.

[Berthaud 88] Y. Berthaud, *Mesure de l'endommagement du béton par une méthode ultrasonore*. Thèse de Doctorat, Université de Paris 6, 1988.

[Benboudjéma 02] F. Benboudjéma, *Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitation biaxiales - Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires*, Thèse de Doctorat, Université de Marne la Vallée, U.F.R. de Sciences et Technologies, 2002.

[Bisschop 02] J. Bisschop, J.G.M. Van Mier, *Effect of aggregates on drying shrinkage microcracking in cement-based composites*, *Materials and Structures*, vol.35, pp.453–461, 2002.

[Bissonnette 96] B. Bissonnette, *Le fluage en traction: un aspect important de la problématique des réparations minces en béton*, Thèse de Doctorat, Université de Laval, Québec, 1996.

[Bouikni 09] A. Bouikni, R.N Swamy, A Bali, *Durability properties of concrete containing 50% and 65% slag*, *Construction Building Materials*, 2009.

[Brook 01] J.J. Brooks, *The influence of pore stress on creep of hardened cement paste*, dans '*Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of concrete and other Quasi-Brittle Materials*', édité par F.-J. Ulm, Z.P. Bažant and F.H. Wittmann, Elsevier, Cambridge, p. 61-66, 2001.

[Brue 09] F. Brue, *Rôles de la température et de la composition sur le couplage thermo-hydro-mécanique des bétons*, Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lille, 2009.

[Brue 12] F. Brue, C.A. Davy, F. Skoczylas, N. Burlion, X. Bourbon, *Effect of temperature on the water retention properties of two high performance concretes*, vol.42, pp. 384-396, 2012.

[Burlion 97] N. Burlion, *Compaction des bétons : éléments de modélisation et caractérisation expérimentale*, Thèse de doctorat, ENS Cachan, France 1997

[Burlion 01] N. Burlion, G. Pijaudier-Cabot, N. Dahan, *Experimental analysis of compaction of concrete and mortar*, Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol.25: pp.1467-1486, 2001.

[Burlion 02] N. Burlion, *Technique d'essai et caractérisation expérimentale*, in *Comportement mécanique du béton*, édité par Pijaudier-Cabot G. et Reynouard J.-M., Traité MIN, Hermès, Paris, 2002.

[Burlion 03] N. Burlion, I. Yurtdas, F. Skoczylas, *Comportement mécanique et séchage de matériaux à matrice cimentaire : comparaison mortier – béton*, Revue Française de Génie Civil, vol. 7, n°2, pp. 145-165, 2003.

[Butcher 58] W.S. Butcher, *The effect of air drying before test: 28-day strength of concrete*, Constructional Review, pp. 31-32, Sydney, 1958.

[Chen 82] W.F. CHEN., *Plasticity in reinforced concrete*. New York: McGraw-Hill Bookstore, 465p, 1982.

[Choinska 06] M. Choinska, *Effets de la température, du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure*, Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Nantes et l'Université de Nantes, France, 2006.

[Diamond 86] S. Diamond, *The Microstructure of Cement Paste in Concrete*. VIII International Cong. Chem.Cem., vol. I, Rio de Janeiro, pp 113-121, 1986.

[Diamond 99] S. Diamond, *Aspect of concrete porosity revisited*. Cement and Concrete Research, vol.29, pp.1181–1188, 1999.

[Dejong 07] M.J. Dejong, F.J. Ulm, *The nanogranular behavior of c-s-h at elevated temperatures (up to 700°C)*. Cement and Concrete Research, Vol. 37, pp.1-12, 2007.

[Escalante-Garcia 03] J.I. Escalante-Garcia, *Nonevaporable water from neat OPC and replacement materials in composite cements hydrated at different temperature*, Cement and Concrete Research, vol.33, pp. 1883-1888, 2003.

[Fares 09] H. Fares, *Propriétés mécaniques et physico-chimiques de bétons autoplaçants exposés à une température élevée*, Thèse de Doctorat, Université de Cergy-Pontoise, France, 2009.

[Feldman 68] R.F. Feldman, P.J. Sereda. *A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties*, Colloque RILEM Munich. 1–3 Avril, 1968.

[Gabet 06] T. Gabet, *Comportement triaxial du béton sous fortes contraintes: Influence du trajet de chargement*, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, 2006.

[Gamble 78] B.R. Gamble, L.J. Parrott, *Creep of concrete in compression during drying and wetting*, Magazine of Concrete Research, 104 (30), pp.129-138, 1978.

[Gaweska-Hager 04] I. Gaweska-Hager., *Comportement à haute température des bétons à haute performance - évolution des principales propriétés mécaniques*, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées/Ecole Polytechnique de Cracovie, France, 2004.

[Ghosh 73] R.S. Ghosh, *A hypothesis on mechanism of maturing creep of concrete*, Materials and Structures, vol.6 (31), pp. 23-26, 1973.

[Granger 95] L. Granger, *Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires: analyse et modélisation*, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1995.

[Gross 73] H. Gross, *On high temperature creep of concrete*, International Conference on Structural Mechanics in reactor Technology - 2nd SMIRT, Vol. 3, 1973.

[Guénot-Delahaie 97] Isabelle Guénot-Delahaie , *Contribution à l'analyse physique et à la modélisation du fluage propre du béton*, Thèse de doctorat, Laboratoire central des ponts et chaussées Paris, 1997.

[Heikal 05] M. Heikal, M.S. Morsy, et I. Aiad, *Effect of treatment temperature on the early hydration characteristics of superplasticized silica fume blended cement pastes*. Cement and Concrete Research vol .35(4), pp: 680-687, 2005.

[Homand 86] F. Homand, *Comportement mécanique des roches en fonction de la température*, Editions de la Fondation Scientifique de la Géologie et de ses Applications, 1986.

[Huet 82] C. Huet, P. Acker, J. Baron, *Fluage et autres effets rhéologiques différées du béton, dans « Le béton hydraulique »*, Paris, Presse de l'Ecole Nationale des Pont et Chaussées, 1982.

[Lemaitre 88] J. Lemaitre, J.L. Chaboche, *Mécanique des matériaux solides*. 2^{ème} édition Dunod, 1988.

[Jamet 84] P. Jamet, A. Millard, G. Nahas, *Triaxial behavior of a micro-concrete complete stress-strain for confining pressures ranging from 0 to 100 MPa* . International Conference on Concrete under Multiaxial Conditions, Presses de l'Université Paul Sabatier, Toulouse, vol. 1, pp.133-140, 1984.

[Jennings 08] H.M. Jennings, *Refinements to colloid model of C–S–H in cement: CM-II*, Cement and Concrete Research, 38 (3) , pp. 275–289, 2008.

[Kanstad 91] T. Kanstad, *Evaluation of material models for shrinkage and creep of concrete*, Nordic concrete research, vol.10, pp. 93-104, 1991.

[Kjellsen 90] K.O. Kjellsen, R.J. Detwiler, O.E. Gjorv, *c*, Cement and Concrete Research, vol.20 (6), pp.927-933, 1990.

[Kourounis 07] S. Kourounis, S. Tsivilis, P.E. Tsakiridis, G.D. Papadimitriou, Z. Tsibouki, *Properties and hydration of blended cements with steelmaking slag*, Cement and Concrete Research, vol.37, pp.815-822, 2007.

[Kovler 01] K. Kovler., *Drying creep of stress-induced shrinkage?* dans 'Creep,

Shrinkage and Durability Mechanics of concrete and other Quasi-Brittle Materials', édité par F.-J. Ulm, Z.P. Bažant and F.H. Witmann, El sevier, Cambridge, p. 67-72, 2001.

[Labani 74] JM. Labani, PJM. Sullivan, *The performance of lightweight aggregate concrete at elevated temperature*. Imperial College: Concrete Structure and Technology, Reports CSTR, n°73, pp.2-100, 1974.

[Ladaoui 10] W. Ladaoui, *Etude expérimentale du comportement Thermo-Hydro-Mécanique à long terme des BHP destinés aux ouvrages de stockage des déchets radioactifs*, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, 2010.

[Lam 97] L. Lam, Y.L. Wong, C.S. Poon, *Effect of fly ash and silica fume on compressive and fracture behaviors of concrete*, Cement and Concrete Research, 28, 2, pp. 271-283, 1998.

[Lassabatère 97] T. Lassabatère, J.-M Torrenti., L Granger, *Sur le couplage entre séchage du béton et contrainte appliquée*, Actes du Colloque Saint-Venant, Paris, France, pp.331-338, 1997.

[Leng 00] F. Leng, N. Feng, X. Lu, *An experimental study on the properties of resistance to diffusion of chloride ions of fly ash and blast furnace slag concrete*, Cement and Concrete Research, vol.30, pp.989-992, 2000.

[Lohtia 70] R.P. Lohtia, Mechanism of creep in concrete, Roorkee University Research Journal, 1-2 (12), pp.37-47, 1970.

[Lorrain 74] M. Lorrain., *Contribution à l'étude de la micromécanique des matériaux granulaires cohérents - Application au béton*. Thèse Doctorat. Sciences, Université de Toulouse, 1974.

[Makani 11] A Makani., *Influence de la nature minéralogique des granulats sur le comportement mécanique différencié des bétons*, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, 2001.

[Maso 80] J.C. Maso, *La liaison entre les granulats et la pâte de ciment hydraté*, 7ème Congrès International de Chimie des Ciments, Rapport principal, Paris, 1980.

[Mazars 82] J. Mazars, *Mécanismes physiques de rupture et modèles de comportement mécanique du béton hydraulique*, in *Le béton hydraulique : connaissance et pratique*, édité par Baron J. et Sauterey R., Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 295-316, 1982.

[Mazars 84] J. Mazars, *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*, Thèse de Doctorat, Université de Paris 6, E.N.S. de Cachan, 1984.

[Mehta 80] P.K. Mehta, D. Manmohan, *Pore size distribution and permeability of hardened cement paste*, 7^{ème} Congrès international de la Chimie des ciments, Paris, 3, 7.1, pp. 1-11, 1980.

[Mehta 86] P. Mehta, *Concrete, structure, properties and materials*, In Englewood Cliff, New Jersey : Prentice-Hall, 1986.

[Menou 04] A. Menou, *Etude du comportement thermomécanique des bétons à haute température : approche multi échelles de l'endommagement thermique*, Thèse de doctorat, Université de Pau et des pays de l'Adour, 2004.

[Mills 60] R.H. Mill, *Strength-maturity relationship for concrete which is allowed to dry*, RILEM Int. Symp. on Concrete and Reinforced Concrete in Hot Country, Haïfa, 1960.

[Moore 95] D.E. Moore, D.A. Lockner, *The role of microcracking in shear-fracture propagation in granite*. Journal of Structural Geology 17, 95 – 114.1995.

[Mounanga 03] P. Mounanga, *Etude expérimentale du comportement de pâtes de ciment au très jeune âge : hydratation, retraits, propriétés thermophysiques*, Thèse de doctorat, Université de Nantes, 2003.

- [Neville 00] A.M. Neville, *Propriétés des bétons*, Eyrolles, Paris, France, 2000.
- [Noumowe 95] A.N. Noumowe, *Effet des hautes températures (20-600 °C) sur le béton. Cas particulier du béton à hautes performances*. Thèse de Doctorat, INSA, Lyon, 1995.
- [Okajima 80] T. Okajima, T. Ishikawa, K. Ichise, *Moisture effect on the mechanical properties of cement mortar*, Transactions of the Japan Concrete Institute, vol. 2, pp.125-132, 1980.
- [Olsson 95] W.A. Olsson., *Development of anisotropy in the incremental shear moduli for rock undergoing inelastic deformation*. Mechanics of Materials 21, 231–242, 1995.
- [Pihlajavaara 74] S.E. Pihlajavaara., *A review of some of the main results of a research on nthe ageing phenomena of concrete, effect of moisture conditions on strength, shrinkage and creep of mature concrete* , Cement and Concrete Research, vol.4, pp. 761-771, 1974.
- [Poinard 10] C. Poinard., *Comportement du béton sous chargement triaxial sévère : analyse tomographique et modélisation à l'échelle mésoscopique*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble, 2010.
- [Pons 98] G. Pons., *Caractérisation du comportement différé des bétons. De la réalité à la note de calcul*, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Spécial XX, pp. 61-71, 1998.
- [Powers 47] T.C Powers, T.L. Brownyard, *Studies of the physical properties of hardened Portland cement paste*, Bull. 22, Res. Lab. of Portland Cement Association, Skokie, IL, U.S.A., reprinted from J. Am. Concr.Inst. (Proc.), vol. 43, pp. 101–132, 249–336, 469–505,549–602, 669–712, 845–880, 933–992, 1947.
- [Powers 58] T.C Power., *Structure and phys ical properties of hardened Portland cement paste*. Journal of American Ceramic Society, 41, 1, pp. 1-6, 1958.

[Powers 68] T.C. Powers, *The thermodynamics of volume change and creep*, Materials and Structures, 1(6), pp.487-507, 1968.

[Rilem 72] RILEM TC14-CPC , *modulus of elasticity of concrete in compression (CPC8)* , Materials and structures,6,n°30,1972.

[Ramtani 90] S. Ramtani, *Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral*, Thèse de Doctorat, Université Pierre et Marie-Curie (Paris 6), Paris, 1990.

[Ross 58] A.D. Ross., *Creep of concrete under variable stress*, ACI journals, 54, pp. 739-758, 1958.

[Rossi 12] P. Rossi, J.-L. Tailhan, F.L. Maou, L. Gaillet, E. Martin, *Basic creep behavior of concretes investigation of the physical mechanisms by using acoustic emission*, Cement and Concrete Research, Vol.42, Issue 1, pp. 61-73, 2012.

[Ruetz 68] W. Ruetz, *An hypothesis for the creep of the hardened cement paste and the influence of simultaneous shrinkage, proceedings of the Structure of Concrete and its Behaviour under Load*, Londres, pp. 365-387, 1968.

[Schmidt 03] J.M. Schmidt, *High pressure and high strain rate behaviour of cementitious materials: experiments and elastic/viscoplastic modeling*, PhD thesis, University of Florida, USA, 2003.

[Sfer 02] D. Sfer, I. Carol, R. Gettu, et G. Etse, *Study of the behavior of concrete under triaxial compression* , J. of Engineering Mechanics ASCE 128, pp. 156-163, 2002.

[Sicard 92] V. Sicard, R. François, E. Ringot, G. Pons, *Influence of creep and shrinkage on cracking in high strength concrete*, Cement and Concrete Research, vol.22, pp.159–168, 1992.

[Sicard 96] V. Sicard, J.F. Cubaynes, G. Pons, *Modélisation des déformations*

différées des bétons à hautes performances : relation entre le retrait et le fluage, Materials and Structures, vol.29, pp. 345-353, 1996.

[Steif 84] P.S. Steif, *Crack extension under compressive loading*. Engng. Fract. Mech. Vol: 30, pp: 463-473, 1984.

[Taylor 90] Taylor H. F. W., *Cement Chemistry*. Academic Press, London, 1990.

[Tazawa 95] E. Tazawa, S. Miyazawa, T. Kasai, *Chemical shrinkage and autogenous shrinkage of hydrating cement paste*, Cement and Concrete Research, Vol25, No 2, pp. 288-292, 1995.

[Torrenti 93] J.-M. Torrenti, C. Boulay, *Résultats récents concernant l'essai de compression du béton*, Annales de l'ITBTP, vol.513, pp. 19-30, 1993.

[Toutanji 03] H. Toutanji, N. Delatte, S. Aggoun, R. Duval, A. Danson, *Effect of supplementary cementitious materials on the compressive strength and durability of short-term cured concrete*, Cement and Concrete Research, 34, pp. 311-319, 2004

[Ulm 98] F.J. Ulm, P. Acker, *Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons*, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Spécial XX, pp. 73-82, 1998.

[Ulm 99] F.J. Ulm, F. Le Maou, C. Boulay, *Creep and shrinkage coupling: new review of some evidence*, Revue Française de Génie Civil, vol. 3, n° 3-4, pp. 21-37, 1999.

[Van Mier 84] Van Mier, *Strain softening of concrete under multiaxial loading conditions*, Doctoral Dissertation, Eindhoven University of Technology, the Netherlands Mier, 1984.

[Vejmelkova 08] E. Vejmekova, M. Pavlikova, Z. Kersner, P. Rovnanikova, M. Ondracek, M. Sedlmajer, R. Cerny, *High performance concrete containing lower slag amount: a complex view of mechanical and durability properties*, Construction Building Materials, 2008.

[Vu 07] X.H. Vu, *Caractérisation expérimentale du béton sous fortconfinement : influences du degré de saturation et du rapport eau/ciment*, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, 2007.

[Wittmann 68] F.H. Wittmann, *Surface tension, shrinkage and strength of hardened cement paste*, *Materials and Structures*, vol. 1, n° 6, pp. 547-552, 1968.

[Wittmann 77] F.H. Wittmann, *Fundamental principles of a model describing the characteristic properties of concrete*, Schriftenreihe Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1977.

[Wittmann 82] F.H. Wittmann, *Creep and shrinkage mechanisms*, *Creep and shrinkage in concrete structures*, p.129-161, 1982.

[Wittmann 85] F.H. Wittmann, *Deformation of concrete at variable moisture content*, in *Mechanics of Geomaterials*, edited by Bažant Z.P, John Wiley and Sons, pp. 425-459, 1985.

[William 05] E.M. William, S.E. Akers, P.A. Reed, *Constitutive models for the triaxial behaviour of concrete*, Report n°ERDC/GSL TR-05-16, Geotechnical and Structures Laboratory, U.S. Army, 2005.

[Yurtdas 03] I. Yurtdas., *Couplage comportement mécanique et dessiccation des matériaux à matrice cimentaire : étude expérimentale sur mortiers*. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lille, France, 2003.