



**HAL**  
open science

# Comportement du béton au jeune âge dans les structures massives. Application au cas de réparation des ouvrages.

Jihad Zreiki

## ► To cite this version:

Jihad Zreiki. Comportement du béton au jeune âge dans les structures massives. Application au cas de réparation des ouvrages.. Sciences de l'ingénieur [physics]. École normale supérieure de Cachan - ENS Cachan, 2009. Français. NNT: . tel-00466966

**HAL Id: tel-00466966**

**<https://theses.hal.science/tel-00466966>**

Submitted on 25 Mar 2010

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

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

*THÈSE DE DOCTORAT DE L'ÉCOLE  
NORMALE SUPÉRIEURE DE CACHAN*

Présentée par

**Jihad ZREIKI**

pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'ÉCOLE NORMALE SUPÉRIEURE DE  
CACHAN

Spécialité :

*MÉCANIQUE- GENIE MÉCANIQUE - GÉNIE CIVIL*

Sujet de la thèse :

**Comportement du béton au jeune âge dans les structures massives.  
Application au cas de réparation des ouvrages**

Thèse à présenter et à soutenir à Cachan le 25/09/2009 devant le jury composé de :

R. FRANCOIS	Professeur, Université de Toulouse	Président
A. KHELIDJ	Professeur, Université de Nantes	Rapporteur
G. DE SCHUTTER	Professeur, Université de Ghent	Rapporteur
G. NAHAS	Ingénieur de recherche, IRSN	Examineur
F. BOUCHELACHEM	Maître de conférences, Paris 6	Examineur
M. CHAOUCHE	Directeur de recherche, ENS de Cachan	Directeur de thèse





# Table des matières

<b>Remerciement</b>	<b>3</b>
<b>Table des matières</b>	<b>i</b>
<b>Table des figures</b>	<b>vii</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>xv</b>
<b>Notations</b>	<b>xviii</b>
<b>Introduction générale</b>	<b>1</b>
<b>I Eléments bibliographiques sur le comportement du béton au jeune âge</b>	<b>5</b>
<b>1 Hydratation du ciment</b>	<b>7</b>
1 Introduction . . . . .	8
2 Description du mécanisme de l'hydratation du ciment . . . . .	9
2.1 Hydratation du $C_3S$ . . . . .	10
2.2 Hydratation des aluminates . . . . .	13
2.3 Prise du ciment . . . . .	14
2.4 Cinétique d'hydratation . . . . .	15
2.5 Définition du degré d'hydratation $\xi$ . . . . .	16
2.6 Détermination du degré d'hydratation $\xi$ . . . . .	19
2.7 Le degré d'hydratation ultime . . . . .	25
3 Modélisation de l'hydratation . . . . .	26
3.1 Modèles Microscopiques . . . . .	26
3.2 Modèles Macroscopiques . . . . .	28
4 Conclusion . . . . .	31

<b>2</b>	<b>Variations volumiques du béton au jeune âge</b>	<b>33</b>
1	Introduction . . . . .	35
2	Fluage . . . . .	35
2.1	Définition générale du fluage . . . . .	35
2.2	Fluage spécifique . . . . .	36
2.3	Fluage propre . . . . .	37
2.4	Paramètres influençant le fluage . . . . .	41
2.5	Fluage de dessiccation . . . . .	51
3	Retrait . . . . .	54
3.1	Retrait endogène . . . . .	54
3.2	Retrait de dessiccation . . . . .	56
3.3	Retrait thermique . . . . .	59
4	Fissuration . . . . .	59
5	Conclusion . . . . .	59
<b>II</b>	<b>Méthodes expérimentales</b>	<b>61</b>
<b>3</b>	<b>Présentation des dispositifs expérimentaux et des procédures d'essais</b>	<b>63</b>
1	Introduction . . . . .	65
2	Caractéristiques mécaniques . . . . .	65
2.1	Essais de compression uniaxiale . . . . .	65
2.2	Essais de traction uniaxiale . . . . .	66
2.3	Mesure du module d'Young . . . . .	66
3	Méthodes de mesures des déformations du béton . . . . .	70
3.1	Mesure des déformations par jauges de déformation . . . . .	71
3.2	Mesure des déformations par capteurs à corde vibrante . . . . .	72
3.3	Mesure des champs de déplacement par la technique de corrélation d'images ( <i>CORRELI<sup>LMT</sup></i> ) . . . . .	73
4	Mesure du retrait . . . . .	76
4.1	Retrait libre . . . . .	76
4.2	Retrait empêché . . . . .	78
4.3	Nouvel anneau passif du retrait du béton . . . . .	79
5	Mesure la perméabilité avec l'essai à l'anneau . . . . .	84
6	Mesure du fluage . . . . .	86
6.1	Présentation de l'essai de fluage en compression développé . . . . .	87
6.2	Montage d'un nouvel essai du fluage avec ( <i>CORRELI<sup>LMT</sup></i> ) . . . . .	89
7	Essais de calorimétrie semi-adiabatique . . . . .	91
7.1	Capacité thermique du béton . . . . .	93
7.2	Définition de l'âge équivalent . . . . .	94
7.3	Protocole et déroulement de l'essai de calorimétrie semi-adiabatique . . . . .	95
8	Essais sur structure réelle. Application à une pièce massive en béton . . . . .	97
8.1	Instrumentation utilisée et calcul des déformations locales . . . . .	97

8.2	Réalisation de l'essai . . . . .	99
9	Conclusion . . . . .	101
<b>4</b>	<b>Résultats expérimentaux</b>	<b>103</b>
1	Introduction . . . . .	105
2	Matériaux d'étude . . . . .	105
2.1	Composition du BHP . . . . .	106
2.2	Composition du BAPF . . . . .	106
3	Caractéristiques chimiques du ciment utilisé . . . . .	107
4	Résultats d'hydratation . . . . .	108
4.1	Température et chaleur d'hydratation . . . . .	108
4.2	Affinité chimique et degré d'hydratation . . . . .	109
5	Caractéristiques mécaniques . . . . .	111
5.1	Résistances mécaniques en compression et à la flexion . . . . .	111
5.2	Module d'Young . . . . .	113
6	Résultats expérimentaux de retrait . . . . .	115
6.1	Retrait libre endogène . . . . .	115
6.2	Perte en masse . . . . .	119
6.3	Retrait libre de séchage et perte en masse . . . . .	120
6.4	Retrait endogène empêché sur l'anneau . . . . .	123
7	Résultats expérimentaux de fluage du BHP en compression . . . . .	124
7.1	Influence du niveau de chargement . . . . .	124
7.2	Visualisation des champs par <i>CORRELI<sup>LMT</sup></i> et résultats de mesures	125
8	Résultats expérimentaux sur pièces massives . . . . .	129
8.1	Température et chaleur d'hydratation des bétons B5 et B2 . . . . .	129
8.2	Affinité chimique et degré d'hydratation . . . . .	130
8.3	Retrait libre endogène . . . . .	131
8.4	Essai à l'anneau . . . . .	133
8.5	Déformations mesurées dans la pièce massive . . . . .	135
9	Conclusion . . . . .	139

### III Modélisation macroscopique 141

<b>5</b>	<b>Modélisation</b>	<b>143</b>
1	Introduction . . . . .	145
2	Modélisation Thermo-Chemo-Mecanique . . . . .	146
2.1	Modélisation du transfert de chaleur . . . . .	146
3	Modélisation du Retrait thermique . . . . .	147
4	Modélisation du retrait endogène . . . . .	147
4.1	Modèles existants . . . . .	147
4.2	Modèle proposé . . . . .	150
5	Modélisation du fluage propre . . . . .	150

5.1	Introduction . . . . .	150
5.2	Description des modèles de fluage propre . . . . .	151
5.3	Description des modèles rhéologiques de fluage . . . . .	155
5.4	Modèle proposé . . . . .	155
5.5	Algorithme de résolution numérique . . . . .	159
5.6	Paramètres du modèle . . . . .	160
5.7	Modèle d'endommagement élastique isotrope . . . . .	160
6	Conclusions . . . . .	162
<b>6</b>	<b>Validation du modèle</b>	<b>163</b>
1	Introduction . . . . .	165
2	Identification des paramètres thermiques et d'hydratation . . . . .	165
2.1	Chaleur massique du ciment $Q_{Totale}$ ou $Q_{\infty}$ . . . . .	165
2.2	Conductivité thermique $\lambda$ . . . . .	167
2.3	Capacité thermique volumique $C$ . . . . .	168
2.4	Coefficient d'échange $h$ . . . . .	169
2.5	Énergie d'activation $E_a$ . . . . .	169
3	Propriétés mécaniques . . . . .	170
3.1	Module d'Young . . . . .	170
3.2	Résistances à la compression $R_c$ et à la traction $F_t$ . . . . .	172
4	Simulation des essais réalisés au laboratoire . . . . .	173
4.1	Retrait endogène libre . . . . .	173
4.2	Retrait empêché à l'anneau . . . . .	175
4.3	Fluage propre en compression . . . . .	177
5	Simulations à l'échelle de la structure . . . . .	180
5.1	Retrait endogène libre . . . . .	180
5.2	Retrait empêché à l'anneau . . . . .	181
5.3	Simulations en 2D . . . . .	182
5.4	Simulations en 3D . . . . .	186
6	Application à une pile de pont . . . . .	191
7	Conclusion . . . . .	196
	<b>Conclusion générale</b>	<b>197</b>
	<b>Perspectives</b>	<b>201</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>203</b>
<b>IV</b>	<b>Annexes</b>	<b>219</b>
<b>A</b>	<b>Caractéristiques des matériaux</b>	<b>221</b>
A.1	Béton autoplaçant Fibré BAPF (B5) . . . . .	221
A.1.1	Ciment V . . . . .	221

---

A.1.2	Sables et gravillons . . . . .	221
A.2	Béton à Hautes Performances (BHP) . . . . .	221
A.2.1	Ciment I . . . . .	221
A.2.2	Sables et gravillons . . . . .	223
<b>B</b>	<b>Dispositifs expérimentaux</b>	<b>225</b>
B.1	Principe de fonctionnement d'une jauge résistive . . . . .	225
B.2	Principe du capteur à corde vibrante . . . . .	225
B.3	Appareil à ultrason . . . . .	227
B.4	Comparateur Absolute Digimatic . . . . .	228
<b>C</b>	<b>Modèles de fluage</b>	<b>231</b>
C.1	Le modèle de ACI-209 . . . . .	231
C.2	Le modèle de fluage du BPEL 91 . . . . .	231
C.3	Le modèle de fluage B3 . . . . .	232
C.4	Le modèle de Granger . . . . .	233
C.5	Le modèle CEB-FIP MC 90 . . . . .	234
<b>D</b>	<b>Techniques de mesures</b>	<b>235</b>
D.1	Caractérisation de la microstructure par observations au Microscopic Elec- tronique à Balayage . . . . .	235
D.2	Paramètres de modélisation . . . . .	238
D.2.1	Paramètres de modélisation utilisés pour la simulation des essais de laboratoire . . . . .	238
D.2.2	Paramètres de modélisation utilisés la simulation des piles de pont	238
	<b>Publications</b>	<b>241</b>



# Table des figures

1.1	Image obtenue au MEB de Portlandite dans la matrice, échantillon CEM III/B 12h, 1 = portlandite; 2 = C-S-H . . . . .	10
1.2	Image obtenue au MEB de l'Ettringite aciculaire dans un béton . . . . .	11
1.3	Évolution du dégagement de chaleur et de la conductivité électrique lors de l'hydratation d'une pâte de $C_3S$ . . . . .	12
1.4	Courbe calorimétrique typique reliant le taux de libération de la chaleur d'hydratation du $C_3S$ avec le temps . . . . .	13
1.5	Diagramme de Diffraction aux Rayons X d'un ciment anhydre et d'un ciment hydraté pendant 24 heures . . . . .	19
1.6	Image MEB d'un mortier de ciment Portland, âgé de 200 jours, E/C=0,4	20
1.7	Degré d'hydratation de deux ciments normal et blanc : T-1H ciment Portland, T-L ciment blanc avec cendres volantes . . . . .	21
1.8	Analyse thermogravimétrique, courbes TG et DTG . . . . .	22
1.9	Le modèle CEMHYD3D . . . . .	27
1.10	Simulation de la microstructure d'une pâte de ciment avec le modèle HYMOSTRUC (rapport E/C=0,3; âge : 14 jours; degré d'hydratation $\xi = 0,63$ ). Haut : Processus de croissance et grains de ciment incorporés. Bas : microstructure simulée. . . . .	28
1.11	Modèle de l'EPFL : Représentation du VER généré par éléments finis. . .	29
1.12	Développement de la microstructure au cours de l'hydratation du ciment .	29
1.13	Evolution du taux d'hydratation en fonction du degré d'hydratation au jeune âge pour une phase pure de $C_3S$ hydraté à 23 ° C, avec un rapport E/C de 0.5 . . . . .	30
1.14	Modèles décrivant l'évolution de l'affinité chimique et du degré d'hydratation en fonction du temps . . . . .	31
2.1	Description phénoménologique des changements de volume au jeune âge.	36
2.2	Représentation simplifiée du fluage propre. . . . .	37
2.3	Ordre de grandeur des déformations de fluage dans un béton . . . . .	38
2.4	La déformation du fluage propre en fonction de l'âge de chargement . . .	38

2.5	Mécanismes du fluage propre à court terme . . . . .	40
2.6	Mécanismes du fluage propre à long terme . . . . .	41
2.7	Relation qualitative entre le fluage et différents facteurs influençant les déformations de fluage . . . . .	42
2.8	Evolution de la déformation de fluage avec la température. . . . .	43
2.9	Evolution temporelle des déformations de fluage en traction avec variations hygrométriques . . . . .	43
2.10	Evolution du fluage du béton en compression à l'âge de cinq jours avec le rapport de charge/ résistance . . . . .	44
2.11	Dispersion des fonctions de fluage en compression et en traction . . . . .	45
2.12	Evolution de la fonction de fluage avec le temps de chargement, résultats expérimentaux et modèle viscoélastique linéaire . . . . .	45
2.13	Résultats d'essais de fluage avec un rapport $E/C=0,56$ . Etude de l'influence de différents paramètres . . . . .	46
2.14	Mesures de fluage en traction sous différents rapports contrainte/résistance . . . . .	47
2.15	Déformation totale (retrait et fluage) depuis le démoulage d'un béton chargé après $t_0$ jours de durcissement. . . . .	48
2.16	Evolution des déformations totales d'un béton sous l'effet d'échelons de contrainte de même intensité appliqués à des âges croissants . . . . .	48
2.17	Compilation de mesures de fluage relatif à différents âges . . . . .	49
2.18	Evolution du fluage en traction à différents âges de chargement . . . . .	50
2.19	Evolution du fluage en traction avec le niveau de chargement . . . . .	50
2.20	Déformation de fluage mesurée sur des échantillons avec retrait endogène empêché . . . . .	52
2.21	Déformations de fluage propre et de fluage total (propre et dessiccation) . . . . .	52
2.22	Identification des déformations de fluage de dessiccation en traction . . . . .	53
2.23	Mesure du retrait chimique . . . . .	55
2.24	Méthodes de mesure du retrait chimique . . . . .	56
2.25	Retrait chimique mesuré sur différents mortiers . . . . .	57
2.26	Développement d'auto-contraintes de structure dues au retrait de séchage . . . . .	58
3.1	Principe de l'essai de flexion 4 points. . . . .	67
3.2	Relation entre les modules d'Young en compression et en traction . . . . .	68
3.3	Evolution typique du module d'Young $E_{dy}$ dynamique en fonction du temps pour les bétons étudiés . . . . .	69
3.4	Modules d'Young statique et dynamique mesurés pour les différents bétons étudiés . . . . .	70
3.5	Dispositifs de mesure des déformations du béton, a : capteurs de déplacement, b : jauges de déformation, c : extensomètre de type Staeger . . . . .	71
3.6	Mesure locale des déformations par jauge extensométrique. Schéma de l'éprouvette avec une jauge noyée dans le béton . . . . .	72
3.7	Schéma simplifié du principe de la corrélation d'images . . . . .	74
3.8	Montage de l'essai de fluage avec analyse d'images . . . . .	75

3.9	Vue générale du montage utilisé et schéma de principe de la mesure de retrait . . . . .	76
3.10	Vue générale du montage de mesure du retrait développé . . . . .	77
3.11	Vue générale d'un dispositif de retrait empêche linéique, avec à droite : l'échantillon pour la mesure de retrait libre et à gauche : l'échantillon dont le retrait est bloqué . . . . .	78
3.12	Schéma de principe de l'anneau de retrait instrumenté . . . . .	80
3.13	Vue d'ensemble d'un essai de retrait à l'anneau . . . . .	80
3.14	Courbe typique d'évolution des déformations de retrait sur anneau passif en fonction du temps pour un BHPM . . . . .	81
3.15	Courbe type de déformation mesurée par la jauge libre au cours de l'essai à l'anneau. Min = -18,9 ; Max = -10,5 ; Ecartype = 1,548 . . . . .	82
3.16	Essai à l'anneau. Caractéristiques géométriques employées dans le calcul de la contrainte résiduelle . . . . .	83
3.17	Vue d'ensemble du banc d'essai de fluage et de retrait mesuré à l'anneau .	84
3.18	Montage de l'essai de perméabilité à l'air. . . . .	85
3.19	Bâti de fluage en compression développé . . . . .	88
3.20	Courbe d'étalonnage du bâti de fluage . . . . .	89
3.21	Montage de l'essai de fluage avec analyse d'images . . . . .	90
3.22	Préparation d'une éprouvette $7 \times 7 \times 28$ cm pour l'analyse d'images . . .	91
3.23	Procédure de chargement pour l'essai de fluage en compression avec Correli	92
3.24	Schéma d'un calorimètre semi-adiabatique . . . . .	92
3.25	Courbes d'évolution temporelle de la température à l'intérieur du calorimètre, et de la chaleur d'hydratation du béton B5 . . . . .	96
3.26	Capteur à corde vibrante employé pour les essais sur structures massives .	98
3.27	Essais sur structure réelle. Identification des zones susceptibles de fissurer en traction . . . . .	100
3.28	Essais sur structure réelle. Positionnement des capteurs dans la pièce en béton B5 . . . . .	100
3.29	Essais sur structure réelle. Positionnement des capteurs dans la pièce en béton B2 . . . . .	101
4.1	Formulation des bétons BHPM Millau et BHP1 . . . . .	106
4.2	Formulation des béton BAPF . . . . .	107
4.3	Evolution de la température en fonction du temps mesurée à l'intérieur du calorimètre pour les bétons étudiés . . . . .	108
4.4	Evolution de la chaleur d'hydratation en fonction de l'âge pour les bétons étudiés . . . . .	108
4.5	Comparaison entre l'affinité chimique obtenue par le QAB du béton BHP1 et différents modèles . . . . .	109
4.6	Bétons B5, BHPM et BHP1. Comparaison entre l'affinité chimique obtenue par l'essai semi-adiabatique, et le modèle retenu . . . . .	110

4.7	Bétons B5, BHPM et BHP1. Comparaison entre le degré d'hydratation obtenus par l'essai semi-adiabatique, et le modèle retenu . . . . .	111
4.8	Résistances en compression du béton en fonction du degré d'hydratation .	112
4.9	Résistances à la traction du béton en fonction du degré d'hydratation . . .	112
4.10	Evolution expérimentale du module d'élasticité en fonction du degré d'hydratation, et confrontation au modèle de De Schutter . . . . .	114
4.11	Courbes typiques d'évolution du module d'Young mesuré en fonction de l'âge (jours), et comparaison avec le module d'Young calculé par le modèle de De Schutter . . . . .	115
4.12	Evolutions du retrait libre endogène en fonction du temps pour le béton B5	116
4.13	Evolutions du retrait libre endogène en fonction du temps pour le béton BHPM . . . . .	116
4.14	Evolution du retrait libre endogène mesuré en fonction du temps pour le béton BHP1 . . . . .	117
4.15	Evolution du retrait libre endogène en fonction du temps pour les bétons B5, BHPM et BHP1 étudiés . . . . .	117
4.16	Evolution du retrait libre endogène en fonction du degré d'hydratation pour les bétons B5, BHPM et BHP1 étudiés . . . . .	119
4.17	Evolution de la perte en masse avec l'âge pour les bétons B5 et BHPM . .	120
4.18	Evolution de la perte en masse moyenne avec l'âge pour les 3 bétons étudiés	120
4.19	Evolution du retrait libre de séchage avec l'âge pour le béton BHPM . . .	121
4.20	Evolution du retrait libre de séchage avec l'âge pour les 3 bétons étudiés .	121
4.21	Evolution du retrait libre de séchage en fonction de la perte en masse des 3 bétons étudiés . . . . .	122
4.22	Evolution du retrait libre de séchage en fonction de degré d'hydratation 3 bétons étudiés . . . . .	122
4.23	Essai à l'anneau. Evolution du retrait endogène avec l'âge pour les 3 bétons étudiés . . . . .	123
4.24	Evolution des contraintes résiduelles (calculées) dans l'anneau en fonction de l'âge . . . . .	124
4.25	Fluage en compression à 1 jour pour différents niveaux de sollicitation (déformation totale, y compris déformation élastique) . . . . .	125
4.26	Evolution du fluage spécifique pour un chargement à partir d'un jour du béton BHPM . . . . .	126
4.27	Evolution du fluage spécifique pour un chargement à partir d'un jour . . .	126
4.28	L'éprouvette et la zone d'étude dans l'essai de fluage avec analyse d'images.	127
4.29	Evolution du champ de déplacement à différents instants. . . . .	128
4.30	Comparaison entre le fluage propre obtenu par la jauge et la corrélation d'images . . . . .	128
4.31	Evolution des températures mesurées dans la pièce massive (béton B2) . .	129
4.32	Evolution des température mesurées dans la pièce massive (béton B5) . .	130
4.33	Bétons B5 du laboratoire, B5 du chantier et béton B2. Comparaison entre l'affinité chimique obtenue par l'essai semi-adiabatique, et le modèle retenu	131

4.34	Bétons B5 laboratoire, B5 chantier et B2. Comparaison entre le degré d'hydratation obtenus par l'essai semi-adiabatique, et le modèle retenu . . .	131
4.35	Essai sur structure massive. Evolution du retrait libre endogène avec l'âge, éprouvette $16 \times 32$ cm des bétons B2 et B5 . . . . .	132
4.36	Evolution du retrait libre endogène avec l'âge en laboratoire et au chantier, éprouvette $16 \times 32$ cm du béton B5 . . . . .	133
4.37	Evolution du retrait endogène avec l'âge mesurée sur l'anneau, bétons B2 et B5 . . . . .	134
4.38	Evolution du retrait endogène avec l'âge mesuré sur l'anneau du béton B2, au laboratoire et au chantier . . . . .	135
4.39	Essai sur pièce massive (béton B2). Evolution des fréquences des capteurs à corde vibrante pendant 28 jours . . . . .	136
4.40	Essai sur structure massive (béton B5). Evolution temporelle des déformations corrigées dans les capteurs à corde vibrante . . . . .	137
4.41	Essai sur structure massive (béton B2). Evolution temporelle des déformations corrigées dans les capteurs à corde vibrante . . . . .	137
5.1	Modèle rhéologique de la chaîne Kelvin-Voigt . . . . .	156
5.2	Evolution des propriétés du matériau au cours d'un pas de temps . . . . .	158
6.1	Mesures expérimentales et calcul numérique de l'évolution du module d'Young en fonction du degré d'hydratation, d'après le modèle De Schutter. . . . .	171
6.2	Résistances en compression et à la traction du béton en fonction du degré d'hydratation. . . . .	172
6.3	Condition aux limites et maillage aux éléments finis adoptés pour l'essai de retrait endogène (3D) . . . . .	174
6.4	Courbes expérimentales et numériques de l'évolution des déformations de retrait endogène au cours du temps . . . . .	174
6.5	Modélisation de l'essai à l'anneau par des chaînes rhéologiques . . . . .	175
6.6	Géométrie et conditions aux limites utilisées pour les simulations numériques de l'essai à l'anneau . . . . .	176
6.7	Maillage élément fini utilisé pour la simulation de l'essai à l'anneau . . . . .	177
6.8	Courbes expérimentales et numériques de l'évolution des déformations de retrait endogène à l'anneau au cours du temps . . . . .	178
6.9	Evolution de la contrainte $\sigma_{\theta\theta}$ dans l'anneau en béton B5 . . . . .	178
6.10	Confrontation entre expérience et simulations numériques basées sur un modélisation par chaînes de Kelvin . . . . .	179
6.11	Evolution du paramètre E1 en fonction du chargement appliqué, cas d'une chaîne de Kelvin-Voigt . . . . .	179
6.12	Evolution de la température mesurée au cœur de l'éprouvette $16 \times 32$ cm et simulations pour le béton B5 . . . . .	180
6.13	Evolutions expérimentales et numériques des déformations de retrait endogène d'une éprouvette $16 \times 32$ cm au cours du temps . . . . .	181

6.14	Courbes expérimentale et numérique de l'évolution des déformations de retrait endogène à l'anneau au cours du temps (béton B5) . . . . .	182
6.15	Courbes expérimentales et numériques de l'évolution des déformations de retrait endogène à l'anneau au cours du temps (béton B2) . . . . .	183
6.16	Géométrie et maillage utilisés pour les simulations 2D de la pièce massive	183
6.17	Cartographie de la contrainte $\sigma_{yy}$ dans la pièce massive en béton B5 . . . . .	184
6.18	Evolution de la contrainte $\sigma_{yy}$ dans la pièce massive en béton B5 . . . . .	184
6.19	Evolution de la contrainte $\sigma_{zz}$ dans la pièce massive en béton B5 . . . . .	185
6.20	Evolution de la contrainte $\sigma_{zz}$ dans la pièce massive en béton B5 . . . . .	185
6.21	Comparaison entre les résultats des calculs de la contrainte $\sigma_{zz}$ et la résistance du béton en traction pour (béton B5) . . . . .	186
6.22	Géométrie et maillage utilisés pour les conteneurs en bétons B5 et B2 . . . . .	186
6.23	Evolution des températures mesurées et calculées dans la pièce massive pour le béton B5 . . . . .	187
6.24	Evolution des températures mesurées et calculées dans la pièce massive en béton B2 . . . . .	188
6.25	Distribution des températures calculées dans les pièces massives en béton B2 et B5 . . . . .	188
6.26	Comparaison des déformations mesurées dans la pièce massive avec les simulations numériques pour le béton B5 . . . . .	189
6.27	Comparaison des déformations mesurées dans la pièce massive avec les simulations numériques pour le béton B2 . . . . .	190
6.28	Points de calcul des contraintes dans la pièce massive en béton B5 . . . . .	190
6.29	Cartographie de la contrainte $\sigma_{zz}$ dans la pièce massive en (béton B5 . . . . .	191
6.30	Evolution de la contrainte $\sigma_{zz}$ dans la pièce massive en béton B5 . . . . .	191
6.31	Cartographie de la contrainte $\sigma_{yy}$ dans la pièce massive en béton B5 . . . . .	192
6.32	Evolution de la contrainte $\sigma_{yy}$ dans la pièce massive en béton B5 . . . . .	192
6.33	Géométrie et maillage utilisés dans la simulation de la pile de pont renforcé	193
6.34	Evolution de la température mesurée dans la pile de pont renforcée par du béton ordinaire . . . . .	193
6.35	Evolution de la contrainte $\sigma_{zz}$ dans la pile de pont en béton BO . . . . .	194
6.36	Evolution de la contrainte $\sigma_{zz}$ dans la pile de pont en béton B5 . . . . .	194
6.37	Evolution de l'endommagement dans la pile de pont renforcée par du béton BO et du béton B5 . . . . .	195
6.38	Schema d'un nouvel essai à l'anneau avec une armature. . . . .	202
A.1	Caractéristiques du ciment CIM V. . . . .	222
B.1	Mesure des déformations par capteur à corde vibrante. Evolution du déplacement ( $\mu m$ ) en fonction de la fréquence (Hz) : expériences (cercles), équation théorique pour la corde vibrante (tirets), et théorie des poutres (trait plein)	227
B.2	Caractéristiques techniques de l'appareil de mesure du module d'Young par ultrasons . . . . .	227

---

B.3	Appareil à ultrasons PUNDIT PLUS . . . . .	228
B.4	Comparateur Absolute Digimatic ID-C - 0-25 mm - Mitutoyo . . . . .	228
B.5	Fiche technique de jauges utilisées : jauges <i>LS31 – 6/350</i> commercialisées par <i>HBM</i> . . . . .	229
D.1	. . . . .	235
D.2	Analyse élémentaire par spectrométrie X à dispersion d'énergie de l'ettringite présenté dans la Figure D.1. . . . .	236
D.3	Analyse élémentaire par spectrométrie X à dispersion d'énergie de l'ettringite, points 1,2 sur la figure. . . . .	237
D.4	Analyse élémentaire par spectrométrie X à dispersion, grain de sable silico-calcaire. . . . .	237



# Liste des tableaux

1.1	Rapport d'hydratation des composants de la pâte de ciment . . . . .	18
1.2	Chaleur d'hydratation des phases du ciment . . . . .	24
1.3	Chaleur d'hydratation des phases du ciment . . . . .	25
2.1	Paramètres des essais de fluage réalisés par Umehara . . . . .	46
3.1	Mesures des modules d'Young dynamique et statique à 14 jours . . . . .	69
3.2	Paramètres de calcul de la rigidité de l'anneau. . . . .	82
3.3	Débit moyen mesuré à travers l'anneau en béton. . . . .	85
3.4	Perméabilité à l'eau du béton B5. . . . .	85
3.5	Capacités thermiques massiques des constituants solides d'un béton en [J/(K.g) . . . . .	94
3.6	Détails du calcul de la chaleur d'hydratation du béton B5 pour les premières échéances de temps . . . . .	96
4.1	Organisation des essais . . . . .	105
4.2	Planning des essais . . . . .	106
4.3	Compositions des ciments utilisés : a- Ciment Portland CEM I 52,5 PM ES CP2 NF (Lafarge, Le Teil), b- CEM V/A 42,2 N CE PM ES CP1 NF (Calcia, Arivault), c- Ciment CEM I 52,5 N CE PM ES CP2 NF (Lafarge, Le Havre). . . . .	107
4.4	Paramètres des modèles pour le BHP1 . . . . .	110
4.5	Identification des paramètres du modèle de De Schutter pour les différents bétons étudiés . . . . .	114
4.6	Valeurs de $\alpha$ dans les cas d'expansion et contraction . . . . .	136
6.1	Calcul de la chaleur massique du ciment CEM I Le Teil . . . . .	166
6.2	Conductivité thermique et capacité calorifique des constituants du béton .	167
6.3	Capacités calorifiques massique et volumique des différents bétons étudiés	169
6.4	Paramètres du module d'Young identifiés pour les bétons étudiés. . . . .	172

---

6.5	Ajustement des paramètres du modèle de retrait endogène proposé par l'équation (5.18) . . . . .	174
6.6	Paramètres de fluage propre identifiés pour différents niveaux de chargement	178
6.7	Ajustement des paramètres du modèle de retrait endogène donné par l'équation (5.18) . . . . .	181
6.8	Paramètres de fluage identifiés lors de l'essai à l'anneau . . . . .	182
A.1	Caractéristiques des granulats utilisés dans le B5 . . . . .	221
A.2	Compositions des ciments utilisés : a- Ciment Portland CEM I 52,5 PM ES CP2 NF (Lafarge, Le Teil), b- CEM V/A 42,2 N CE PM ES CP1 NF (Calcia, Arivault), c- Ciment CEM I 52,5 N CE PM ES CP2 NF (Lafarge, Le Havre) . . . . .	223
A.3	Caractéristiques des granulats utilisés dans le BHP . . . . .	223
A.4	Résistances en compression et en traction des bétons étudiés . . . . .	224
D.1	Paramètres utilisés dans la modélisation des essais . . . . .	238
D.2	Paramètres de modélisation, cas de la pile de pont . . . . .	239



# Notations

## Expressions mathématiques

$\alpha$	$[1/^\circ\text{C}]$	Coefficient de dilatation thermique
$\varepsilon_e$	$[\mu\text{m}/\text{m}]$	Déformation élastique
$\varepsilon_{fp}$	$[\mu\text{m}/\text{m}]$	Déformation de fluage propre
$\varepsilon_{fd}$	$[\mu\text{m}/\text{m}]$	Déformation de fluage de dessiccation
$\varepsilon_{re}$	$[\mu\text{m}/\text{m}]$	Déformation de retrait endogène
$\varepsilon_{rd}$	$[\mu\text{m}/\text{m}]$	Déformation de retrait de dessiccation
$\varepsilon_{th}$	$[\mu\text{m}/\text{m}]$	Déformation de retrait thermique
$\eta_{fp}^i$	$[\text{Pa}\cdot\text{s}]$	Viscosité de l'amortisseur dans l'unité $i$ de Kelvin-Voigt
$\kappa_0$	$[-]$	Seuil de déformation en traction
$\lambda$	$[\text{W}/\text{m}/\text{K}]$	Conductivité thermique
$\nu$	$[-]$	Coefficient de Poisson
$\xi$	$[\%]$	Degré d'hydratation
$\xi_0$	$[-]$	Seuil de percolation mécanique
$\xi(\infty)$	$[-]$	Degré d'hydratation ultime
$\dot{\xi}$	$[-]$	Taux de degré d'hydratation
$\sigma$	$[\text{MPa}]$	Contrainte
$\tau$	$[\text{jour}]$	Temps de relaxation
$\phi$	$[-]$	Coefficient de fluage
$A$	$[-]$	Paramètre du modèle de retrait endogène
$B$	$[-]$	Paramètre du modèle de retrait endogène
$C$	$[\text{J}/\text{m}^3/\text{K}]$	Capacité thermique volumique du béton
$D$	$[-]$	Variable d'endommagement
$D_c$	$[-]$	Variable d'endommagement en compression
$D_t$	$[-]$	Variable d'endommagement en traction
$E$	$[\text{GPa}]$	Module d'Young
$E_{fp}^i$	$[\text{GPa}]$	Module d'Young du ressort dans l'unité $i$ de Kelvin-Voigt
$E_a$	$[\text{kJ}/\text{mol}]$	Energie d'activation
$f_c$	$[\text{MPa}]$	Résistance en compression
$f_t$	$[\text{MPa}]$	Résistance en traction
$f_{c28}$	$[\text{MPa}]$	Résistance caractéristique à 28 jours
$g_{ft}$	$[\text{J}/\text{m}^3]$	Densité d'énergie de fissuration

$G_{ft}$	$[J/m^2]$	Energie de fissuration
$h$	$[W/K/m^2]$	Coefficient d'échange
$HR$	$[\%]$	Humidité relative
$J$	$[-]$	Fonction de fluage
$K$	$[GPa]$	Rigidité de l'anneau en laiton
$L$	$[J/m^3]$	Chaleur d'hydratation par unité de degré d'hydratation
$Q_\infty$	$[J/g]$	Chaleur massique du ciment
$R$	$[J/mol/K]$	Constante des gaz parfaits
$t$	$[s]$	Temps
$t_{eq}$	$[h]$	Temps équivalent
$T$	$[^\circ C]$	Température
$T_s$	$[^\circ C]$	Température de la surface
$T_{ext}$	$[^\circ C]$	Température extérieure

## Abréviations

<i>ATG</i>	Analyse thermogravimétrique
<i>BHP</i>	Béton à Haute Performance
<i>BAP</i>	Béton Auto-Plaçant
<i>BO</i>	Béton Ordinaire
<i>CaO (C)</i>	Chaux
<i>SiO<sub>2</sub> (S)</i>	Silice
<i>CaCO<sub>3</sub></i>	Carbonate de Calcium ou Calcaire
<i>Ca(OH)<sub>2</sub></i>	Portlandite ou Hydroxyde de Calcium
$\bar{C} = CO_2$	Dioxyde de Carbone
<i>C – S – H</i>	Silicate de Calcium Hydraté
<i>DRX</i>	Diffraction des Rayons X
<i>E/C</i>	Rapport Eau sur Ciment
<i>EF</i>	Éléments Finis
<i>FS</i>	Fumée de Silice
<i>H = H<sub>2</sub>O</i>	Eau
<i>MEB</i>	Microscope Electronique à Balayage
<i>RMN</i>	Résonance Magnétique Nucléaire
<i>3CaO.SiO<sub>2</sub> (C3S)</i>	Silicate Tricalcique
<i>2CaO.SiO<sub>2</sub> (C2S)</i>	Silicate Bicalcique
<i>3CaO.Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> (C<sub>3</sub>A)</i>	Aluminate Tricalcique
<i>4CaO.Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>.Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> (C<sub>4</sub>AF)</i>	Aluminate Ferroaluminate Tétracalcique



# Introduction générale

Les questions posées dans le domaine de la conception et de la construction d'un ouvrage en béton sont multiples, en particulier l'étude de la durabilité des ouvrages constitue aujourd'hui un élément essentiel. Cette durabilité peut être largement affectée par une fissuration précoce, liée à des déformations empêchées d'origine thermique ou hydrique, ou par les sollicitations thermiques subies au cours de l'hydratation. Dans ce contexte, ce mémoire est consacré plus particulièrement à l'étude du comportement du béton au jeune âge dans les structures massives. Le béton est un matériau "évolutif" qui subit des modifications structurales après mise en oeuvre, tout au long de sa durée de vie. Cette évolution des caractéristiques mécaniques du béton peut être attribuée à deux phénomènes :

- d'une part, dans les premiers jours après la première coulée apparaissent la plupart des transformations chimiques qui influencent les propriétés mécaniques intrinsèques du matériau.
- et d'autre part, tout au long de leur vie, les structures de béton sont sujettes aux vibrations, aux déformations et à l'atmosphère environnante (humidité, température), ce qui provoque aussi des efforts mécaniques et des altérations physico-chimiques.

Les déformations différées des bétons, qu'elles soient d'origine physico-chimique, comme le retrait, ou mécanique, comme le fluage sous contrainte, peuvent mettre en cause la durabilité des ouvrages.

Les déformations de retrait peuvent créer des fissurations et ainsi porter les conditions d'une pénétration des agents agressifs externes favorisant, entre autres pathologies, la corrosion des armatures. Les déformations de fluage peuvent provoquer des flèches incompatibles avec le bon fonctionnement en service des ouvrages.

Cette thèse est consacrée à l'étude du comportement différé du béton au jeune âge dans le cas endogène. Les applications visées concernent le comportement du cœur d'une structure massive, ou les cas de maintenance ou de réparation d'un élément en béton (ex. pile du pont) avec une couche épaisse de béton.

Dans les calculs de structure, le comportement du béton est appréhendé selon des règlements qui donnent une réponse moyenne du matériau. Pour les applications classiques du Génie civil, les règlements tels qu'ils sont restent amplement suffisants. Toutefois, pour les structures massives, les déformations différées d'un béton particulier (pour une même gamme de résistance) peuvent s'éloigner sensiblement de la tendance réglement-

aire. Ainsi, pour des applications industrielles sensibles, il est recommandé de lancer, dès la construction de l'ouvrage, une étude expérimentale et théorique sur le comportement du béton utilisé. Devant les surcoûts induits par le traitement des fissures, il devient en effet essentiel de maîtriser le risque de fissuration par la mise en oeuvre de moyens accrus en phase d'étude. Des applications particulièrement innovantes, telles que les structures massives, les ouvrages exceptionnels ou particulièrement sensibles, peuvent ainsi nécessiter une réflexion plus approfondie et une justification plus soignée, afin de déterminer les matériaux et les procédés minimisant le risque de fissuration.

Les risques de fissuration dans les structures peuvent être dus à une mauvaise conception et à une mauvaise planification, ou encore à une connaissance insuffisante du comportement du matériau utilisé.

La réaction chimique du ciment avec l'eau est exothermique et thermo-activée, ce qui induit des déformations de dilatation puis de contraction. D'autre part une dépression capillaire étant créée par la consommation d'eau pendant l'hydratation du ciment, cette dépression produit des déformations de contraction. Lorsque ces dernières sont empêchées par une partie de la structure déjà construite, ces déformations volumiques induisent des contraintes de compression (au cœur de structure) et de traction (en peau de la structure), ceci peut causer des fissurations traversantes qui augmentent la perméabilité du béton de manière drastique, et favorisent ainsi la pénétration d'agents agressifs au sein du matériau.

Le phénomène de fissuration est très fréquent au jeune âge, particulièrement dans les structures massives, où la chaleur d'hydratation peut créer des déformations différentielles entre la peau et le cœur d'une structure.

La prédiction du risque de fissuration en cours de réalisation nécessite de disposer d'un modèle numérique qui décrive le comportement du béton au jeune âge, soit pour simuler le comportement d'une structure massive avant de procéder à sa fabrication, soit pour prévoir les contraintes résiduelles et éliminer les risques de fissuration éventuels. Le modèle numérique développé doit tenir compte de l'ensemble des phénomènes physiques jugés prépondérants au jeune âge, et faire intervenir des paramètres simples à identifier pour un type de béton donné.

En conséquence, et parallèlement au développement d'un outil de simulation, il convient également d'envisager l'utilisation d'essais simples de laboratoire, qui puissent permettre d'estimer rapidement le risque de fissuration, et de renseigner le modèle développé. Ainsi, dans le contexte de la réparation ou du renforcement d'une pile de pont, l'essai à l'anneau peut servir à représenter la pile de pont avec le matériau de renforcement ou de substitution : la pile joue le rôle de l'anneau en laiton qui empêche le nouveau béton de se déformer, ceci induit du retrait empêché et notamment du fluage.

Dans ce contexte, cette thèse est dédiée à l'étude du comportement visco-élastique du béton au jeune âge dans les structures massives. L'idée est de développer un modèle numérique qui décrive le comportement visco-élastique du béton au jeune âge. Nous nous intéresserons ainsi à la mesure et à la prédiction des contraintes au très jeune âge, par le développement d'un modèle prédictif. Une méthode d'identification des paramètres du modèle est proposée à partir d'essais simples développés au laboratoire et sur chantier,

et enfin une validation sera réalisée par confrontation à des essais réalisés sur une structure réelle. Dans un premier temps nous avons essayé de bien comprendre la procédure d'hydratation et les mécanismes de déformations générés par la réaction d'hydratation du ciment. Ensuite nous nous sommes consacrés à la compréhension des déformations endogènes (cas du cœur d'une structure), c'est-à-dire le retrait endogène et le retrait thermique. Dans notre travail, nous tenons à préciser que nous supposons les retraits endogène et thermique sont totalement découplés. Le fluage a été considéré comme un élément majeur dans notre étude, nous avons développé un modèle de fluage propre pour le cas du cœur d'une structure, basé sur des éléments rhéologiques. Le modèle développé a été implanté dans le code aux éléments finis Castem-développement. Plusieurs simulations ont été réalisées, pour des essais de laboratoire ou sur structures réelles. Le modèle développé présente une capacité de prédire le risque de fissuration, il calcule également les contraintes résiduelles, et les déformations différées du béton au jeune âge. Les paramètres du modèle ont été identifiés sur deux types de béton BAPF et BHP à partir d'essais courants de laboratoire.

Le mémoire de thèse s'organise de la façon suivante :

Le premier chapitre 1 est consacré à l'hydratation du ciment, en commençant par la caractérisation de l'hydratation existant dans la littérature, ensuite nous présentons le degré d'hydratation et la cinétique d'hydratation, puis nous présentons les modèles macroscopiques et microscopiques décrivant l'évolution de ce degré d'hydratation.

Le deuxième chapitre 2 concerne les variations volumiques du béton au jeune âge. Nous passons en revue dans ce chapitre les déformations du béton en l'absence de chargement mécanique, comprenant les retraits endogène et de dessiccation, et le retrait thermique qui constitue une conséquence de l'hydratation, ensuite nous abordons le fluage propre et l'influence de paramètres tels que le chargement et l'âge de chargement. Les deux premiers chapitres, essentiellement bibliographiques, vont permettre de mettre en évidence les principaux phénomènes mis en jeu au jeune âge, et de justifier les choix de modélisation.

Le troisième chapitre 3 présente les méthodes expérimentales pour caractériser les bétons utilisés du point de vue des propriétés mécaniques, du retrait d'autodessiccation, et du fluage propre en compression au jeune âge. Nous nous basons dans notre étude sur deux différents types de béton, le premier type de béton considéré est un Béton à Hautes Performances BHP (BHPM et BHP1), et le deuxième type est un Béton Auto Plaçant Fibré BAPF (bétons B2 et B5). Nous présentons dans ce chapitre l'essai à l'anneau développé pour mesurer le retrait empêché, et nous présentons l'essai de fluage en compression. Dans ce chapitre nous décrivons également une nouvelle technique pour mesurer le fluage propre en compression par corrélation d'images. Le quatrième chapitre 4 est ensuite consacré à la présentation des résultats expérimentaux obtenus lors des différents essais effectués, nous commençons par les résultats des essais de calorimétrie semi-adiabatique, avant de détailler les résultats d'essais de retrait libre et empêché à l'anneau, et nous terminons par les essais de fluage propre en compression.

Le cinquième chapitre 5 porte sur la modélisation macroscopique du comportement du béton. Les modèles réglementaires de fluage sont d'abord brièvement exposés, puis le

modèle thermo-chemo-mécanique et le modèle de retrait endogène sont développés. Le modèle mécanique développé tient compte du comportement visco-élastique du béton. Le comportement thermo-hydro-mécanique est décrit de manière globale, le degré d'hydratation jouant ici le rôle de la variable clé qui permet de faire le lien entre la description du retrait et du fluage. Le dernier chapitre 6 est consacré aux simulations numériques réalisées avec le modèle proposé, on présente dans ce chapitre l'identification des paramètres du modèle proposé et la validation lors de l'application à une structure réelle. Nous détaillons en particulier les résultats des simulations numériques avec Cast3m et l'analyse des résultats concernant le fluage et les contraintes résiduelles.

**Mots clés**

Béton à Hautes Performances BHP, Béton Auto-Plaçant BAP, matériaux cimentaires, comportement au jeune âge, structure massive, retrait endogène, fluage propre, essai à l'anneau, corrélation d'images.

## **Première partie**

### **Eléments bibliographiques sur le comportement du béton au jeune âge**



# Hydratation du ciment

Ce chapitre présente les principes de base des mécanismes d'hydratation des matériaux cimentaires. Dans un premier temps nous rappelons la cinétique de l'hydratation du ciment, afin de définir le degré d'hydratation qui peut être déterminé expérimentalement par différentes méthodes passées brièvement en revue. Différents modèles décrivent l'hydratation du ciment, quelques modèles microscopiques et macroscopiques sont ainsi présentés. Les modèles microscopiques décrivent l'évolution de la microstructure au cours de l'hydratation avec une bonne précision, mais requièrent un temps de calcul très long et ne sont donc pas appropriés à des applications sur des structures massives. A l'inverse, les modèles macroscopiques phénoménologiques fournissent des estimations simples du comportement des bétons et c'est ce type de modélisation qui sera retenue dans le cadre de la présente thèse.

# 1 Introduction

L'utilisation de mortiers à base de chaux, d'argile, de sable et d'eau est très ancienne. Les Égyptiens utilisaient déjà ce type de mortiers vers -2600 av J.C., dont un des mélanges les plus anciens est celui de la pyramide d'Abou Rawash. Vers le 1<sup>er</sup> siècle av. J.C. les Romains empruntèrent la technique - importée par les Grecs de Neapolis dès le V<sup>e</sup> siècle av. J.C.- pour améliorer ce « liant » en y ajoutant le sable volcanique de Pouzzoles. Dans la seconde moitié du XVIII<sup>e</sup> siècle, l'Anglais John Smeaton entrevoit le rôle que joue l'argile dans l'hydraulicité de certains calcaires. En 1779, Bry Higgins publie ses recherches sur l'importance de la granulométrie des sables destinés à la confection des mortiers, et Jean-Antoine Chaptal établit que les pouzzolanes françaises peuvent sans dommage être substituées aux pouzzolanes italiennes. Pourtant, la découverte du ciment est attribuée en France à Louis Vicat, jeune ingénieur de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC). En 1818, il fut le premier au monde à fabriquer, de manière artificielle et contrôlée, des chaux hydrauliques dont il détermina les composants ainsi que leur proportion. Préférant la gloire d'être utile à la fortune, il publia le résultat de ses recherches sans déposer de brevet. C'est l'industriel Joseph Apsdin qui dépose en octobre 1824 le premier brevet et crée la marque ciment de Portland.

Le béton est un matériau évolutif, dont la maturation progressive se caractérise par le passage d'un état presque liquide à un matériau viscoélastique en l'espace de quelques heures, suivi d'une évolution ultérieure vers un matériau durci présentant des résistances mécaniques importantes. Parmi les différents types de bétons, le Béton à Haute Performance (BHP) a été largement utilisé au cours des dix dernières années lors de la construction de grands ouvrages ou de ponts. Cette utilisation intensive du BHP a été motivée par les résistances élevées, la bonne ouvrabilité, et la bonne durabilité obtenues. Toutefois, les recherches effectuées sur le BHP ont montré que le faible rapport E/C employé mène à une réduction plus prononcée du volume du béton, et à une plus grande sensibilité à la fissuration. Ceci n'est pas seulement une conséquence de la chaleur d'hydratation, mais également la conséquence du retrait endogène et du retrait d'auto-dessiccation qui se produisent au jeune âge. Le béton comme tous les matériaux cimentaires subit des variations de volume significatives, qui se manifestent dès les premières heures qui suivent sa fabrication, et qui sont provoquées en grande partie par l'hydratation du ciment [**Byfors, 1980**]. En pratique, il arrive que ces changements volumiques soient si importants qu'ils mènent à la fissuration de l'ouvrage. Au cours des dernières années, de nombreuses études ont ainsi démontré que les problèmes de fissuration du béton au jeune âge peuvent être directement liés aux déformations endogènes de la pâte de ciment [**Igarashi et al., 2000; Lachemi et al., 2001**], qui sont produites dès les premières heures de la réaction d'hydratation. Toutefois, la connaissance incomplète des propriétés du béton au jeune âge limite la possibilité d'étudier les structures en béton et complique les prévisions de fissuration dans les jours qui suivent la mise en place du béton. Dans ce contexte, afin de mieux appréhender le comportement du béton au jeune âge et de guider les choix de modélisation qui seront ensuite effectués au chapitre 5, nous allons nous intéresser dans ce chapitre à l'étude de la procédure d'hydratation du ciment telle qu'elle est décrite dans

la littérature existante.

Ce chapitre comprend deux parties. La première partie traite de la description du processus d'hydratation des constituants principaux du ciment. Pour suivre l'évolution du béton au jeune âge, le **degré d'hydratation** apparaît comme le paramètre fondamental qui caractérise l'état de la pâte, et les différentes définitions de ce paramètre sont passées en revue avant de s'intéresser aux techniques expérimentales existantes pour sa détermination. L'étude des processus d'hydratation conduit naturellement à s'intéresser à la cinétique d'hydratation, et on définit ensuite la notion de **maturité**.

La seconde partie du chapitre consiste en une revue bibliographique succincte des modèles d'hydratation existants. Parmi ces modèles, on distingue les approches microscopiques qui étudient la cinétique d'hydratation à l'échelle du grain, des modèles macroscopiques qui envisagent la réaction d'hydratation de manière plus globale.

## 2 Description du mécanisme de l'hydratation du ciment

Le béton est un mélange de plusieurs composants, les agrégats, le sable, le ciment et l'eau. Parmi ces derniers, le composant le plus important est le ciment, dont la propriété essentielle est de durcir au contact de l'eau. C'est pour cette raison qu'on l'appelle le liant hydrique du béton. [Taylor, 1990] a défini de manière générale l'hydratation du ciment par " L'ensemble des changements qui se produisent quand un ciment anhydre, ou une de ses phases constitutives, est mélangé avec de l'eau". Dès que le ciment anhydre est mélangé avec de l'eau, l'hydratation commence et les propriétés du béton ainsi obtenu évoluent dans le temps. Tant que cette hydratation n'est pas trop avancée le béton reste plus ou moins malléable, ce qui permet de lui faire épouser par moulage la forme désirée. Les composants du ciment sont les suivants :

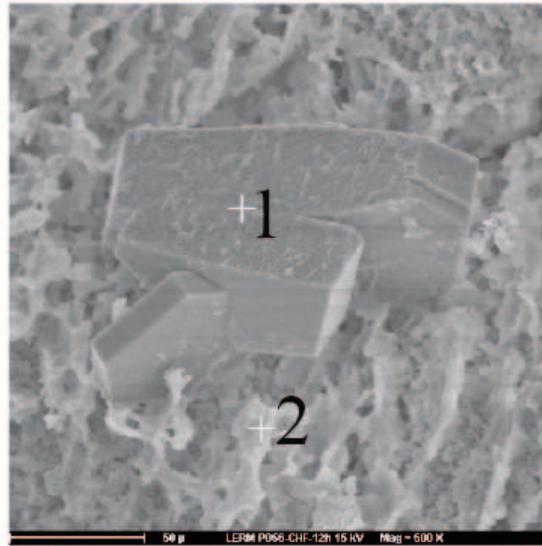
1. le clinker
2. le sulfate de calcium
3. les ajouts éventuels (laitiers, cendres volantes, pouzzolanes ou fillers et les fumées de silice)

Le clinker est obtenu par un broyage à haute température (1450°C) d'un mélange de 20% d'argile et 80% de calcaire. Les composés minéralogiques principaux du clinker sont :

1. Les silicates
  - Tricalcique (*Alite*) :  $3\text{CaO}.\text{SiO}_2$  (C3S )
  - Bicalcique (*Belite*) :  $2\text{CaO}.\text{SiO}_2$  (C2S)
2. Les aluminates
  - Tricalcique :  $3\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3$  (C<sub>3</sub>A)
  - Ferroaluminate tétracalcique :  $4\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3.\text{Fe}_2\text{O}_3$  (C<sub>4</sub>AF)

Les termes C<sub>3</sub>, C<sub>2</sub>... se rapportent aux abréviations suivantes, utilisées en chimie du ciment : C = CaO : la Chaux, S = SiO<sub>2</sub> : la Silice,  $\bar{S}$  = SO<sub>3</sub> : le trioxyde de soufre,  $\bar{C}$  = CO<sub>2</sub> le dioxyde de carbone, H=H<sub>2</sub>O : l'Eau, F = Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> : la Ferrite.

Le mélange de ciment et d'eau forme une pâte qui se rigidifie progressivement et devient solide après un délai de quelques heures : c'est le phénomène de prise du ciment. La prise du ciment est le résultat de réactions entre l'eau et les constituants du ciment anhydre. Le principal produit de l'hydratation est le silicate de calcium hydraté  $CaO.SiO_2.H_2O$  ou  $C-S-H$ , Figure (1.1), l'hydroxyde de calcium  $Ca.(OH)_2(CH)$  appelé portlandite, et les aluminates hydroxyde de calcium sous forme d'ettringite  $AF_t$  (tri-sulfoaluminate) Figure (1.2) et monosulfoaluminates  $AF_m$ .



**FIGURE 1.1:** Image obtenue au MEB de Portlandite dans la matrice, échantillon CEM III/B 12h, 1 = portlandite ; 2 = C-S-H [Mitani, 2003]

Le sulfate de calcium permet de réguler l'hydratation du ciment. Il peut se présenter sous forme de gypse ( $CaSO_4.2H_2O$ ), d'hémihydrate ( $CaSO_4.1/2H_2O$ ) ou de mélange des deux. Le gypse est souvent associé à de l'anhydrite ( $CaSO_4$ ).

## 2.1 Hydratation du $C_3S$

Le constituant majoritaire du ciment anhydre est le silicate tricalcique  $C_3S$ . L'hydratation du  $C_3S$  produit un silicate de calcium hydraté, C-S-H, et de la portlandite  $Ca(OH)_2$  (CH). L'équation globale de l'hydratation du  $C_3S$  est la suivante [Le Chatelier, 1904] :



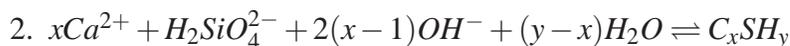
Dans cette écriture la stoechiométrie du C-S-H n'est pas précisée. L'hydratation du  $C_3S$  procède selon trois réactions qui deviennent successivement simultanées [Barret et Bertrandie, 1986] :



Cette première étape consiste en la dissolution congruente des grains de  $Ca_3S$  superficiellement hydroxylés.



**FIGURE 1.2:** MEB Ettringite aciculaire (aiguille) dans un béton [Mitani, 2003]



Les ions silicates ayant atteint la limite de leur sursaturation, précipitent tandis que la dissolution des grains de  $Ca_3S$  se poursuit.



La troisième réaction du système est la précipitation des ions calcium sous forme de portlandite, Figure (1.1).

La stoechiométrie du  $C-S-H$  dépend des concentrations en ions calcium et silicate dans la solution d'hydratation. Le paramètre le plus courant pour caractériser la stoechiométrie du  $C-S-H$  est le rapport entre le nombre d'atomes de calcium et le nombre d'atomes de silicium dans la structure : le rapport  $C/S$ . Ce rapport varie, dans les  $C-S-H$ , entre  $C/S = 0,7$  et  $2$  [Klur, 1996].

La progression de la réaction d'hydratation peut être suivie par des mesures de calorimétrie et de conductivité, qui sont décrites plus bas en section 2.6. L'hydratation des silicates peut être séparée en cinq périodes distinctes, que [Barcelo, 2001] décrit de la manière suivante :

– **Période 1** : Réactions initiales

Lorsque les silicates entrent en contact avec l'eau, les ions  $SiO_4^{4-}$  qui sont situés en surface des grains passent en solution. La présence de ces ions provoque une augmentation de la conductivité électrique du milieu. Une couche protectrice de  $C-S-H$  se forme alors autour des grains et empêche la réaction entre les silicates et l'eau. Par conséquent la dissolution du  $C_3S$  devient très lente après quelques minutes, et la première période se termine rapidement.

– **Période 2** : Période d'induction ou période dormante

Durant cette période il y a peu d'activité chimique, ce qui se traduit par un faible dégagement de chaleur. Ainsi la concentration en calcium croît alors que la concen-

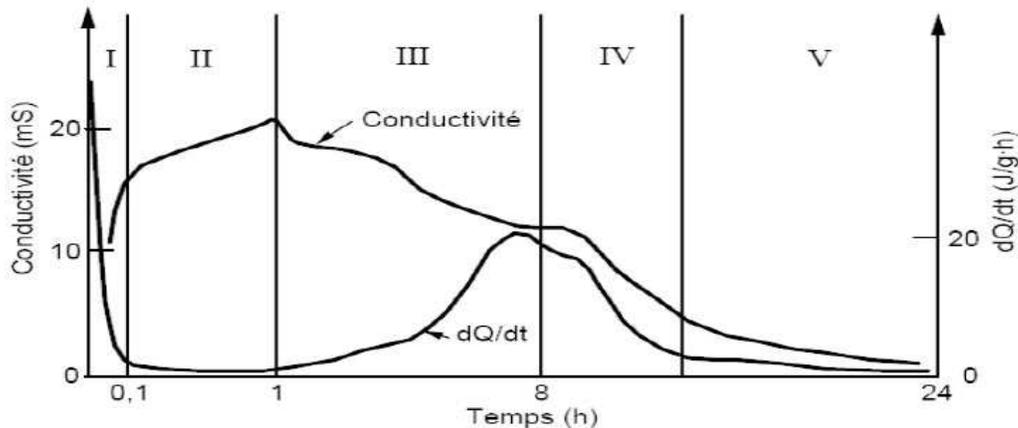
tration en silice décroît. La conductivité augmente mais plus faiblement que lors de la première période. Les  $C-S-H$  dits métastables ( $C-S-H(m)$ ) continuent de se former autour des grains de  $C_3S$  alors que la portlandite ne précipite pas. Cette période est dite dormante car le degré d'hydratation  $\xi$  reste faible et quasiment constant.

– **Période 3** : Période d'accélération

La caractéristique de cette période est le fort dégagement de chaleur qui traduit une activité chimique intense. C'est pendant cette période que survient la prise, deux types de réactions mènent à la formation de ( $C-S-H$ ) dits ( $C-S-H(s)$ ) et de portlandite. La formation de ces hydrates fait diminuer les concentrations ioniques de la solution interstitielle. Cette période s'accompagne également d'une baisse importante de la conductivité, Figure (1.3).

– **Période 4** : Période de décélération

La formation de la couche d'hydrates ne permet plus qu'une réaction d'hydratation par diffusion à travers la couche d'hydrates déjà formés. En conséquence, la cinétique d'hydratation ralentit avec le temps. A mesure que les hydrates se forment, les ions disparaissent de la solution interstitielle, ce qui entraîne une diminution de la conductivité électrique. Il apparaît également une diminution de la chaleur dégagée pendant cette période.



**FIGURE 1.3:** Évolution du dégagement de chaleur et de la conductivité électrique lors de l'hydratation d'une pâte de  $C_3S$  [Vernet et Cadoret, 1991]

– **Période 5** : Période de consolidation

Cette dernière période est considérée comme quasi-stable. Le ralentissement de la réaction, dû au caractère diffusif de la réaction d'hydratation, peut s'étaler sur des mois ou des années. Cette période est très importante du point de vue du développement de la résistance mécanique, car elle commence très tôt, après un jour d'hydratation, et persiste longtemps après.

D'après la description qui vient d'être donnée de l'hydratation des silicates, il apparaît que l'évolution de la chaleur d'hydratation passe par un premier maximum, diminue à un

minimum pendant la période d'induction, passe ensuite par une deuxième maximum et diminue finalement de façon progressive [Taylor, 1990], Figure (1.4).

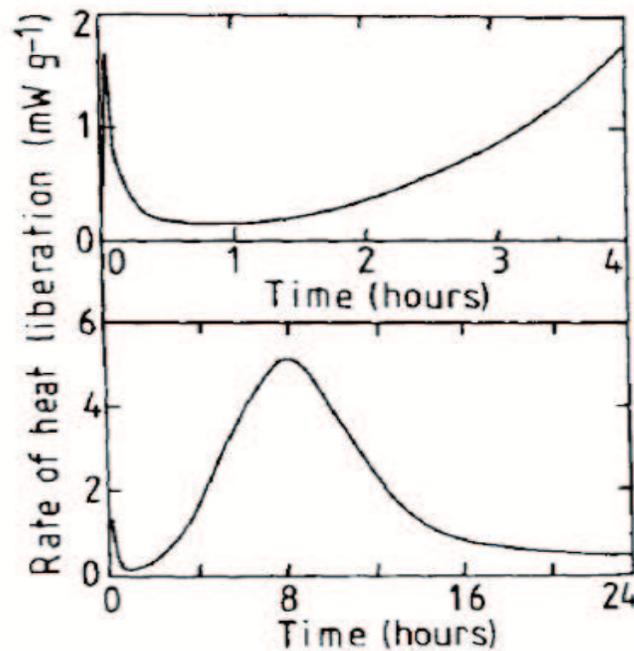


FIGURE 1.4: Courbe calorimétrique typique reliant le taux de libération de la chaleur d'hydratation du  $C_3S$  avec le temps [Brown *et al.*, 1986]

## 2.2 Hydratation des aluminates

L'hydratation des aluminates étant très rapide, les cimentiers ajoutent du sulfate sous forme de gypse au clinker pour contrôler ces réactions [Taylor, 1990]. L'Aluminate Tricalcique  $C_3A$  est responsable du phénomène de "prise éclair" qui conduit à la formation d'aluminates hydratés. Les hydrates issus de l'Aluminate Ferroaluminate  $C_4AF$  se déduisent de ceux du  $C_3A$  par substitution de l'alumine  $Al_2O_3$  par l'alumino-ferrite ( $Al_2O_3.Fe_2O_3$ ) dans les formules chimiques. Pour cette raison, nous présentons seulement l'hydratation du  $C_3A$ .

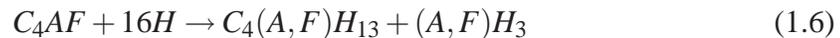
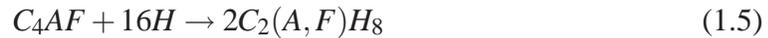
En l'absence de sulfates, le  $C_3A$  est très réactif lorsqu'il entre en contact avec l'eau. En revanche son hydratation est régulée en présence de gypse, et conduit à la formation de trisulfoaluminate de calcium hydraté (TSA) ou ettringite.

L'ettringite n'est un produit hydraté stable que lorsque la quantité de gypse est suffisante. Dans la majorité de cas, le  $C_3A$  est en excès par rapport au gypse. C'est pourquoi, quand le gypse est consommé et que le  $C_3A$  n'est pas complètement hydraté, l'ettringite se transforme en monosulfoaluminate tétracalcique (MSA). De plus, s'il reste du  $C_3A$  après la formation du monosulfoaluminate tétracalcique, il se forme des composés de moins

en moins riches en sulfate du type  $C_3A_{,1-x}CH, H_{19}$ . Les réactions sont résumées par les équations suivantes [Taylor, 1990] :



Le  $C_3A$  et le gypse se dissolvent les premiers lors de l'hydratation du ciment. Le  $C_3A$  est ensuite recouvert d'une couche protectrice d'ettringite très finement cristallisée. Cette couche se dissout ensuite pour recristalliser sous la forme d'aiguilles prismatiques. C'est pourquoi la présence d'ettringite fragilise le matériau [Regourd, 1982b]. L'ettringite et les monosulfates représentent environ (20 – 30%) du ciment hydraté. La vitesse de recristallisation de l'ettringite est très faible. Cette particularité joue un rôle très important dans l'hydratation du ciment puisqu'elle permet de conserver la maniabilité de la pâte dans les premières heures. La phase ferritique  $C_4AF$  constitue environ (8 – 13%) d'un ciment Portland. Cette phase est en réalité une solution solide dont la composition répond à la formule  $C_2(A_x, F_{1-x})$  pour  $x$  compris entre 0 et 0.7 [Ramachandran, 1995]. De nombreuses études ont montré que l'hydratation des phases  $C_4AF$  se rapproche de celle du  $C_3A$  lorsque les conditions d'hydratation sont identiques [Taylor, 1990]. En présence d'eau, le  $C_4AF$  réagit de la manière suivante avec  $(A, F) = (A_x, F_{1-x})$  :



En présence de gypse l'hydratation du  $C_4AF$  est plus efficacement retardée que celle du  $C_3A$  [Fukuhara *et al.*, 1981].

### 2.3 Prise du ciment

La réaction d'hydratation du ciment Portland va combiner les réactions d'hydratation des principaux constituants du clinker. D'une manière générale, la réactivité avec l'eau des différentes phases minérales d'un ciment respecte l'ordre suivant :



Au cours de l'hydratation du ciment, la pâte se rigidifie puis durcit. Cependant la prise du ciment n'est pas uniquement liée à la quantité d'hydrates formée. La structuration et la prise peuvent être caractérisées par deux processus fondamentaux : la coagulation et la rigidification [Jiang *et al.*, 1995]. La coagulation correspond à la formation de contacts entre particules par interactions réversibles. La forte augmentation de la force ionique de la solution au cours de l'hydratation est à l'origine d'une diminution de la portée de la répulsion électrostatique due à une diminution de la longueur de Debye entre les grains partiellement hydratés. [Nonat et Mutin, 1992; Nachbaur *et al.*, 2001]. La réversibilité de ce phénomène permet à la pâte de conserver sa maniabilité pendant la période dormante.

## 2.4 Cinétique d'hydratation

[Waller, 1999] explique la cinétique d'hydratation du ciment de la façon suivante. La vitesse de réaction pour la plupart des réactions chimiques simples, du type  $aA + bB \rightarrow cC$ , s'écrit sous la forme suivante :

$$V = -\frac{1}{a} \cdot \frac{d[A]}{dt} = -\frac{1}{b} \cdot \frac{d[B]}{dt} = k \cdot [A]^{\alpha_a} [B]^{\alpha_b} \quad (1.7)$$

où  $V$  est la vitesse de réaction à un instant donné  $t$ ,

$[X]$  désigne la concentration de l'espèce  $X$  à l'instant  $t$ ,

$k$  est une constante ne dépendant que de la température,

$\alpha_a, \alpha_b$  sont les ordres de la réaction par rapport aux réactifs  $A$  et  $B$  respectivement.

La relation entre avancement des réactions et temps est donc définie de façon implicite comme suit :

$$\frac{d[A]}{dt} = k \cdot f([A]) \quad (1.8)$$

L'hydratation du ciment est la somme de plusieurs réactions concomitantes, dont les cinétiques sont caractérisées a priori par différentes constantes  $k_i$  et fonctions  $f_i$ . En prenant comme indicateur d'avancement de l'hydratation le degré d'avancement  $\zeta$  (défini ci-dessous), et en généralisant la relation (1.8), on peut écrire :

$$\frac{d\zeta}{dt} = k(T) \cdot f(\zeta) \quad (1.9)$$

où  $T$  désigne la température en °C.

**Le degré d'avancement**  $\zeta$  est défini à partir d'une grandeur  $P$  au moyen de laquelle on suit l'avancement de l'hydratation :

$$\zeta(t) = \frac{P(t) - P(0)}{P(\infty) - P(0)} \quad (1.10)$$

D'après la définition ci-dessus,  $\zeta$  varie entre 0 et 1 du début à la fin de l'hydratation. De plus, comme les grandeurs utilisées pour suivre l'avancement de l'hydratation (section 2.6), à l'exception toutefois de la résistance, sont approximativement affines les unes par rapport aux autres, ceci implique l'égalité de l'ensemble des degrés d'avancement. On peut ainsi parler du degré d'avancement de l'hydratation du ciment [Waller, 1999].

[Ulm et Coussy, 1998] ont montré que l'utilisation de l'affinité chimique  $\tilde{A}(\xi)$  permet, en utilisant une loi d'Arrhenius, de calculer le degré d'hydratation pour tous les historiques possibles d'évolution de la température :

$$\tilde{A}(\xi) = \xi \cdot \exp\left(\frac{E_a}{RT}\right) \quad (1.11)$$

Avec  $\xi$  le degré d'hydratation, L'affinité chimique peut être déterminée à partir d'essais calorimétriques adiabatiques (ou semi-adiabatiques) et les courbes d'évolution de la température au cours de l'hydratation qu'ils fournissent :

$$\tilde{A}(t) = \frac{dT^{ad}(t)/dt}{T_\infty - T_0} \cdot \exp\left(\frac{E_a}{RT^{ad}(t)}\right) \quad (1.12)$$

où  $T^{ad}(t)$  est la température mesurée pendant l'essai adiabatique,  $T_0$  la température initiale et  $T_\infty$  la température obtenue à la fin de l'essai.

Remarque : Il est à noter que dans la suite du manuscrit, nous allons utiliser  $\xi$  à la place de  $\xi(t)$  le degré d'hydratation à l'instant  $t$ .

## 2.5 Définition du degré d'hydratation $\xi$

On sait depuis longtemps que la réaction d'hydratation du ciment est une réaction très exothermique. Dans les structures massives, et comme nous le verrons au chapitre 6, les élévations de température qui accompagnent le durcissement du béton peuvent atteindre 50°C. En outre, l'hydratation du ciment est une réaction thermo-activée, ce qui implique que la vitesse de cette réaction chimique croît avec la température. Par ailleurs, le béton est un matériau vieillissant, ce qui signifie que ses propriétés mécaniques (module d'élasticité, résistance) [De Schutter et Taerwe, 1996], voire certaines de ses composantes de déformations différées comme le développement du fluage au jeune âge [De Schutter et Taerwe, 2000], évoluent en fonction de degré d'hydratation du ciment. Tout ceci nous amène naturellement à considérer le **degré d'hydratation** comme un des paramètres fondamentaux pour modéliser le comportement du béton. Par ailleurs, la notion de degré d'hydratation s'avère particulièrement adaptée à la description de l'évolution des caractéristiques du béton au jeune âge, car elle permet d'intégrer la notion de température et la notion de temps (au sens de l'histoire du chargement en température subi par le matériau). Comme nous le verrons dans la suite de la thèse, en utilisant le degré d'hydratation pour décrire le comportement du béton, on dispose ainsi d'une base unifiée pour la caractérisation de plusieurs phénomènes : retrait, fluage, résistance en compression, résistance à la traction, module d'élasticité.

L'hydratation se manifeste par un certain nombre de phénomènes, ainsi le caractère exothermique des réactions d'hydratation se traduit par un dégagement de chaleur important. En conséquence, pour suivre l'hydratation, on peut donc mesurer soit les quantités de réactifs ayant réagi (ciment hydraté, eau non évaporable, silice ayant réagi) ou n'ayant pas réagi (ciment anhydre, eau libre, silice amorphe), soit des grandeurs caractérisant les phénomènes qu'on vient d'évoquer : chaleur dégagée par l'hydratation, variation dimensionnelle d'une éprouvette, résistance . . . [Byfors, 1980].

Les différentes méthodes utilisées pour déterminer le degré d'hydratation ( $\xi$ ) amènent à différentes définitions du " degré d'hydratation ", qui sont passées en revue dans le paragraphe suivant.

1. Le degré d'hydratation est défini par [Byfors, 1980] en fonction de la quantité de gel de ciment formée :

$$\xi = \frac{\text{Quantité de gel de ciment formé}}{\text{Quantité de gel de ciment formé après hydratation complète}} \quad (1.13)$$

ou de manière équivalente :

$$\xi = \frac{\text{Quantité de ciment hydraté}}{\text{Quantité initiale de ciment}} \quad (1.14)$$

Il est difficile de déterminer directement la quantité de gel de ciment formée, car ce gel est le résultat de l'hydratation des composants du clinker. La connaissance de la composition originale du ciment permet par contre de déterminer la quantité de ciment non hydraté, ceci amène à deuxième définition.

2. Le degré d'hydratation peut être défini en fonction de la quantité de ciment anhydre encore présente :

$$\xi = 1 - \frac{\text{Quantité de ciment non hydraté}}{\text{Quantité initiale de ciment}} \quad (1.15)$$

Les définitions 1 et 2 peuvent différer, en particulier au jeune âge.

3. **[Powers et Brownyard, 1947]** ont défini le degré d'hydratation de la manière suivante :

$$\xi = \frac{W_n(t)}{W_\infty} \quad (1.16)$$

$W_n$  : la quantité d'eau liée à l'instant  $t$ ,

$W_\infty$  : la quantité d'eau liée au temps  $t_\infty$ , nécessaire pour l'hydratation complète de chaque composant du ciment.

Powers et Brownyard **[Powers et Brownyard, 1947]** ont observé que le ciment lie environ 25 % du poids total de l'eau en relation avec l'hydratation complète. De cette façon, la quantité d'eau liée peut être utilisée comme une mesure de la quantité de ciment hydraté ou de gel formé, et conduit à la définition suivante du degré d'hydratation :

$$\xi = \frac{W_n}{0.25 \times c} \quad (1.17)$$

Avec :

$c$  : la quantité de ciment totale employée.

4. La quantité de chaleur dégagée pendant la réaction d'hydratation est utilisée dans certains cas pour mesurer le degré d'hydratation. Le degré d'hydratation peut ainsi être défini par le rapport entre la chaleur dégagée à l'instant  $t$  et la chaleur ultime :

$$\xi(t) = \frac{Q(t)}{Q_\infty} \quad (1.18)$$

Avec :

$\xi(t)$  : le degré d'hydratation à l'instant  $t$ ,

$Q(t)$  : la quantité de chaleur dégagée à l'instant  $t$  [ $J.g^{-1}$ ],

$Q_\infty$  : la quantité de chaleur dégagée à  $t \rightarrow \infty$  [ $J.g^{-1}$ ].

Cette définition sera utilisée par la suite dans ce travail pour estimer le degré d'hydratation du ciment.

Le ciment n'est pas totalement réactif : le total des phases réactives du ciment se situe autour de 95 %, pour la fumée de silice ce total avoisine 90 %, tandis que l'alumine et la silice réactives d'une cendre volante représentent environ 60 % du matériau brut [Waller, 1999]. Pour faire en sorte que le degré d'hydratation d'un ciment dont les phases réactives ont totalement réagi soit bien égal à 1, Waller a défini la quantité de ciment hydraté comme le produit de la quantité de ciment par la proportion de phases réactives ayant réagi :

$$c_h = c \cdot \frac{\sum_i \xi_i \cdot \varphi_i}{\sum_i \varphi_i} \quad (1.19)$$

Avec :

$c$  la quantité initiale de ciment,

$c_h$  la quantité de ciment hydraté,

$\xi_i$  le degré d'hydratation de la phase  $i$  du ciment,

$\varphi_i$  la proportion de la phase  $i$  dans le ciment.

La définition précédente revient à calculer le degré d'hydratation à partir des seules phases réactives :

$$\xi_c = \frac{\sum_i \xi_i \cdot \varphi_i}{\sum_i \varphi_i} \quad (1.20)$$

[Lea, 1970] a déterminé le rapport d'hydratation pour chaque composant du ciment Portland, ses résultats sont résumés dans le Tableau 1.1.

Age (h)	Composant du ciment			
	$C_3S$	$C_2S$	$C_3A$	$C_4AF$
	Degré d'hydratation (%)			
0,01	0,0	0,0	0,0	0,0
1	0,0	0,0	11,3	9,0
2	1,4	0,0	11,3	9,0
3	3,3	0,0	11,3	9,0
4	5,7	0,0	12,4	9,0
24	33,7	0,0	26,3	10,4
48	43,0	8,6	35,4	13,6
64	44,5	10,4	38,0	19,8

**TABLE 1.1:** Rapport d'hydratation des composants de la pâte de ciment (  $E/C = 0.4$  à  $21^\circ\text{C}$  ) [Lea, 1970]

En conclusion de cette section, nous pouvons dire qu'il n'existe aucune définition univoque et communément admise du degré d'hydratation. En pratique, différentes définitions sont utilisées selon les méthodes de mesure appliquées.

## 2.6 Détermination du degré d'hydratation $\xi$

Le degré d'hydratation  $\xi$  peut être mesuré par différentes techniques : la Diffraction des Rayons X (DRX), l'analyse d'images au Microscope Electronique à Balayage (MEB), la Résonance Magnétique Nucléaire (RMN), la mesure de l'eau liée chimiquement, la calorimétrie. Ces différentes techniques sont brièvement décrites dans les paragraphes suivants.

### 2.6.1 Mesure de $\xi$ par Diffraction des Rayons X

La détermination du taux d'hydratation d'une pâte de ciment peut être réalisée par Diffraction des Rayons X (DRX) jusqu'à une certaine limite, sur une plage limitée de degrés d'hydratation [Regourd, 1982a]. La DRX permet de quantifier les phases cristallisées présentes dans un échantillon de pâte de ciment [Cao et Detwiler, 1995]. Appliquée au suivi de l'hydratation du ciment, elle donne accès à la quantité de ciment non hydraté (le  $C_3S$  et  $C_2S$  du clinker ont une structure cristalline). Cette méthode est bien adaptée à la mesure de degrés d'hydratation importants, par contre les pics des grains anhydres résiduels deviennent trop faibles pour assurer une précision de mesure suffisante [Sideris, 2000; Diamond *et al.*, 1998]. La Figure (1.5) représente les diffractogrammes obtenus sur un ciment anhydre et sur un ciment hydraté pendant 24 heures.

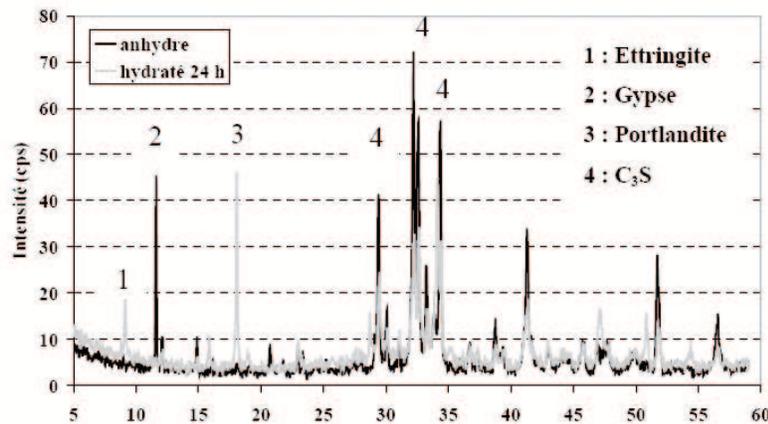


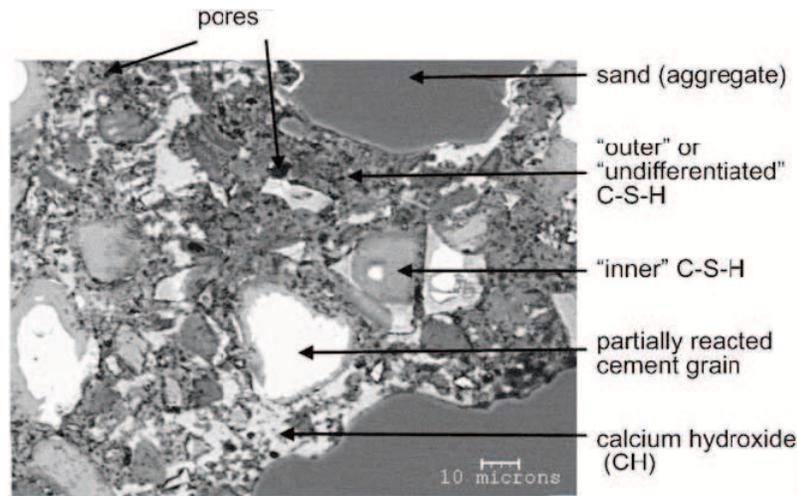
FIGURE 1.5: Diagramme de Diffraction aux Rayons X d'un ciment anhydre et d'un ciment hydraté pendant 24 heures

### 2.6.2 Mesure de $\xi$ par analyse d'images au Microscope Electronique à Balayage (MEB)

Cette méthode s'applique principalement aux pâtes de ciment. Elle permet, d'une part, de déterminer le degré d'hydratation et d'autre part, d'obtenir des informations sur la distribution spatiale des différentes phases de la pâte (porosité, anhydres et hydrates). La détermination du degré d'hydratation se fait en deux étapes, la première consiste à

obtenir l'image par MEB, la seconde étape porte sur le traitement de l'image obtenue. Le principe de la Microscopie Electronique à Balayage (MEB) consiste à déplacer un faisceau d'électrons de haute énergie et très focalisé (environ 50 nm de diamètre) suivant une série de lignes parallèles sur la surface de l'échantillon à analyser. L'interaction du faisceau d'électrons avec la surface induit différents phénomènes.

Pour cette caractérisation, les images sont obtenues en utilisant la technique des électrons rétrodiffusés sur surfaces polies qui permet de visualiser un contraste de composition ou de numéro atomique. En effet, le taux d'émission des électrons rétrodiffusés augmente notablement en fonction du numéro atomique de la cible. Cela explique les différences de niveau de gris dans l'image obtenue de la surface d'un échantillon poli. Les phases "lourdes" apparaissent plus claires que les phases "légères".



**FIGURE 1.6:** Image MEB de mortier d'un ciment Portland, âgé de 200 jours, E/C=0,4 [Scrivener, 2004]

La différenciation entre les différentes phases de la pâte de ciment repose sur le numéro atomique. Ainsi, les tâches très claires voire blanches, représentent les grains anhydres, les zones plus foncées (grises) correspondent aux hydrates et les surfaces noires caractérisent les vides, Figure (1.6). Un traitement d'image adapté permet la mesure de la surface occupée par chaque phase, et permet ainsi d'estimer le degré d'hydratation [Bouny *et al.*, 2002]. La fraction volumique initiale de ciment anhydre, imposée par la formulation, et la détermination par analyse d'images des résidus anhydres présents à l'instant  $t$  dans la pâte de ciment, permettent ainsi de déterminer le degré d'hydratation (définition 2, équation 1.15). Un suivi précis de l'hydratation par ces méthodes demande un investissement en temps conséquent dans la mesure où un grand nombre d'images doit être généré pour être statistiquement représentatif du milieu étudié [Dalglish *et al.*, 1982; Scrivener, 2004]. Le MEB a été utilisé par [Feng *et al.*, 2004] pour étudier l'hydratation de pâtes de ciment ordinaire et blanc avec des cendres volantes et scories. La technique de *point-counting* a été employée par [Feng *et al.*, 2004] pour estimer le degré d'hydratation. Cette procédure consiste à superposer une grille à l'image ainsi obtenue, et les phases sont

déterminées et comptées en chaque point de la grille. Le volume partiel de chaque phase dans l'échantillon est calculé par division du nombre de points comptés pour cette phase par le nombre total de points comptés, ensuite le degré d'hydratation est calculé par la relation suivante :

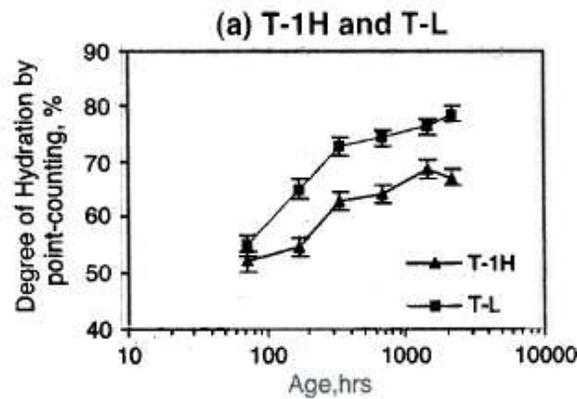
$$\xi(\%) = \left( 1 - \frac{V_{(t)cem}}{V_{(0)cem}(1 - V_{(f)gyp})} \right) \cdot 100\% \quad (1.21)$$

Où :  $V_{(0)cem}$  est le volume partiel de particules de clinker dans le ciment.

$V_{(t)cem}$  est le volume de ciment anhydre au temps d'hydratation  $t$ , %.

$V_{(f)gyp}$  est le volume partiel de gypse dans le clinker %.

Un résultat type d'une analyse MEB avec *point-counting* est illustré sur la Figure (1.7).



**FIGURE 1.7:** Degré d'hydratation de deux ciment normal et blanc : T-1H ciment Portland, T-L ciment blanc avec cendres volantes [Feng *et al.*, 2004]

### 2.6.3 Mesure de $\xi$ par Résonance Magnétique Nucléaire (RMN)

La Résonance Magnétique Nucléaire (RMN), qui est très largement utilisée pour les études structurales dans les liquides [Klur, 1996], s'adapte bien à l'étude de matériaux peu ou pas cristallisés. Elle a montré son utilité dans l'étude des ciments et de leur produits d'hydratation [Justnes *et al.*, 1990], et a également été utilisée pour étudier la cinétique des réactions d'hydratation de la pâte de ciment [Johansson *et al.*, 1999].

La RMN, et en particulier la relaxation du proton, apparaît comme une technique privilégiée pour étudier des systèmes statiques ou dynamiques, et pour obtenir des informations à la fois sur la microstructure et sur la dynamique des fluides saturant la porosité de la pâte, sans perturbation du système [Jaffel, 2006]. De plus, la RMN du  $^{29}\text{Si}$  permet de déterminer les quantités de silicates anhydres, de silice n'ayant pas réagi, et de  $C-S-H$  présents dans l'échantillon. Elle donne également des informations sur le degré de polymérisation des  $C-S-H$ .

### 2.6.4 Mesure de $\xi$ à partir de l'eau liée chimiquement

Le principe de l'analyse thermogravimétrique (ATG) consiste à mesurer en continu la perte de masse d'un échantillon de matériau qui subit une élévation de température. Pour les bétons, cette technique d'observation permet de suivre les cinétiques d'hydratation et de carbonatation et d'une manière générale, de quantifier les masses des différents produits formés lors de l'hydratation du ciment.

Cette méthode est basée sur la mesure de la quantité d'eau liée chimiquement à une échéance donnée par analyse thermogravimétrique (ATG), et sur l'estimation de la quantité de l'eau liée chimiquement correspondant à une hydratation complète du ciment. Le principe de cette méthode consiste à mesurer en continu la perte en masse d'un échantillon de matériau soumis à des variations de température. Dans le cas du béton, l'analyse permet de suivre les cinétiques d'hydratation, et de manière générale de quantifier les produits formés par l'hydratation du ciment. L'essai d'ATG mesure directement la perte en masse de l'échantillon en fonction de la température, tandis que la dérivée de la courbe TG obtenue par rapport à la température (DTG) traduit la vitesse de la réaction. En effet sur la courbe dérivée il est possible d'identifier les différents produits d'hydratation à partir des pics observés [El-Jaizairi et Illston, 1977; Toulemende et Le Maou, 1996]. Ainsi, la Figure (1.8) illustre une courbe type TG et (DTG) obtenue sur un mortier de ciment CPJ – CEMII/A [Khelidj *et al.*, 1998] :

1. Le premier pic (100-200 °C) est attribué à la déshydratation des  $C - S - H$
2. Le second pic (400-500°C) est attribué à la déshydratation du  $Ca(OH)_2$ , selon la réaction suivante :  $Ca(OH)_2 \rightarrow CaO + H_2O$
3. Le troisième pic (600-800 °C) est la conséquence de la décarbonatation du  $CaCO_3$

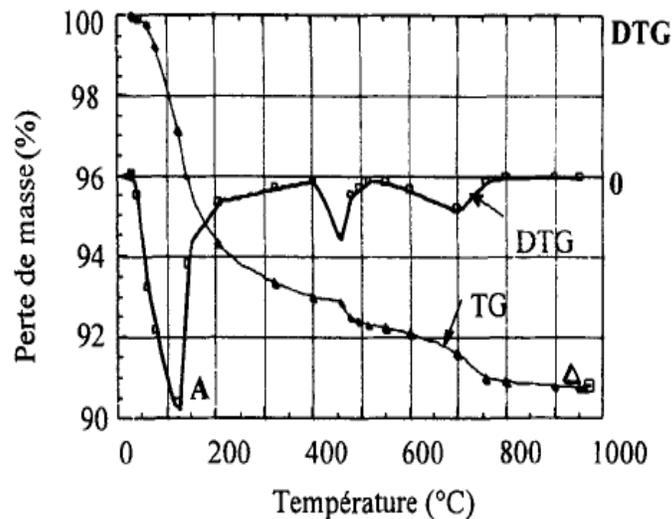


FIGURE 1.8: Analyse thermogravimétrique, courbes TG et DTG [Khelidj *et al.*, 1998]

L'exploitation des courbes TG permet de déterminer le degré d'hydratation à partir de la définition 3 (équation 1.16).

Avec :  $W_n(\infty)$  : quantité d'eau liée chimiquement (g/g de ciment), à  $t \rightarrow \infty$  correspondant à l'hydratation complète de 1g de ciment.  $W_n(t)$  : quantité d'eau chimiquement liée (g) au temps  $t$  ;  $M_c$  : quantité initiale de ciment anhydre.

$t \rightarrow \infty$  peut être estimé à partir de la composition minéralogique du ciment (Equation de Bogue 1.22), et vaut 0,243 pour le ciment *CEMII/ACPJ* [Khelidj *et al.*, 1998].

### 2.6.5 Mesure de $\xi$ par calorimétrie

La calorimétrie ne mesure pas directement une quantité de ciment hydraté, mais plutôt la chaleur produite au cours des réactions d'hydratation. Les méthodes calorimétriques peuvent être classées en quatre types distincts.

1. Méthode de la chaleur de solution : c'est la technique utilisée dans la norme américaine (ASRM). Elle consiste à déterminer la chaleur de solution par dissolution de l'éprouvette dans un bain d'acide et à mesurer l'élévation de température. En soustrayant la mesure équivalente pour le ciment non hydraté, la chaleur d'hydratation peut être obtenue [Rahhal et Batic, 1994].
2. Calorimétrie isotherme
3. Calorimétrie semi-adiabatique : Dans cette méthode, l'éprouvette est placée dans une enceinte relativement isolante. L'échauffement de l'éprouvette indique la chaleur produite pendant l'hydratation. Pour déterminer les flux thermiques, les capacités thermiques des constituants de l'éprouvette et du système doivent être déterminées séparément [Malek, 1992; Simard *et al.*, 1993]. Cette méthode appelée dans la norme française *Langavant*, permet de déterminer la chaleur d'hydratation des matériaux cimentaires. [AFNOR, 1988].
4. Calorimétrie adiabatique : Elle repose sur le fait que, en conditions parfaitement adiabatiques (tout échange de chaleur est empêché vers le milieu extérieur, dont la température est maintenue, par asservissement, égale à la température au cœur de l'éprouvette), la quantité de chaleur dégagée est déductible de l'élévation de température par simple multiplication par la capacité thermique du béton (en supposant celle-ci constante).

Le degré d'hydratation peut être estimé selon la définition 4 (Equation (1.18)), comme le rapport entre la chaleur dégagée à l'instant  $t$  et la chaleur ultime dégagée à  $t \rightarrow \infty$ .

Selon Bogue [Bogue, 1947], la quantité de chaleur dégagée à un temps infini, par unité de masse du ciment, peut être estimée directement à partir de la chimie du ciment

selon l'équation (1.22) ci-dessous :

$$\begin{aligned}
 \varphi_{C_3S} &= 4,072\varphi_C - 7,6\varphi_S - 6,178\varphi_A - 1,430\varphi_F - 2,852\varphi_{\bar{S}} - 5,188\varphi_{\bar{C}} \\
 \varphi_{C_2S} &= -3,072\varphi_C + 8,6\varphi_S + 5,068\varphi_A + 1,079\varphi_F + 2,151\varphi_{\bar{S}} + 3,914\varphi_{\bar{C}} \\
 \varphi_{C_3A} &= 2,650\varphi_A - 1,692\varphi_F \\
 \varphi_{C_4AF} &= 3,043\varphi_F \\
 \varphi_{C\bar{S}H82} &= 2,150\varphi_{\bar{S}} \\
 \varphi_{C\bar{C}} &= 2,274\varphi_{\bar{C}}
 \end{aligned} \tag{1.22}$$

Les formules de Bogue ne sont pas applicables pour tous les types de ciment, comme dans le cas du ciment composé CEM V (qui contient des laitiers et des cendres volantes), ou le ciment pouzzolanique CEM IV. Cette chaleur d'hydratation dépend de la composition minéralogique du ciment et du rapport eau/ciment du mélange. Chaque phase pure du ciment a une chaleur d'hydratation bien définie, donnée dans le Tableau (1.2). Ainsi, la chaleur d'hydratation du ciment Portland ordinaire est comprise entre 375 et 525 [J/g].

Phases minérales	$C_3$	$C_2S$	$C_3A$	$C_4AF$
Chaleur d'hydratation [J/g]	510	260	1100	410

**TABLE 1.2:** Chaleur d'hydratation des phases du ciment [Waller, 1999]

La chaleur d'hydratation du ciment est alors égale à la somme des chaleurs dégagées par chacune des phases minérales :

$$Q_c = \sum \alpha_i \cdot q_i \tag{1.23}$$

Où :

$\alpha_i$  représente la proportion massique de la phase  $i$  dans le ciment [g/g],

$q_i$  est la chaleur d'hydratation de la phase  $i$  [J/g].

[Schindler et Folliard, 2005] ont proposé un modèle permettant de quantifier la chaleur d'hydratation lorsque l'hydratation du ciment est complète, qui est décrit par l'équation suivante :

$$Q_c = 500p_{C_3S} + 260p_{C_2S} + 866p_{C_3A} + 420p_{C_4AF} + 624p_{SO_3} + 1186p_{CaO(Libre)} + 850p_{MgO} \tag{1.24}$$

Avec :

$Q_c$  : la chaleur totale d'hydratation du ciment [J/g],

$p_i$  : le pourcentage massique de la phase pure  $i$  contenue dans le ciment.

[Schindler et Folliard, 2005] a décrit et quantifié l'influence de l'addition de différents dosages de cendres volantes (classe C, et F) et de laitiers sur la chaleur d'hydratation du béton. Il a présenté un modèle qui peut être utilisé pour prédire la chaleur d'hydratation de différents ciments avec différents dosages d'additions.

Composant chimique	Chaleur d'hydratation [ $kJ\ kg^{-1}$ ]						
	3 jours	7 jours	28 jours	90 jours	1 an	6,5 ans	13 ans
$C_3S$	243	222	126	435	490	490	510
$C_2S$	50	42	105	176	226	222	247
$C_3A$	887	1556	1377	1301	1167	1372	1356
$C_4AF$	289	494	494	410	377	464	427

**TABLE 1.3:** Chaleur d'hydratation des phases du ciment (  $E/C = 0.4$  à  $21^\circ C$  ) [**Taylor, 1990**]

[**Taylor, 1990**] a déterminé la chaleur d'hydratation de chaque phase à différents âges en utilisant l'équation de Bogue (équation 1.22), les résultats sont synthétisés dans le Tableau (1.3).

Enfin, les travaux existants montrent que l'hydratation du  $C_3S$  pur est d'autant plus rapide que le rapport  $E/C$  est faible.

## 2.7 Le degré d'hydratation ultime

D'après les travaux existants dans la littérature, le rapport  $E/C$  semble être le paramètre le plus influent sur la valeur finale du degré d'hydratation [**Mills, 1966; Waller, 1999**].

[**Powers et Brownyard, 1947**] se sont basés sur les données relatives à la consommation d'eau dans les réactions d'hydratation pour proposer un degré d'hydratation théorique prévisible :

– si  $E/C < 0,43$

$$\xi(\infty) = \frac{E/C}{0,43} \quad (1.25)$$

– si  $E/C > 0,43$

$$\xi(\infty) = 1 \quad (1.26)$$

Mills [**Mills, 1966**] a proposé un modèle phénoménologique reposant également sur le rapport  $E/C$  :

$$\xi(\infty) = \frac{1,031 \times E/C}{0,194 + E/C} \quad (1.27)$$

[**Schindler et Folliard, 2003**] a utilisé ce modèle pour estimer le degré d'hydratation ultime du béton avec différents dosages de fumée de silice.

Plusieurs auteurs ont mesuré le degré d'hydratation final de pâtes de ciments à différents rapport  $E/C$  pendant des périodes relativement étendues [**Parrott et al., 1990; Justnes et al., 1992**].

De même [Waller, 1999] a établi un modèle phénoménologique basé sur ses résultats expérimentaux et une compilation de mesures trouvées dans la littérature :

$$\xi(\infty) = 1 - \exp\left(-A\frac{E}{C}\right) \quad (1.28)$$

Dans l'équation (1.28),  $A$  est une constante calibrée en minimisant l'écart entre modèle et points expérimentaux, cette constante est prise égale à 3,3 par [Waller, 1999]. Le modèle est utilisé par plusieurs auteurs [Bouny *et al.*, 2002], et nous allons également l'utiliser par la suite pour calculer le degré d'hydratation ultime.

### 3 Modélisation de l'hydratation

Après nous être intéressé à la définition et à la mesure du degré d'hydratation, nous présentons dans les paragraphes suivants quelques modèles numériques d'hydratation basés sur une représentation aléatoire de la microstructure des matériaux cimentaires.

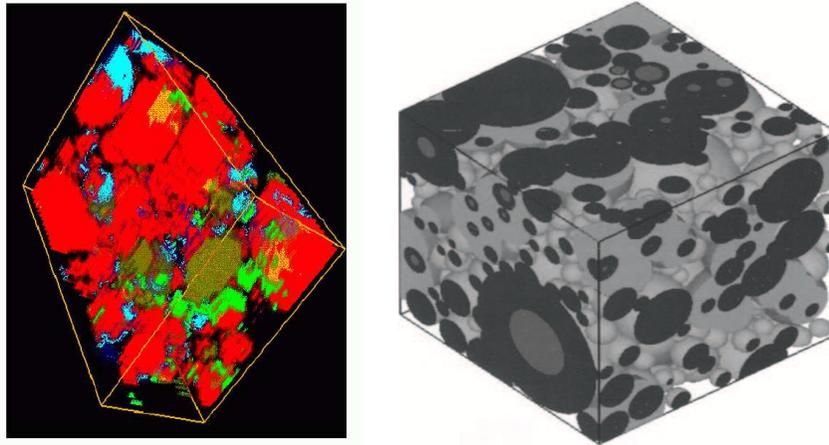
#### 3.1 Modèles Microscopiques

Les modèles d'hydratation microscopiques sont généralement complexes. La plupart des approches au niveau microscopique se basent sur une étude de la cinétique d'hydratation à l'échelle du grain de ciment. Dans ces modèles il est nécessaire d'utiliser des méthodes numériques d'homogénéisation. Ces méthodes d'homogénéisation apportent une précision nécessaire au calcul des champs locaux et permettent de prendre en compte les comportements non linéaires des phases constitutives [Andrieux, 1983; Marigo *et al.*, 1987]. Dans les paragraphes suivants, nous présentons quelques modèles numériques basés sur une représentation aléatoire de la microstructure des matériaux cimentaires.

##### 3.1.1 Le modèle du NIST

Le National Institute of Standards and Technology (NIST, États-Unis) propose un modèle basé sur la représentation aléatoire de la microstructure d'un béton ou d'une pâte de ciment par des images digitales. Les inclusions et la matrice, de propriétés différentes, sont différenciées par des ensembles de pixels. Une grande partie des applications développées par cette équipe concerne l'étude de la diffusivité d'une pâte de ciment ou d'un béton au cours de leur maturation progressive [Garboczi et Bentz, 1998]. La détermination de certains paramètres associés à la porosité est obtenue à partir de la théorie de percolation [Garboczi et Bentz, 1999]. De plus, le modèle numérique permet de tenir compte de la zone de transition pâte-granulat et de montrer son influence sur la diffusivité du béton [Garboczi et Bentz, 1999]. Ce modèle permet également de visualiser les variations locales des propriétés des constituants lors de l'hydratation d'une pâte de ciment (modèle CEMHYD3D) [Bentz *et al.*, 2002]. Ce modèle est basé sur des automates cellulaires unitaires destinés à former la microstructure. Ce modèle présente l'avantage d'avoir été développé à partir d'une microstructure réelle et tridimensionnelle de la pâte

de ciment Figure (1.9). [Pigbat *et al.*, 2005] a développé un modèle intégré basé sur les



**FIGURE 1.9:** A gauche - Le modèle CEMHYD3D [Bentz, 1997] A droite - représentation 3D de la microstructure simulée après une hydratation complète [Pigbat *et al.*, 2005]

cinétiques d'hydratation des particules pour simuler l'évolution de la microstructure du ciment en cours d'hydratation. Dans ce modèle l'espace poreux capillaire a été caractérisé par transformation en réseau de tubes cylindriques [Pigbat *et al.*, 2005], Figure (1.9).

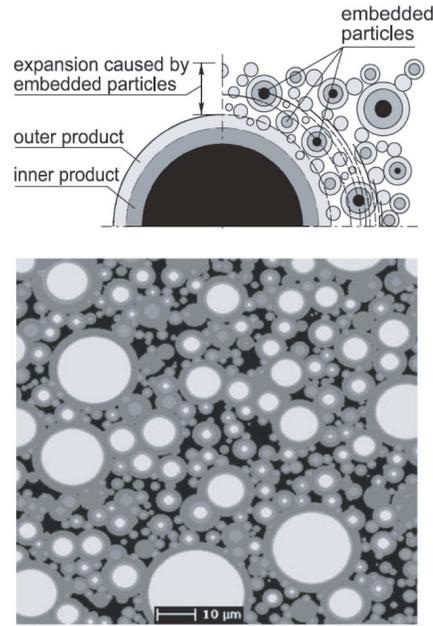
### 3.1.2 Le modèle du TUDelft

Dans la continuité des modèles microscopiques, nous trouvons le modèle HYMOSTRUC développé par van Breugel à l'université technologique de Delft [Van Breugel, 1991]. Ce dernier se base sur une description sphérique des grains de ciment, mais incorpore leur distribution granulométrique. C'est un modèle capable de prédire l'hydratation du matériau sous différentes conditions externes (adiabatique, isotherme ..) et de prendre en compte l'effet des contacts inter-granulaires sur la microstructure formée, Figure (1.10).

### 3.1.3 Le modèle de l'EPFL

[Guidoum, 1994] a également développé un modèle numérique pour les bétons à l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, basé sur la Méthode des Eléments Finis. La granulométrie est générée de façon aléatoire, Figure (1.11). Les résolutions sur le VER sont effectuées de façon itérative en travaillant sur des sous-domaines. Ce code a été appliqué pour calculer le comportement élastique et viscoélastique de bétons [Huet, 1999].

Park [Park *et al.*, 2005] a présenté un modèle d'hydratation qui décrit l'évolution de la microstructure de la pâte de ciment en fonction de l'évolution de la composition des produits d'hydratation. Le degré d'hydratation a été défini comme le rapport entre le volume de ciment hydraté et le volume du grain de ciment initial, selon la relation



**FIGURE 1.10:** Simulation de la microstructure d'une pâte de ciment avec le modèle HY-MOSTRUC (rapport E/C=0,3 ; âge : 14 jours ; degré d'hydratation  $\xi = 0,63$ ). Haut : Processus de croissance et grains de ciment incorporés. Bas : microstructure simulée. D'après [Ye *et al.*, 2003]

suivante :

$$\xi = 1 - \left( \frac{r_i}{r_0} \right)^3 \quad (1.29)$$

où  $r_i$  désigne le rayon de la particule de ciment anhydre  $r_i = r_0 - t$ ,  $r_0$  est le rayon moyen de la particule de ciment,  $t$  est la profondeur de la couche de produits intérieurs d'hydratation.

Qing-Sheng [Qing Sheng, 2006] a développé un modèle numérique pour analyser le développement de la microstructure et des propriétés mécaniques de la pâte de ciment pendant l'hydratation du ciment. Ce modèle micro-mécanique dépendant du temps suppose que la pâte de ciment consiste en des pores anhydres et des particules de ciment enveloppées par le gel, Figure (1.12).

### 3.2 Modèles Macroscopiques

L'approche macroscopique du processus d'hydratation consiste à considérer la réaction de manière globale. Un exemple parmi les modèles les plus connus est celui proposé par Avrami en 1940, et initialement développé pour décrire les changements de phases en milieu homogène. C'est un modèle largement répandu qui décrit l'hydratation au cours

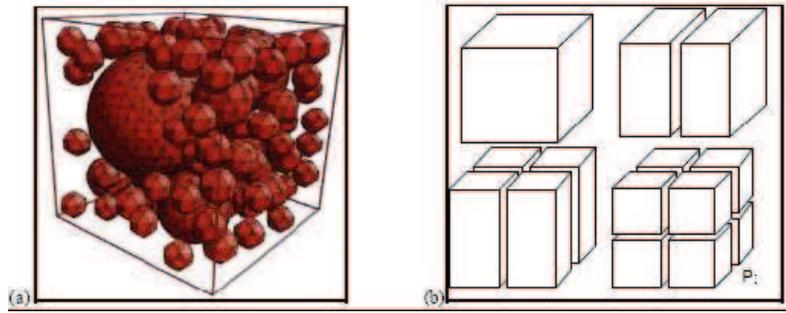


FIGURE 1.11: Modèle de l'EPFL : Représentation du VER généré par éléments finis. a- Maillage 3D des granulats, b- Décomposition de domaine [Huet, 1999].

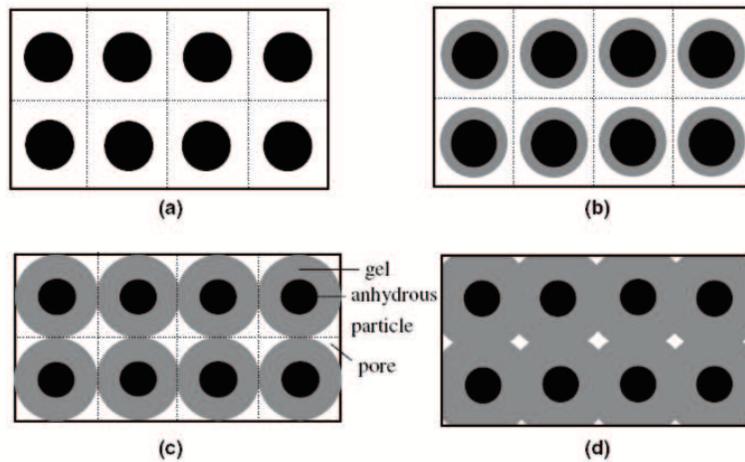


FIGURE 1.12: Développement de la microstructure au cours de l'hydratation du ciment a- Particules de ciment anhydre, b- Première étape de l'hydratation, c- Couche instantanée de gel, d- Recouvrement du gel [Qing Sheng, 2006]

des périodes d'accélération (étapes 2 et 3), selon la loi suivante :

$$-\ln(1 - \xi) = [k \cdot (t)]^m \quad (1.30)$$

où  $\xi$  est le degré d'hydratation,

$k$  est une constante liée au taux de conversion de la phase,

$m$  est un coefficient qui dépend de la morphologie de la phase croissante, du processus limitant et du taux de nucléation,

$t$  désigne le temps.

Quand  $\xi$  est petit, on peut en première approximation considérer  $\xi = kt^m$ ,

La valeur du paramètre  $m$  doit être identifiée expérimentalement, et les valeurs rencontrées dans la littérature sont très variables.  $m$  dépend surtout du type de ciment utilisé et du moment où les mesures sont initiées (prise en compte ou non de la première phase de

décélération). Le paramètre  $m$  peut être défini par l'équation suivante [Kurtis, 2007] :

$$m = \left[ \frac{p}{s} + q \right] \quad (1.31)$$

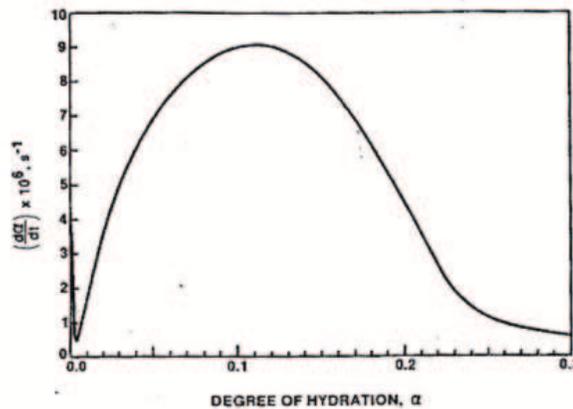
- $p = 1$  pour croissance 1D (aiguilles, fibres)
- $p = 2$  pour croissance 2D (plate)
- $p = 3$  pour une croissance isotrope 3D (sphérique)
- $s = 1$  pour une interface
- $s = 2$  pour une croissance par diffusion
- $q = 0$  pour une nucléation saturée
- $q = 1$  pour une nucléation continue à taux constant

On peut calculer  $k$  à partir des données calorimétriques et de l'équation d'Avrami (Equation 1.31).

L'équation d'Avrami (Equation 1.31) est principalement utilisée pour identifier les premiers stades de la réaction d'hydratation ( $\xi$  compris entre 0 et 0,3). [Gartner et Gaidis, 1989] ont analysé leurs résultats de calorimétrie de cette manière, Figure (1.13). Afin de normaliser la cinétique, le taux d'hydratation (dérivée de  $\xi$  en fonction du temps) est exprimé en fonction de  $\xi$  :

$$\frac{d\xi}{dt} = mk \left( \frac{\xi}{k} \right)^{\frac{m-1}{m}} \quad (1.32)$$

Pendant la période de décélération, l'équation de Jander [Bezjak et Jelenic, 1980], issue



**FIGURE 1.13:** Evolution du taux d'hydratation en fonction du degré d'hydratation au jeune âge pour une phase pure de  $C_3S$  hydraté à 23 ° C, avec un rapport E/C de 0.5 [Gartner et Gaidis, 1989]

de la théorie de la diffusion, a été utilisée pour modéliser la réaction du ciment :

$$\left[ 1 - (1 - \xi)^{1/3} \right]^2 = k_D \quad (1.33)$$

où  $k_D$  : est une constante de diffusion.

Ce modèle a été utilisé par [Damidot, 1999] dans le cadre de sa thèse sur l'hydratation du silicate tricalcique, pour modéliser l'hydratation du  $C_3S$ .

Dans le cadre des approches au niveau macroscopique, la modélisation concerne la fonction d'affinité  $\tilde{A}(\xi)$  (Equation 1.11) ou directement le degré d'hydratation en fonction du temps. On a classé dans le Tableau (3.2) quelques modèles d'hydratation.

Référence	$\xi(t)$	$\tilde{A}(\xi)$
[Gutteridge et Dalziel, 1990]	$= 1 - \exp[-k.(t - t_0)^\beta]$	-
Roelfstra et Salet 1994 cité par [Waller, 1999]	$= 1 - \exp[-\left(\frac{t}{t_1}\right)^{1,2}]$	-
[Byfors, 1980]	$= \exp \left[ -\lambda \left[ \ln \left( 1 + \frac{t}{t_1} \right) \right]^{-k_1} \right]$	-
[Lackner <i>et al.</i> , 2005]		$= a. \frac{1 - \exp(-b.\xi)}{1 + c.\xi^d}$
[De Schutter et Taerwe, 1995]		$= A. [\sin(\pi.\xi)]^a. \exp(-B.\xi)$

**FIGURE 1.14:** Modèles décrivant l'évolution de l'affinité chimique et du degré d'hydratation en fonction du temps

Schindler [Schindler, 2004; Schindler et Folliard, 2005] a proposé un modèle qui représente le degré d'hydratation  $\xi$  à un instant  $t_e$  par une fonction exponentielle décroissante :

$$\xi(t_e) = \xi_u. \exp \left[ -\frac{\tau}{t_e} \right]^\beta \quad (1.34)$$

avec  $t_e$  le temps équivalent,  $\xi_u$  le degré d'hydratation final. Il a mesuré le degré d'hydratation en utilisant la chaleur d'hydratation en essai semi-adiabatique.

Les modèles macroscopiques présentés dans ce paragraphe fournissent des estimations simples du comportement des bétons, bien souvent suffisantes lorsque l'on s'intéresse uniquement aux propriétés équivalentes de ces matériaux, et qui ont pour principal avantage de nécessiter peu de paramètres pour leur utilisation pratique. En revanche, si on cherche à analyser plus finement les phénomènes locaux se produisant au sein de la microstructure, ces modèles simplifiés apparaissent peu adaptés.

## 4 Conclusion

Ce premier chapitre bibliographique nous a permis de rappeler les principes de base des mécanismes d'hydratation des matériaux à matrice cimentaire. C'est une étape indispensable pour la bonne compréhension de tous les phénomènes associés à l'hydratation,

que nous avons caractérisés et modélisés dans cette thèse, et qui comprennent les retraits endogène et thermique, ainsi que les déformations sous l'effet du chargement (fluage propre). Ensuite quelques techniques de détermination du degré d'hydratation ont été brièvement décrites. Enfin nous avons présenté quelques modèles microscopiques utilisés pour modéliser l'hydratation du ciment. Ces modèles peuvent être utilisés lorsque nous cherchons à étudier des phénomènes locaux au sein de la microstructure, mais s'avèrent complexes développer et coûteux en moyens de calcul et d'identification. C'est pourquoi nous avons été amenés à présenter des modèles macroscopiques phénoménologiques qui fournissent des estimations simples du comportement des bétons. Ces modèles nous ont ensuite donné l'idée de développer un modèle macroscopique qui reproduise l'hydratation du ciment au cours de temps, et son effet sur les déformations différées. Nous proposerons au chapitre (5) un modèle macroscopique basé sur le degré d'hydratation du ciment, qui constitue un paramètre majeur au jeune âge. Le modèle développé représente le comportement viscoélastique du béton au jeune âge et s'appuie sur les observations du comportement mécaniques tirées de la littérature et des essais réalisés dans le cadre de la thèse (cf. chapitres 3 et 4). Mais avant tout, afin de compléter la caractérisation du béton au jeune âge, nous allons nous intéresser dans le chapitre suivant au comportement mécanique, et plus particulièrement aux variations volumiques du béton au jeune âge.

# Variations volumiques du béton au jeune âge

Dans ce chapitre nous présentons les différents types de déformations qui peuvent se développer dans le béton. Ces déformations sont séparées en deux grandes familles liées à l'existence ou non d'un chargement mécanique. Le retrait est une déformation se produisant en l'absence de chargement extérieur, et le fluage représente la part supplémentaire de déformation différée résultant de l'application d'un chargement mécanique. Les déformations prépondérantes dans les structures massives sont le retrait endogène, le retrait thermique et le fluage propre, qui sont pris en compte dans l'étude.

## Sommaire

---

<b>1</b>	<b>Introduction</b> . . . . .	<b>8</b>
<b>2</b>	<b>Description du mécanisme de l'hydratation du ciment</b> . . . . .	<b>9</b>
2.1	Hydratation du $C_3S$ . . . . .	10
2.2	Hydratation des aluminates . . . . .	13
2.3	Prise du ciment . . . . .	14
2.4	Cinétique d'hydratation . . . . .	15
2.5	Définition du degré d'hydratation $\xi$ . . . . .	16

2.6	Détermination du degré d'hydratation $\xi$ . . . . .	19
2.7	Le degré d'hydratation ultime . . . . .	25
<b>3</b>	<b>Modélisation de l'hydratation</b> . . . . .	<b>26</b>
3.1	Modèles Microscopiques . . . . .	26
3.2	Modèles Macroscopiques . . . . .	28
<b>4</b>	<b>Conclusion</b> . . . . .	<b>31</b>

---

# 1 Introduction

Le terme jeune âge peut être utilisé pour désigner les premières heures, les premiers jours, et parfois les premières semaines dans la vie du béton. Pour l'étude qui fait l'objet de cette thèse le jeune âge désigne la période s'étendant de un jour à quatorze jours après le gâchage du béton [Mehta et Monteriro, 2001]. Les propriétés du béton se développent rapidement au début, et après une période allant de 1 à 3 jours le progrès de durcissement ralentit de façon considérable. Les mécanismes qui induisent les fissurations au cours de cette phase sont le retrait thermique, le retrait endogène et le retrait de séchage. Les propriétés du béton se développent selon différentes phases. Trois phases peuvent être distinguées, la phase fraîche, la phase de durcissement, la phase utilitaire. Le béton est considéré comme frais après le coulage, et jusqu'à ce qu'il atteigne la phase du durcissement, le béton frais se comporte comme un matériau plastique et peut facilement être formé. Ensuite le béton devient auto-portant grâce à l'évolution des produits de l'hydratation, mais sa résistance mécanique demeure non significative. Après cette phase de prise, l'aptitude à la déformation du béton est largement réduite, et la phase du durcissement du béton commence. Cette phase est associée à la construction de la résistance et s'accompagne d'un dégagement considérable de chaleur, dû aux réactions chimiques. Les caractéristiques du béton au jeune âge sont le dégagement de chaleur, la consommation de l'eau et le développement des propriétés. Pendant la réaction d'hydratation, les propriétés du béton, telles que la résistance mécanique et le module d'Young, évoluent constamment. Le volume du béton au jeune âge change, ceci est dû au retrait et à la variation de la température, et ces changements de volume ou déformations dépendent du temps. Les changements de volume au jeune âge peuvent être classés en deux catégories, selon que les déformations associées sont indépendantes ou dépendantes du chargement appliqué, Figure (2.1).

Les déformations des bétons sont conventionnellement séparées en quatre déformations élémentaires d'origine physico-chimique : le **fluage propre** (endogène), le **fluage de séchage** (dessiccation), le **retrait endogène** (d'auto-dessiccation), le retrait chimique (contraction Le Chatelier) et le **retrait de séchage** (dessiccation). On doit rajouter dans le cas des pièces massives le **retrait thermique**. Nous soulignons ici que nous ne prenons pas en compte les couplages entre le retrait endogène et le retrait de dessiccation, ainsi qu'entre le fluage propre et le fluage de dessiccation, car dans notre étude nous négligeons le retrait de dessiccation et le fluage de dessiccation ;

## 2 Fluage

### 2.1 Définition générale du fluage

En construction, la durabilité des ouvrages dépend du comportement des matériaux utilisés. En effet les déformations du béton affectent la durabilité d'une structure. Ces déformations au jeune âge se manifestent en particulier en cas de réparation ou de maintenance en surface d'un ouvrage en béton. Le béton présente des déformations sous charge

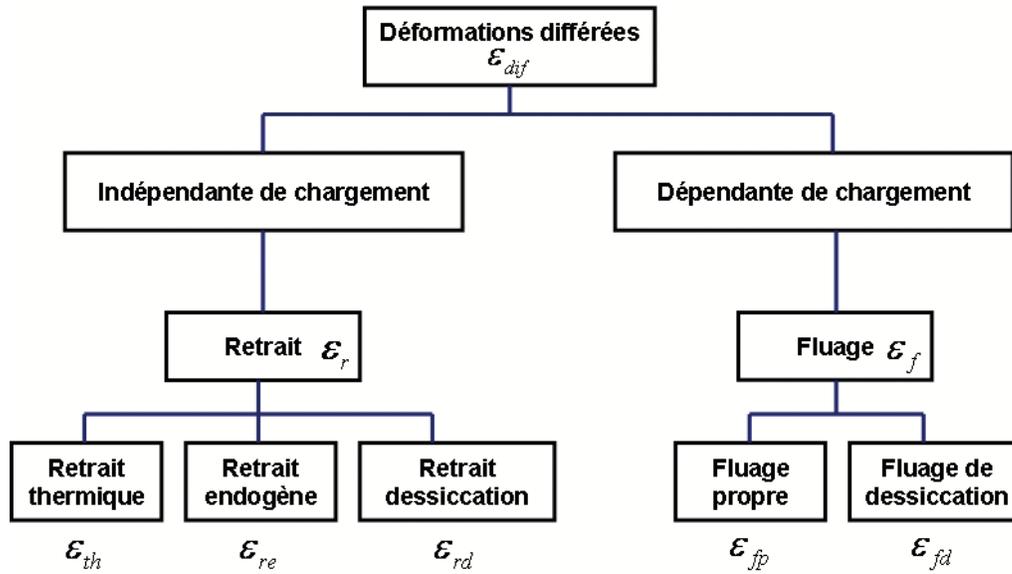


FIGURE 2.1: Description phénoménologique des changements de volume au jeune âge.

et ces déformations évoluent avec le temps, le phénomène de la déformation différée a été découvert par Hyatt aux U.S.A en 1907, qui a montré l'évolution d'une flèche d'une poutre chargée après deux mois de chargement. Le fluage a été découvert par Eugène Freyssinet en 1910 qui l'observa sur un pont à Le Veudre sur l'Allier, France. Actuellement, l'avancement des recherches conduit à séparer ces déformations différées en deux grandes familles, le retrait et le fluage.

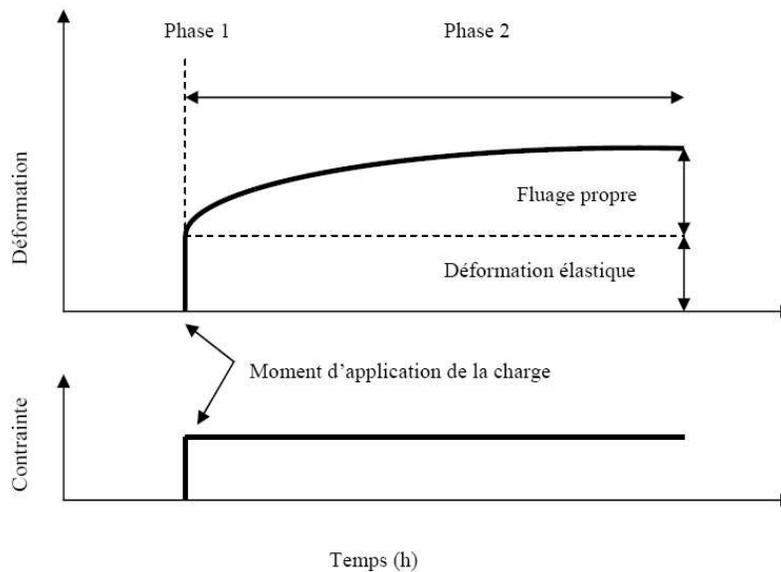
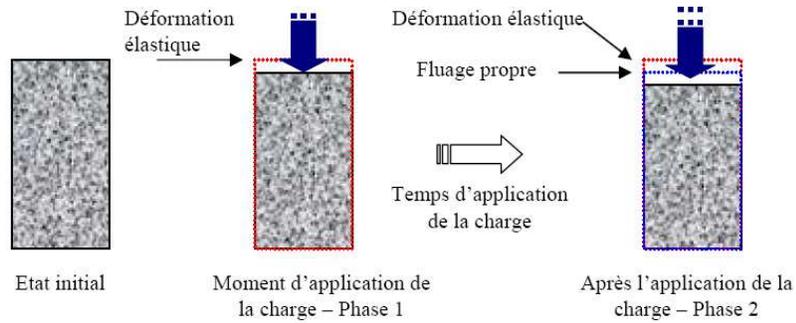
Le **retrait** consiste en une déformation en l'absence de chargement mécanique extérieur appliqué, tandis que le **fluage** est une déformation additionnelle du retrait, qui se produit lors de l'application d'un chargement considéré constant. Le fluage se décompose en deux parties, un fluage propre (sans échange hydrique avec l'extérieur) et un fluage de dessiccation (avec échange). Lors de l'application mécanique d'un chargement sur un élément cimentaire, une déformation instantanée a lieu, cette déformation constitue la déformation élastique, et si le chargement est maintenu pour quelque temps, une déformation additionnelle se produit, et cette déformation viscoélastique s'appelle le fluage, Figure (2.2).

Si le chargement est enlevé, la déformation élastique sera récupérée instantanément, tandis que seule une part de la déformation viscoélastique sera récupérée. Le fluage est défini dans le dictionnaire comme « Déformation lente et retardée d'un corps soumis à une contrainte constante, provoquée par la durée d'application de cette contrainte ».

Il est possible d'obtenir les déformations du fluage par un essai réalisé sous une charge élevée et constante, Figure (2.3).

## 2.2 Fluage spécifique

On obtient le fluage spécifique à un instant quelconque  $t$  en divisant la déformation de fluage ( $\epsilon_f$ ) par la contrainte totale appliquée au matériau ( $\sigma$ ). L'avantage principal des

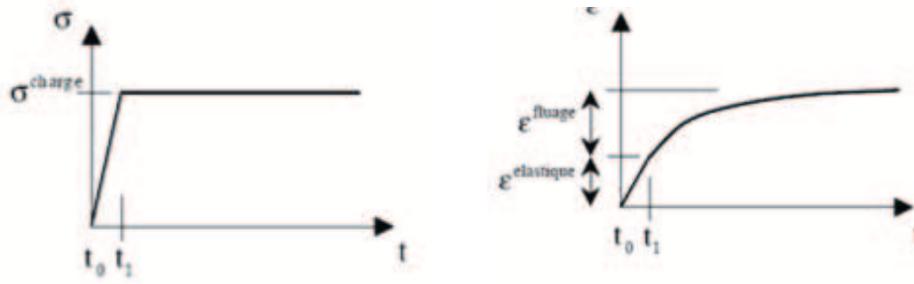


**FIGURE 2.2:** Représentation simplifiée du fluage propre.

courbes de fluage spécifique est de permettre l'observation de la déformation différée en fonction des conditions de chargement qui prévalaient au cours de chacun des essais. Ce type de courbes n'offre toutefois aucune indication sur le niveau de contrainte atteint dans le matériau par rapport à sa résistance (en compression). Or, ce paramètre est particulièrement important, car le comportement des bétons est variable selon le niveau de chargement [Neville, 2000].

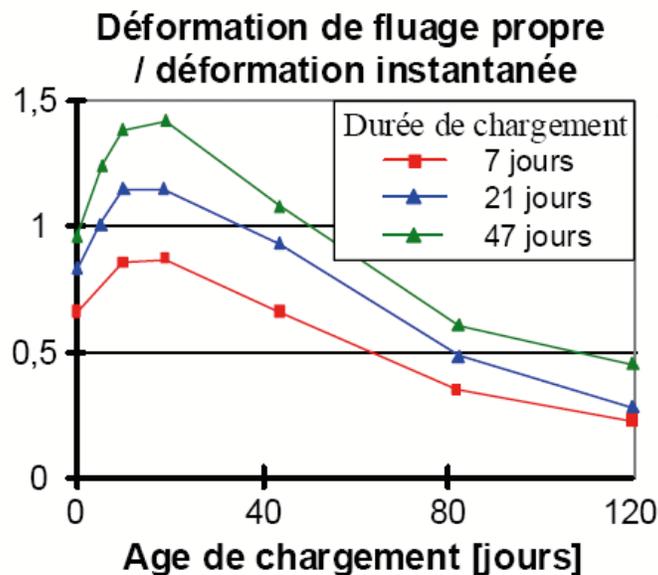
### 2.3 Fluage propre

On peut définir le fluage propre par la déformation mesurée sur des éprouvettes chargées et protégées de l'échange hydrique avec l'extérieur (dessiccation externe), à laquelle on enlève la déformation de retrait endogène et la déformation élastique instantanée. Cette



**FIGURE 2.3:** Ordre de grandeur des déformations de fluage dans un béton. Les déformations de fluage sont à peu près deux à trois fois plus importantes que la déformation instantanée [Acker *et al.*, 1991].

déformation de fluage est proportionnelle à la contrainte appliquée pour des niveaux de chargement inférieurs à 50% de la charge ultime [Bažant, 1988]. En effet, la réaction d'hydratation génère des tensions capillaires (liées à la consommation de l'eau par la réaction d'hydratation), modifiant l'état de contraintes au sein de la microstructure du béton, s'ajoutant aux contraintes macroscopiques appliquées lors de l'essai de fluage propre [Benboudjema, 2002]. Le fluage propre dépend fortement de l'âge du matériau lors de l'application du chargement, et on peut dire que cette dépendance constitue un trait particulier du fluage propre, Figure (2.4).



**FIGURE 2.4:** La déformation du fluage propre en fonction de l'âge de chargement [Nigoyi *et al.*, 1973]

Le béton est un matériau fortement hétérogène à différentes échelles. Le comportement viscoélastique du béton peut être expliqué en considérant les principaux mécanismes,

soit la migration d'eau, le cisaillement visqueux et la microfissuration [**Bissonnette et Pigeon, 2000**]. A l'échelle locale des grains de ciment, les mécanismes du fluage peuvent être classés comme suit :

- Mouvement de l'eau
- Écoulement visqueux
- Glissement entre les particules de gel.
- Microfissuration

Il est généralement admis que l'eau joue un rôle prépondérant dans la majorité des hypothèses pour le comportement au fluage de la pâte de ciment durcie [**Wittmann, 1970**]. Ulm a montré que l'analyse des déformations différées pour différents bétons permet de mettre en évidence deux régimes cinétiques : une cinétique de courte durée active pendant quelques jours après le chargement mécanique, et une cinétique à long terme caractérisée par un fort vieillissement en cinétique [**Ulm et al., 1999**]. On peut distinguer deux régimes cinétiques de la déformation du fluage propre :

- A court terme : au jeune âge (quelque jours après le chargement), cinétique rapide.
- A long terme : cinétique lente.

### 2.3.1 Mécanismes du fluage propre à court terme

Dans la littérature on rencontre différents mécanismes qui expliquent le fluage propre du béton à court terme :

1. Le mécanisme qui a été proposé par Ruets 1966 et repris ensuite par [**Wittmann, 1982; Ulm et al., 1999**], est basé sur la diffusion de l'eau à travers la porosité capillaire. Cette diffusion induite par les efforts extérieurs est transmise à l'échelle microscopique à travers l'interface des hydrates qui entourent les pores capillaires.
2. L'effet de la pression osmotique : les grains de ciment non hydratés dans le béton sont entourés par une couche de ciment hydraté, qui sépare les grains non hydratés et les pores capillaires ; les propriétés du gel et la présence d'anhydres sont à l'origine de la création d'une pression osmotique qui s'exerce sur le gel et diminue sa structure, et en présence du chargement extérieur les contraintes appliquées vont changer localement et induire une rupture localisée de liaison, qui se traduit au niveau macroscopique par la déformation de fluage [**Ghosh, 1973**]
3. La migration sous contrainte de l'eau absorbée dans la porosité capillaire : la diffusion s'amorce sous l'effet des contraintes mécaniques, ces contraintes sont ensuite retransmises à l'échelle microscopique, à travers les produits d'hydratation qui entourent les pores capillaires, Figure (2.5). Ce transfert d'effort microscopique induit localement un déséquilibre thermodynamique entre les molécules d'eau dans ces zones de transmission (absorption libre) et celles qui sont plus éloignées (porosité capillaire). Pour rétablir l'équilibre, les molécules d'eau diffusent dans les couches

d'hydrate vers la porosité capillaire, entraînant une déformation dans le squelette [Wittmann, 1982; Ulm et Coussy, 1998].

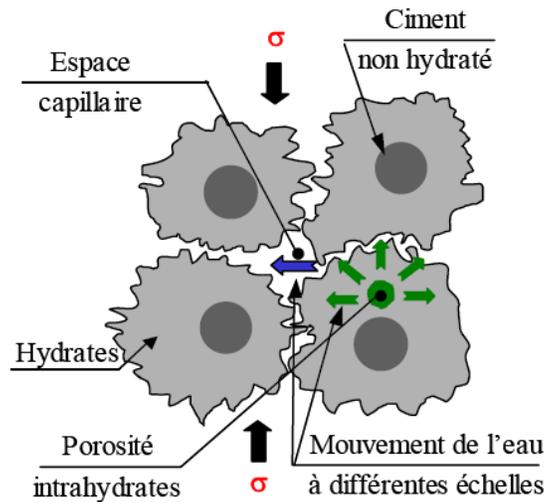


FIGURE 2.5: Mécanismes du fluage propre à court terme [Ulm *et al.*, 1999] cité par [Benboudjema, 2002]

### 2.3.2 Mécanismes du fluage propre à long terme

De nombreux auteurs ont suggéré l'existence d'un mécanisme de fluage propre à long terme [Bažant *et al.*, 1997; Ulm et Coussy, 1998] et ont proposé de relier l'effet du vieillissement à la relaxation des micro-précontraintes dans les zones d'absorption empêchée. Les micro-contraintes sont générées par la pression de disjonction et par les variations volumiques induites par l'hydratation ou le séchage. La relaxation des micro-précontraintes se situe à l'échelle des nanopores de la pâte de ciment. Les liaisons entre les surfaces solides sur-tendues sont susceptibles de se rompre, elles se reforment dans les zones adjacentes de moindre surtension, du fait du glissement des feuillets de  $C - S - H$ , Figure (2.6). Les forces de liaison se relaxent dans le temps. Ce processus en chaîne épuise successivement les sites de fluage qui ont été activés par le chargement mécanique. Cet épuisement conduit au vieillissement observé au niveau de la cinétique du fluage en fonction de l'âge du matériau.

Ghosh [Ghosh, 1973] a résumé l'origine du fluage en proposant quatre mécanismes susceptibles d'expliquer le processus qui entre en jeu lorsque la pâte de ciment est en cours de maturation et sous chargement mécanique. Ce sont les effets de la pression osmotique, le fluage par séchage, la formation d'une couche de gel consécutive à l'hydratation des grains de ciment et le dépôt d'une nouvelle couche de gel après déchargement. Ghosh considère que le mécanisme de la pression osmotique n'est pas affecté par la vitesse de l'hydratation. Par contre les autres mécanismes dépendent fortement de la vitesse de l'hydratation.

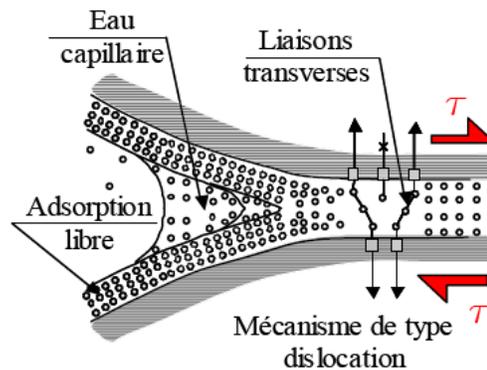


FIGURE 2.6: Mécanismes du fluage propre à long terme [Ulm *et al.*, 1999] cité par [Benboudjema, 2002]

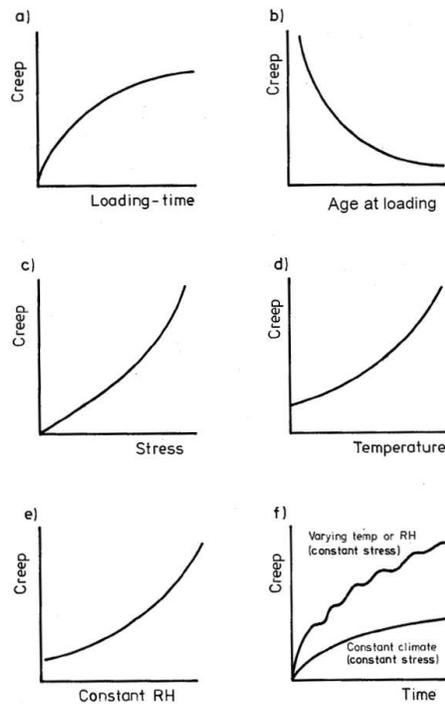
## 2.4 Paramètres influençant le fluage

Les propriétés de fluage du béton sont fortement influencées par plusieurs facteurs. D'après la revue bibliographique des études expérimentales sur l'influence de ces paramètres sur les propriétés du béton, nous pouvons distinguer deux catégories de facteurs. La première catégorie de facteurs selon [Bažant et Wittman, 1982] correspond aux facteurs intrinsèques qui caractérisent le matériau pendant la durée de vie du béton, tels que la résistance du béton, la caractérisation du ciment, le module d'élasticité des granulats, et la taille des granulats utilisés. Les facteurs extrinsèques sont les facteurs qui peuvent changer après la mise en place comme la température, l'âge du chargement, la durée d'application du chargement et le type de chargement (compression, traction), et l'humidité environnante. Les facteurs influençant le fluage du béton ont été décrits en détail par [Byfors, 1980; Bažant et Wittman, 1982]. La Figure (2.7) illustre l'effet de quelques-uns de ces facteurs.

Dans les paragraphes suivants, nous allons nous intéresser à l'effet de la température et de l'état hydrique, du type et du niveau de chargement appliqués, de l'âge d'application de la charge, et des caractéristiques du matériau.

### • Température et état hydrique

La température influence largement les propriétés du béton au jeune âge, beaucoup d'études ont montré que le fluage augmente de façon très importante avec une température plus élevée. L'effet de la température sur les déformations du béton est particulièrement important dans les structures spéciales comme une enceinte de réacteur nucléaire. L'influence des températures est plus élevée au jeune âge, à cause de l'accélération de l'hydratation, et cette influence apparaît dans l'analyse des contraintes thermiques. Le fluage augmente avec l'augmentation de la température qui exerce un effet d'accélération de

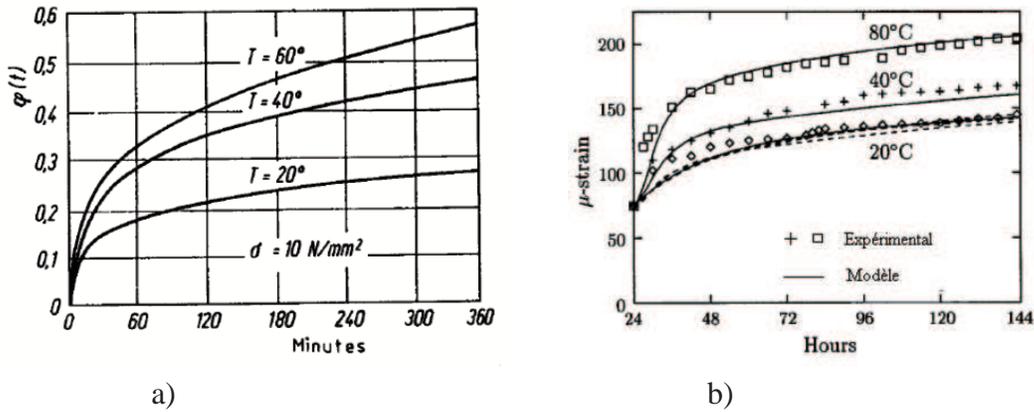


**FIGURE 2.7:** Relation qualitative entre le fluage et différents facteurs influençant les déformations de fluage [Byfors, 1980]

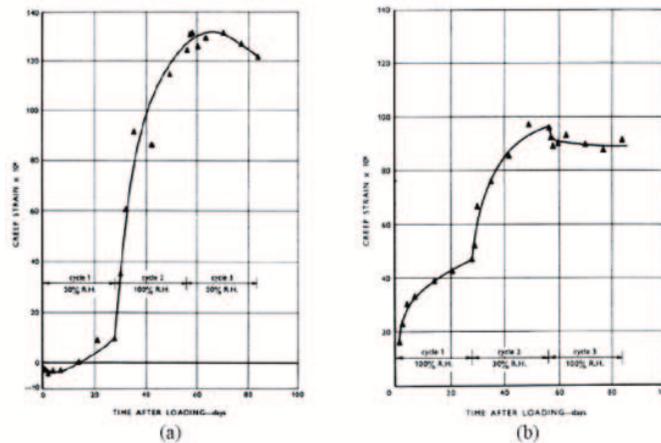
l'hydratation [Atrushi, 2003a], Figure (2.8 a). La température et l'hygrométrie apparaissent alors clairement comme des fonctions multiplicatives du coefficient de fluage [Granger, 1996].

Pour une température élevée, les ruptures des ponts cristallins qui sont responsables d'un plus grand fluage du béton se produisent en plus grande quantité [Bažant et Wang, 1983]. L'influence des effets thermiques sur les propriétés de fluage est double. La première est due à l'augmentation du degré d'hydratation qui réduit le fluage à température élevée. La deuxième partie est due à l'augmentation de la mobilité de l'eau avec la température, Figure (2.8 b) [Boe Hauggaard *et al.*, 1999]. Toutefois, en règle générale la température a un effet d'accroissement du fluage plus important que l'effet de réduction [Atrushi, 2003a].

Il est connu que le mécanisme de fluage dépend de l'état hydrique du béton. D'après les résultats des essais effectués par [Ward et Cook, 1969] sur des éprouvettes de béton en traction, il apparaît que lorsque l'humidité relative augmente, au jeune âge, le taux de fluage en traction augmente. [Ward et Cook, 1969] expliquent cette forte accélération par l'absorption hydrique de la structure micro-poreuse dont les liens et l'état micro-fissuré sont relaxés par la présence d'eau. Par contre la chute d'humidité relative ralentit le taux de fluage au jeune âge, Figure (2.9).



**FIGURE 2.8:** Evolution de la déformation de fluage avec la température.  
 a) Béton âgé de deux mois, soumis à une charge constante de 10 MPa (Shkoukani 1993) cité par [Atrushi, 2003b]  
 b) Déformation de fluage au jeune âge, résultats expérimentaux [Umehara *et al.*, 1994] et modèle [Boe Hauggaard *et al.*, 1999]

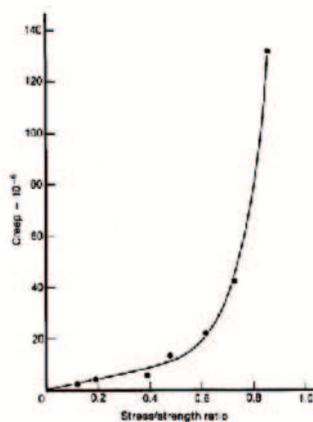


**FIGURE 2.9:** Evolution temporelle des déformations de fluage en traction avec variations hygrométriques : (a) Age de chargement = 7 jours (b) Age de chargement = 28 jours [Ward et Cook, 1969]

- Type et niveau de chargement appliqué** Les déformations de fluage se déclinent en trois cinétiques, primaire, secondaire et tertiaire qui s'introduisent successivement avec l'augmentation des contraintes. Elles sont délimitées par deux paliers de contrainte ou "seuils de contrainte". Le dépassement du premier seuil modifie la cinétique primaire en secondaire. On distingue la phase primaire de la phase secondaire respectivement par une vitesse de déformation décroissante et une vitesse de déformation constante. Pour ces deux cinétiques, le matériau reste intègre dans la première phase et commence à se disloquer dans la seconde. Néanmoins, la structure conserve une configuration stable. Au dépassement du second seuil de contrainte, la cinétique secondaire évolue en tertiaire.

C'est un changement rapide et souvent brutal où la vitesse de déformation augmente considérablement [Smadi *et al.*, 1987]. Dans cette ultime phase, la structure perd sa configuration stable pour rompre à plus ou moins longue échéance.

Les résultats expérimentaux figurant dans la littérature montrent que la déformation de fluage augmente proportionnellement au chargement appliqué jusqu'à certain niveau du chargement, et est inversement proportionnelle à la rigidité du béton au moment de l'application de la charge. En général le niveau de chargement est exprimé comme une fraction de la résistance mécanique, et ce rapport contrainte/résistance est considéré comme une approche pratique pour exprimer la relation entre le fluage et le niveau de chargement appliqué. La limite supérieure de la proportionnalité (quand les microfissures se développent dans le béton) peut se situer entre 0,3 et 0,75 de la résistance du béton en compression. Au-dessus de la limite de proportionnalité, le fluage augmente non linéairement avec une augmentation du rapport de contrainte/résistance, Figure (2.10) [Atrushi, 2003b].



**FIGURE 2.10:** Evolution du fluage du béton en compression à l'âge de cinq jours avec le rapport de charge / résistance. Jones et Richard 1936, cité par [Atrushi, 2003b]

Gutsch dans ses travaux sur le fluage a comparé les fluages en compression et en traction, en utilisant des conditions thermiques identiques ( $T = 20^{\circ}\text{C}$ ) et un chargement mécanique appliqué à partir d'un ou deux jours. Ses résultats sont synthétisés sur la Figure (2.11) sous la forme de plage de variations pour les fonctions de fluage (définies par l'équation 5.20) en compression et en traction.

Les résultats expérimentaux de la Figure 5.20), qui portent sur environ 25 essais, montrent que la fonction de fluage en compression est située dans la bande de dispersion de la fonction de fluage en traction [Gutsch, 2002]. Gutsch et Rostày [Gutsch et Rostày, 1994; Gutsch, 2002] ont effectué plusieurs essais de fluage de traction au jeune âge. Dans ces essais l'âge de chargement varie entre 1 et 7 jours, et le rapport initial de contrainte/résistance varie entre 0,5 et 0,7. Les résultats obtenus ont montré que le rapport initial contrainte/résistance n'a pas exercé une influence significative sur le fluage. Hauggaard a observé au cours de ses essais une non-linéarité de la réponse au fluage en traction pour une gamme de contraintes s'étendant de 60 à 80 % de  $f_c$ . Le comporte-

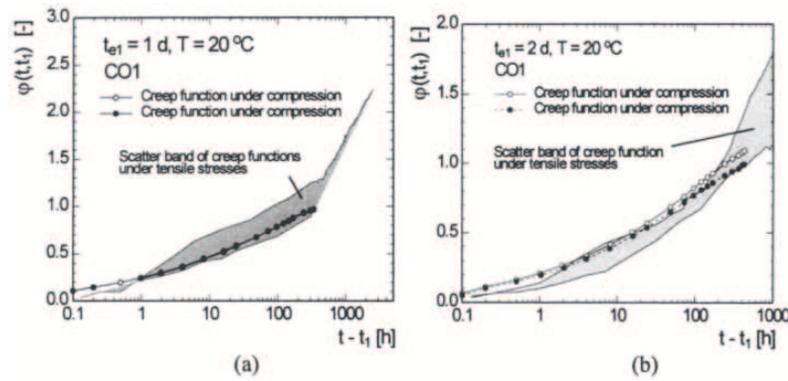


FIGURE 2.11: Dispersion des fonctions de fluage en compression et en traction [Gutsch, 2002]

ment viscoélastique du béton au jeune âge, au cours d'un essai de fluage et de relaxation, a été étudié sous des conditions isothermes en compression et en traction [Gutsch et Rostà, 1994]. Les résultats de fluage en traction uniaxiale, illustrés sur la Figure (2.12), confirment que la déformation de fluage augmente avec la diminution de l'âge équivalent ( $t_e$ ) (équation ??) au chargement pour différents bétons.

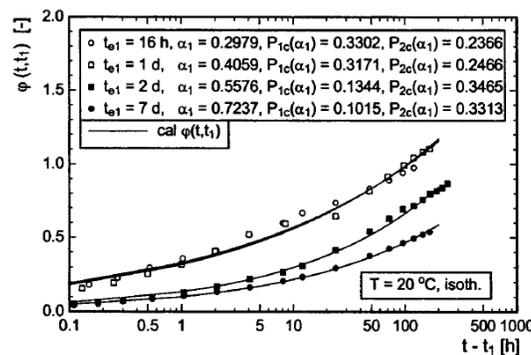


FIGURE 2.12: Evolution de la fonction de fluage avec le temps de chargement, résultats expérimentaux et modèle viscoélastique linéaire [Gutsch, 2002]

Umehara [Umehara *et al.*, 1994] a comparé le comportement de fluage du béton, en compression et en traction. Il a varié plusieurs paramètres comme le niveau de chargement, la période de chargement et la température. Les essais de fluage ont été divisés en quatre séries, qui sont synthétisées dans le Tableau 2.1.

La première série examine le fluage en compression pour trois températures d'essai différentes (20, 30, 40 °C), sous une charge de 1 MPa, et à l'âge d'un jour. Les autres séries examinent le fluage en traction. Les échantillons sont sollicités en compression et sont ensuite déchargés au bout de périodes différentes, suivies d'un chargement en traction pour représenter le développement de la contrainte thermique dans des structures massives. Les résultats montrent que le fluage en compression, ainsi que le fluage en

Figure 2.13	Compression			Traction			Température °C
	Contrainte MPa	A	B	Contrainte MPa	A	B	
a)	1,0	1	5	-	-	-	20, 40, 80
b)	0, 1,5, 2,5	1	1	0,2	3	5	20
c)	1,5	1	1, 2, 3	0,2	3, 4, 5	5	20
d)	1,5	1	1	0,2	3	5	20, 30, 40

A : âge de chargement (jours) B : période de chargement (jours)

TABLE 2.1: Paramètres des essais de fluage réalisés par Umehara [Umehara *et al.*, 1994].

traction, augmentent avec l'augmentation de la température, Figure (2.13(a,d)) [Umehara *et al.*, 1994]. De plus, les résultats indiquent que pour une contrainte en compression plus élevée, le fluage en traction est également plus élevé, Figure (2.13(b)), tandis que pour une période de chargement préalable en compression plus étendue, le fluage en traction est plus faible, Figure (2.13(c)).

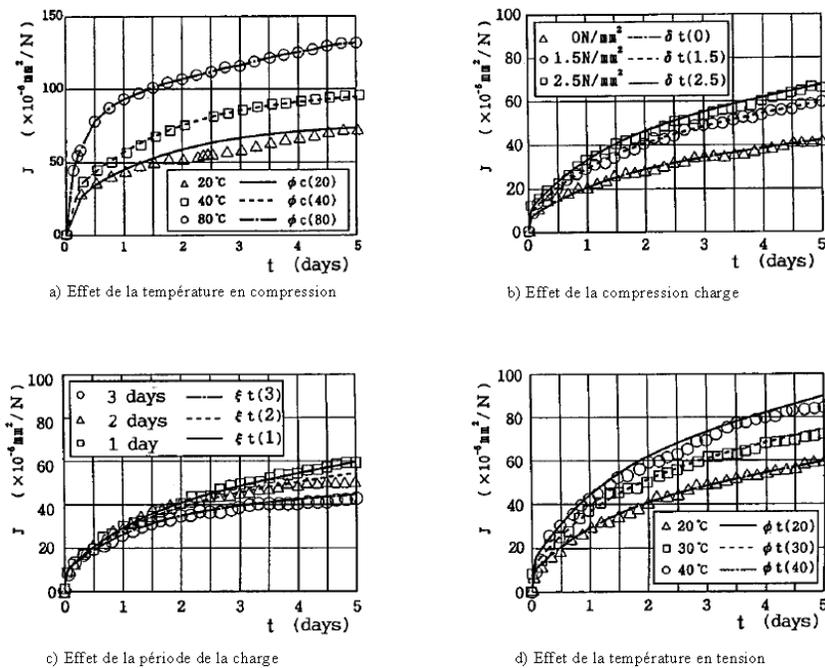
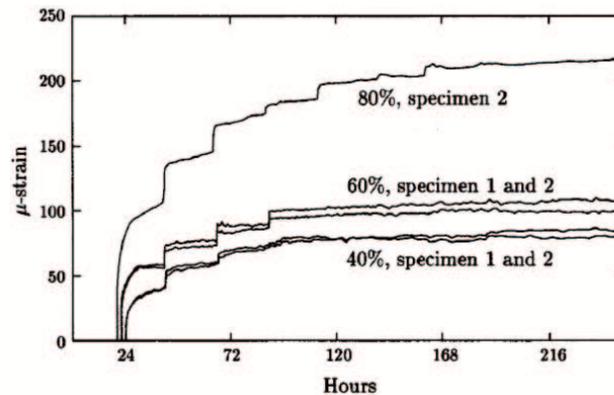


FIGURE 2.13: Résultats d'essais de fluage avec un rapport  $E/C=0,56$  [Umehara *et al.*, 1994]. Etude de l'influence de différents paramètres

[Atrushi, 2003b] a présenté les résultats d'essais réalisés par Hauggaard-Nielsen au cours d'une étude expérimentale du fluage non-linéaire en traction, sous des niveaux de chargement élevés. Les essais de fluage ont été effectués avec un rapport effectif de

contrainte/résistance variable (0,4 ; 0,6 ; 0,8) appliqué au premier jour. Les résultats de ces essais montrent une réponse linéaire jusqu'à 60 % de la résistance en traction, par contre le fluage non-linéaire apparaît dans l'intervalle du rapport de contrainte/résistance en traction situé entre 0,6 et 0,8, Figure (2.14).



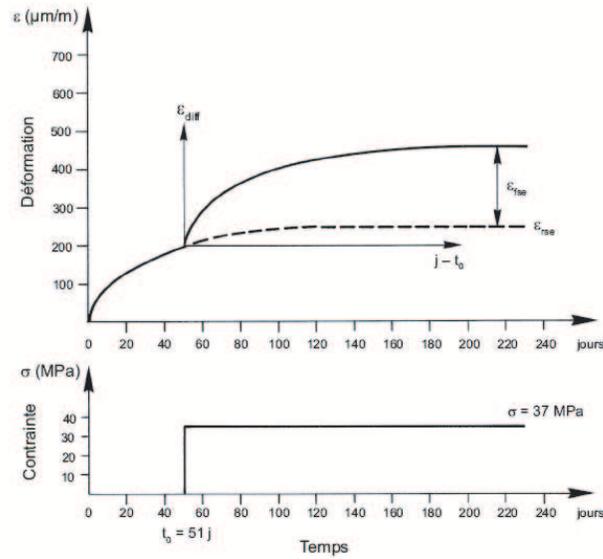
**FIGURE 2.14:** Mesures de fluage en traction sous différents rapports contrainte/résistance, réalisées par Hauggaard-Nielsen, 1997 (cité par [Atrushi, 2003b])

#### • Age d'application du chargement

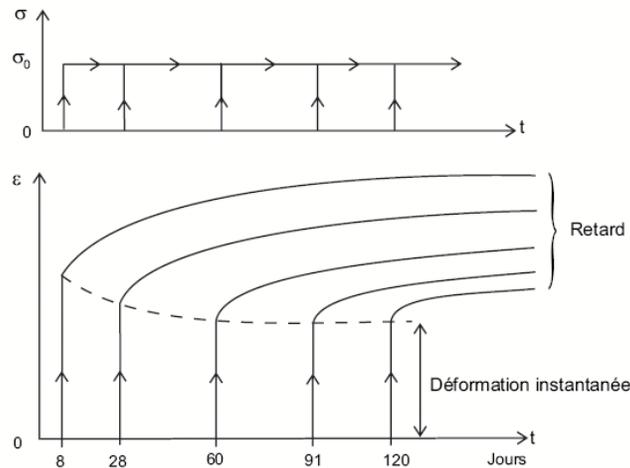
La déformation de fluage est liée à l'intensité de la charge constante appliquée. Si à l'instant  $t_0$ , on applique un échelon de chargement en compression au béton, le comportement rhéologique change et une accélération importante de la déformation différée est observée. A titre d'illustration, l'évolution qualitative des déformations totales est représentée sur la Figure (2.15) pour un béton sollicité après  $t_0$  jours de durcissement.

La Figure (2.15) montre de manière qualitative que sous des contraintes modérées, la vitesse de la déformation différée diminue avec le temps. Le comportement du béton est intermédiaire entre un comportement élastique et visqueux, on qualifie ce comportement de viscoélastique [Pons et Torrenti, 2008]. Une autre caractéristique du fluage est mise en évidence lors du chargement à des âges différents d'un béton provenant d'une même gâchée, tel que représenté sur la Figure (2.16).

On constate sur cette figure que plus l'éprouvette est soumise tardivement au chargement, moins la déformation instantanée et la déformation différée sont importantes, cela est dû au comportement vieillissant du béton [Pons et Torrenti, 2008]. L'âge du béton lorsqu'on applique la charge est le paramètre le plus important qui influence le comportement visco-élastique du béton. La Figure (2.7) montre également que la déformation de fluage est d'autant plus élevée que le chargement est appliqué tôt. Plusieurs recherches ont montré que la cinétique et l'amplitude du fluage diminuent si l'âge du chargement augmente [Loukili, 1996]. Parrott 1978 a rassemblé les résultats d'un nombre important d'essais de fluage en compression, qui sont représentés sur la Figure (2.17). Pour ces essais, l'âge d'application de la charge varie entre 12 h et 3 ans. Sur cette figure, le fluage est représenté comme le rapport relatif entre la déformation à un âge donné et la déformation



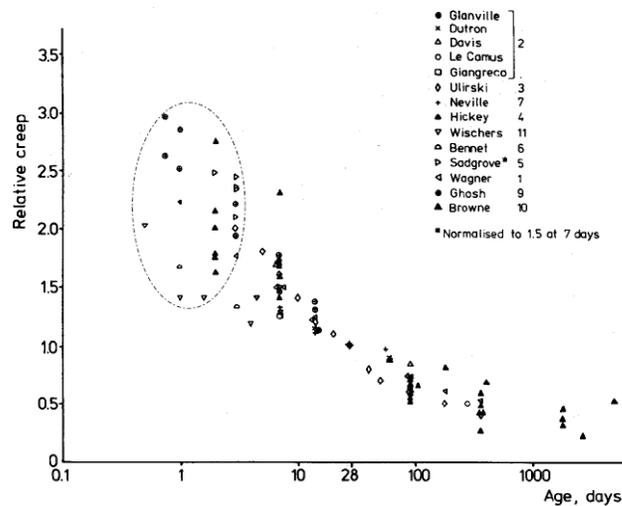
**FIGURE 2.15:** Déformation totale (retrait et fluage) depuis le démoulage d'un béton chargé après  $t_0$  jours de durcissement.



**FIGURE 2.16:** Evolution des déformations totales d'un béton sous l'effet d'échelons de contrainte de même intensité appliqués à des âges croissants

mesurée à 28 jours. La Figure (2.17) montre une dépendance claire à l'égard du temps, particulièrement marquée au jeune âge. Nous pouvons également remarquer que la diminution du fluage relatif, importante au départ, s'atténue avec le temps. Cet effet du temps est certainement relié au degré d'hydratation. La dispersion considérable des résultats au jeune âge (montrée par une ellipse) peut être expliquée par l'écart entre les degrés d'hydratation correspondant aux différents béton à un âge donné [Atrushi, 2003b].

Østergaard [Østergaard *et al.*, 2001] a présenté des résultats d'essais de fluage en



**FIGURE 2.17:** Compilation de mesures de fluage relatif à différents âges, réunie par Parrott 1978 cité par [Byfors, 1980]

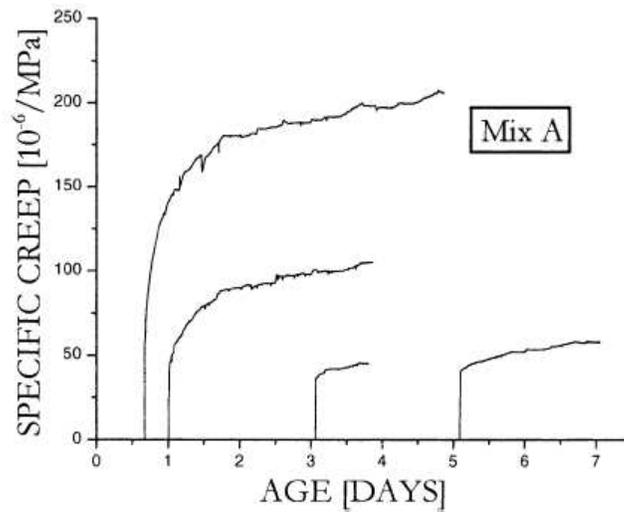
traction, pour différents âges de chargement, Figures (2.18) et (2.19). Østergaard a obtenu que les échantillons ont un rapport de fluage très élevé lorsqu'ils sont chargés un jour après le démoulage, de façon similaire à ce qui est observé au cours d'essais de fluage en compression [Westman, 1995]. Il apparaît que le niveau maximum atteint par le fluage spécifique en traction s'atténue fortement avec l'âge de chargement.

Østergaard s'est également intéressé à l'influence du niveau de chargement sur les déformations de fluage en traction. En appliquant un chargement différent (2 kN et 3.5 kN) sur un échantillon de béton à l'âge de 1 jour, il apparaît que les déformations de fluage spécifique et la rigidité augmentent fortement avec le chargement, Figure (2.19). Østergaard a également observé que la maturité du matériau au cours des premières 24 h après démoulage exerce un effet considérable sur le comportement au fluage [Østergaard *et al.*, 2001].

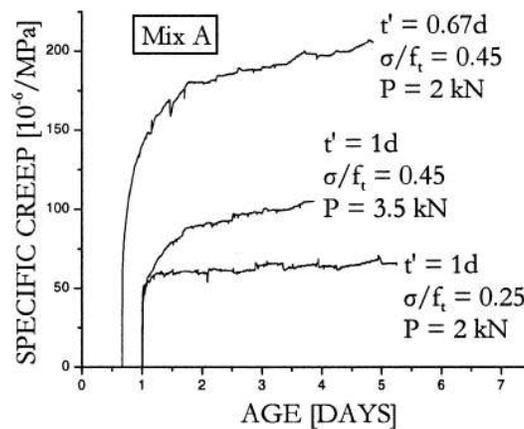
Le fluage est proportionnel à la contrainte appliquée à l'échantillon, jusqu'à une certaine limite du rapport entre contrainte appliquée et la résistance du matériau. Ce rapport limite se situe entre 0,4 et 0,6 pour les bétons ordinaires, entre 0,3 et 0,75 pour les bétons à haute résistance, et entre 0,8 et 0,85 pour les mortiers [Østergaard *et al.*, 2001; Neville, 1995].

- **Composition du matériau** En ce qui concerne les paramètres intrinsèques au matériau, le fluage d'un béton ordinaire est principalement affecté par les caractéristiques de la pâte de ciment et la proportion pâte-granulats du mélange. De manière générale, on constate que le potentiel de fluage diminue avec l'accroissement des propriétés mécaniques.

- **Influence du rapport Eau/Liant ( $E/L$ )** Les caractéristiques et les propriétés de la pâte de ciment sont essentiellement régies par le rapport  $E/L$  (Eau/Liant) et la nature du liant. Les résultats expérimentaux du fluage en traction montrent que le fluage en traction et le bilan fluage / retrait augmentent avec le rapport  $E/L$ , et décroissent



**FIGURE 2.18:** Evolution du fluage en traction à différents âges de chargement [Østergaard *et al.*, 2001]



**FIGURE 2.19:** Evolution du fluage en traction avec le niveau de chargement [Østergaard *et al.*, 2001]

avec l'âge de la mise en chargement [Bissonnette et Pigeon, 2000]. Il a été observé expérimentalement qu'entre  $E/L = 0.35$   $E/L = 0.55$ , le fluage diminue significativement avec la diminution du rapport  $E/L$  en l'absence de retrait de séchage [Bissonnette et Pigeon, 2000]. La déformation de fluage du béton au jeune âge varie selon le type de ciment employé, parce que chaque type de ciment présente un rapport

d'hydratation et des propriétés différentes au jeune âge. On sait ainsi que le béton à haute performance (BHP) avec fumée de silice présente un fluage moindre que le BHP sans fumée de silice, c'est parce que le premier présente une résistance et une compacité plus grandes au moment de la mise en chargement, du fait de sa teneur en eau réduite. Toutefois, [Igarashi et Kawamura, 2002] a trouvé dans son étude que le BHP avec fumée de silice présente un fluage plus important que le BHP sans fumée de silice.

– **Influence du rapport Eau/Ciment ( $E/C$ )**

Les bétons avec un rapport  $E/C$  faible présentent un fluage propre plus faible mais avec une cinétique rapide. Ainsi, une diminution du fluage de l'ordre de 50 % a été observée pour un béton *BHP* par rapport à un béton ordinaire, de rapport  $E/C$  plus élevé [De Larrard, 1988].

Acker a expliqué qu'une grande part du fluage se produit au jeune âge sous l'effet des contraintes internes qui croissent avec l'auto-dessiccation, ce qui explique que le fluage spécifique soit réduit dans les matériaux cimentaires à faible rapport  $E/C$  [Acker, 2001].

– **Influence de la fumée de silice** Les essais de fluage en traction qui ont été effectués par Igarashi [Igarashi *et al.*, 2000; Igarashi et Kawamura, 2002] montrent que le fluage spécifique du béton avec fumée de silice est plus important que sans adjonction de fumée de silice, cette observation a été également rapportée par [Bissonnette et Pigeon, 1995], pour des bétons sollicités dès le jeune âge (1 à 2 jours).

Ce constat est illustré sur la Figure (2.20) [Igarashi *et al.*, 2000], qui compare les mesures de déformations de fluage du béton ordinaire pour deux rapports  $E/C$ , avec et sans fumée de silice. Il a montré que la déformation de fluage a augmenté quand il a ajouté de fumée de silice.

Il est à noter que le fluage en traction est mesuré en conditions de retrait empêché, et ce comportement peut être typique pour le chargement au jeune âge.

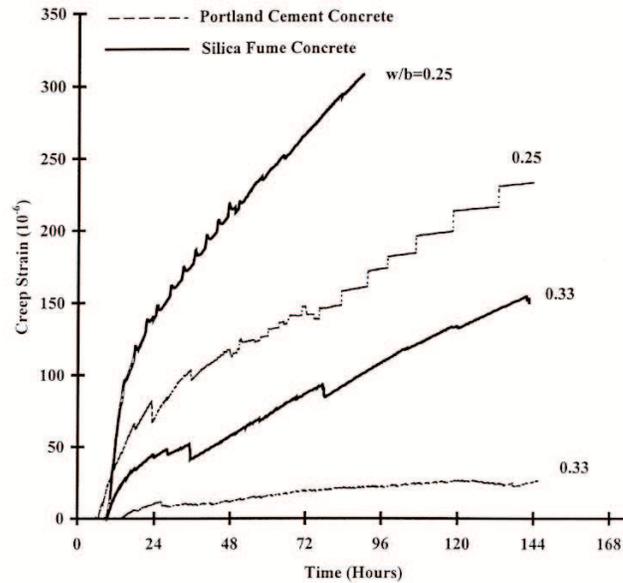
• **Influence de la taille de l'échantillon**

Il est à noter en général que le fluage de séchage diminue avec une augmentation de taille de l'échantillon. Ceci est attribué au fait que le séchage est beaucoup plus lent dans les échantillons de dimension importante que dans les échantillons de taille réduite, dans lesquels le cœur de l'éprouvette a des conditions proches de celles régnant en surface. Par contre, au cours des essais de fluage propre, la taille des échantillons n'affecte pas le fluage [Walker *et al.*, 2006; Acker, 1992]. L'ensemble des observations consignées dans cette section sera utile lors du développement du modèle de fluage propre, présenté en détail au chapitre (5).

## 2.5 Fluage de dessiccation

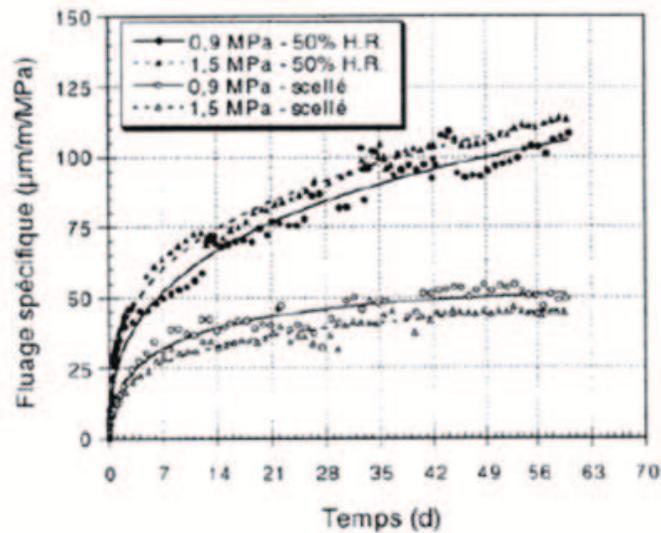
La déformation de fluage de dessiccation se produit comme le résultat du séchage des éprouvettes avec l'application de la charge (essai de fluage total). [Bažant et Chern, 1985] ont indiqué les sources de fluage de dessiccation en quatre points :

- Le retrait induit par la contrainte mécanique.



**FIGURE 2.20:** Déformation de fluage mesurée sur des échantillons avec retrait endogène empêché

- L'adoucissement de la déformation en traction par progression de la fissuration.
- L'irréversibilité au déchargement due à la contraction après adoucissement.
- L'augmentation de la raideur du matériau due au vieillissement.



**FIGURE 2.21:** Déformations de fluage propre et de fluage total (propre et dessiccation) [Bissonnette et Pigeon, 2000]

Le fluage de dessiccation se présente généralement sous deux types de configurations. La première configuration est similaire au retrait (contraction et séchage) qui s'effectue

dans la première année de fabrication du béton. Au jeune âge, l'eau s'évapore par porosité ouverte, et en intégrant le retrait du béton, le changement d'un état humide à un état sec provoque des déformations de fluage de dessiccation [Acker, 1992]. La seconde configuration est obtenue en plaçant le béton en déséquilibre thermo-hydrique (séchage). La Figure (2.21) présente ainsi des courbes types de déformations de fluage spécifiques obtenues avec ou sans échange hydrique avec l'extérieur.

Kovler a mesuré les déformations de fluage de dessiccation en traction en appliquant deux contraintes différentes, il a observé que dans un premier temps les déformations de fluage tendent à amplifier les déformations de retrait, ensuite le phénomène s'inverse. Selon [Kovler, 1995], les déformations de fluage de séchage seraient dues à un fluage induit par le retrait, Figure (2.22).

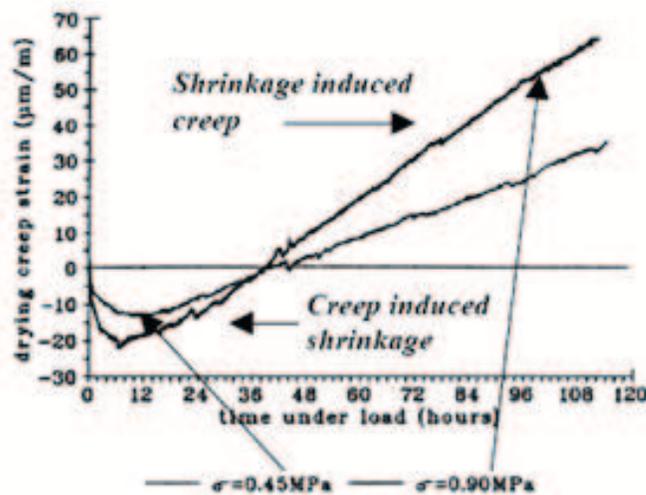


FIGURE 2.22: Identification des déformations de fluage de dessiccation en traction Kovler [1995]

Plusieurs auteurs proposent d'isoler deux types de mécanismes : le fluage de dessiccation structural, et le fluage de dessiccation intrinsèque [Granger, 1996; Bažant et Chern, 1985]. Le fluage de dessiccation semble intimement lié au retrait de séchage.

### 2.5.1 Modélisation du fluage de dessiccation

Peu de modélisations du fluage de dessiccation intrinsèque existent à ce jour. Le modèle le plus couramment utilisé est celui de [Bažant et Chern, 1985]. Le taux de déformation de fluage de dessiccation intrinsèque s'écrit :

$$\dot{\varepsilon}_{fd} = \lambda_{fd} \cdot |\dot{h}| \cdot \sigma \quad (2.1)$$

Avec  $\lambda_{fd}$  constante dépendant du matériau,  $\dot{h}$  le taux de variation de l'humidité relative.

## 3 Retrait

Le béton présente des déformations dépendant du temps en l'absence de chargement mécanique externe appliqué. Nous pouvons définir le retrait par une diminution d'une ou plusieurs dimensions du matériau par solidification, refroidissement ou transformation chimique. Ceci se traduit par des changements volumiques dans le cas du béton ou d'un matériau cimentaire. Le retrait est une déformation indépendante du chargement mécanique appliqué, qui se produit sous l'effet d'un mouvement d'humidité vers le milieu extérieur (évaporation, séchage ...) ou sous l'effet de la consommation d'eau à l'intérieur du béton par la réaction d'hydratation. Il y a plusieurs types de retrait : le retrait endogène, la contraction Le Châtelier ou retrait chimique, qui sont décrits dans les sections suivantes.

### 3.1 Retrait endogène

Le retrait endogène est aujourd'hui l'un des phénomènes clairement identifiés comme étant à l'origine de la micro-fissuration des matériaux cimentaires (mortiers, bétons) utilisés dans la conception d'ouvrages du Génie Civil. Ce retrait est produit pendant l'hydratation sans mouvement d'humidité dans le béton, c'est-à-dire dans des conditions scellées. C'est une conséquence directe de l'auto-dessiccation, ce qui est un résultat de la récupération d'eau des pores capillaires par l'hydratation des grains de ciment non hydratés, ou plus précisément le retrait endogène est le résultat de la réduction du volume pendant l'hydratation. Le retrait est qualifié d'endogène en l'absence d'échange hydrique (i.e. sans perte en masse) avec le milieu ambiant, on retrouve ce type de comportement au cœur d'une structure massive en béton.

#### 3.1.1 L'auto-dessiccation

En condition isotherme et en supposant qu'il n'y a pas d'échanges hydriques avec l'extérieur, la poursuite de l'hydratation dans le matériau une fois rigidifié a pour conséquence directe le remplissage de la porosité de la pâte par les hydrates et la diminution de la teneur en eau dans les pores. En raison de l'hétérogénéité de la microstructure, cette diminution du volume absolu devient incompatible avec les déformations mécaniquement admissibles par le squelette minéral naissant. Un volume gazeux apparaît alors dans la porosité de la pâte initialement saturée en eau. La création de ces vides fait apparaître des interfaces liquide-gaz (appelées ménisques) dans les pores, ce qui provoque la mise en traction de l'eau et la mise en compression du squelette solide. Il en résulte alors une diminution de la pression de vapeur d'eau en équilibre interne avec la pâte. Ce phénomène, conséquence directe de la contraction Le Chatelier, est appelé auto-dessiccation. Ce type de retrait est accentué dans les bétons à microstructures fines (BHP, BTHP) dans lesquels la taille réduite des pores favorise les dépressions capillaires.

### 3.1.2 Contraction Le Chatelier ou Retrait Chimique

Pendant les premières heures de l'hydratation (depuis le contact eau - ciment jusqu'au début de prise), le retrait endogène correspond essentiellement au retrait chimique appelé **contraction Le Châtelier**, et illustré sur la Figure (2.23).

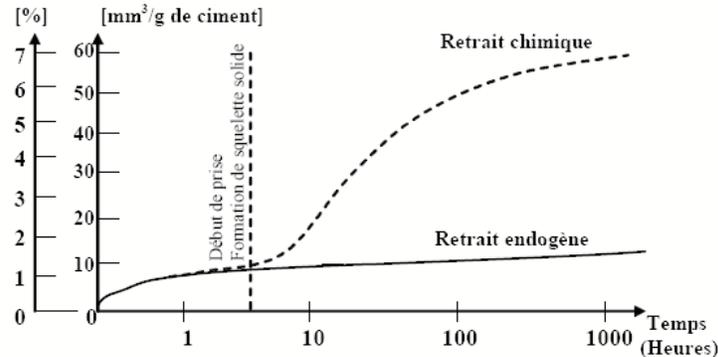


FIGURE 2.23: Mesure du retrait chimique [Jensnes, 2005]

Le Châtelier [Le Châtelier, 1900] a montré que l'hydratation du ciment s'accompagne d'une diminution de volume. Ce phénomène s'appelle la contraction Le Châtelier *Retrait chimique*. Dans la réaction d'hydratation du ciment, la matrice cimentaire se contracte et le volume des hydrates formé  $V_h$  est inférieur à celui du ciment anhydre  $V_a$  et au volume d'eau consommée  $V_e$ , ceci peut être représenté mathématiquement par l'équation suivante :

$$\Delta V = V_h - (V_e + V_a) \quad (2.2)$$

Où :  $\Delta V$  est la diminution de volume.

Cette diminution du volume est comprise entre 8 et 10 % du volume total initial (eau + ciment anhydre) [Acter, 1992], et dans le cas d'une pâte de ciment elle est comprise entre 8 et 12%, ce qui conduit à un retrait linéique potentiel de l'ordre de 3 à 4 % [Aitcin *et al.*, 1998]. Le Châtelier a mesuré les variations du niveau d'eau dans des tubes capillaires remplis d'eau et de ciment. Cependant cette technique n'est pas valable pour des rapports  $E/C > 1$ . Justnes [Justnes *et al.*, 2000] a présenté trois méthodes expérimentales principales pour mesurer la contraction Le Châtelier, le principe de ces trois méthodes est illustré sur la Figure (2.24).

Bouasker [Bouasker *et al.*, 2008] a utilisé la méthode gravimétrique, Figure (2.24), pour mesurer le retrait chimique (la contraction Le Châtelier) au très jeune âge, il a utilisé deux types différents de mortier, le premier a été confectionné avec du ciment *CEMI* et le deuxième avec du ciment *CEMII*. [Bouasker *et al.*, 2008] obtient que le retrait chimique du mortier avec des fillers calcaires est plus élevé que celui sans filler, tel qu'indiqué sur la Figure (2.25).

Le retrait endogène est la conséquence de la contraction Le Chatelier due au fait que le volume des hydrates formés est environ 20 % plus faible que le volume du ciment an-

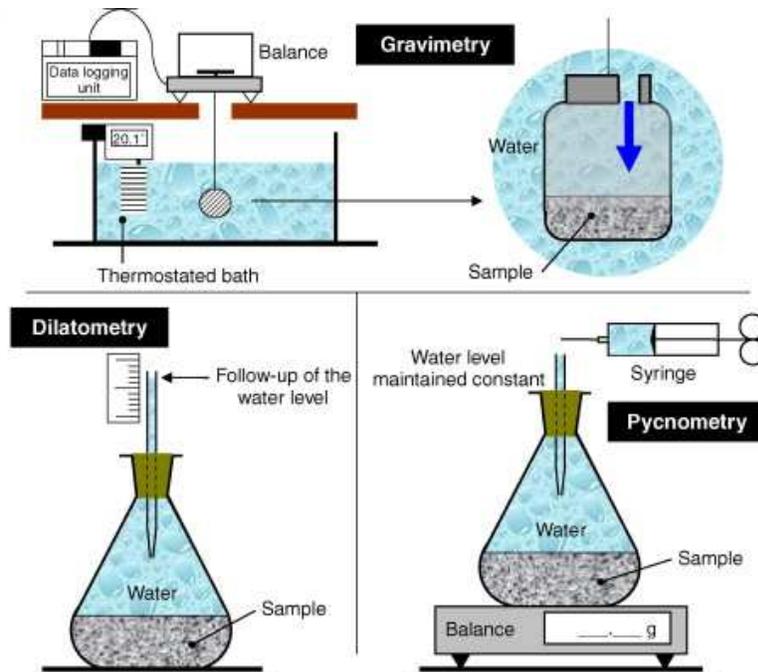


FIGURE 2.24: Méthodes de mesure du retrait chimique, d'après [Justnes *et al.*, 2000]

hydre et de l'eau de départ. Cette contraction d'origine chimique se prolonge tout au long de l'hydratation des grains anhydres mais ralentit au fur et à mesure que la diffusion de l'eau devient plus difficile de par la densification croissante de la pâte due à la formation continue des  $C-S-H$ . L'eau libre capillaire est ainsi progressivement consommée, l'humidité interne diminue ce qui conduit à une tension interne de la pâte inversement proportionnelle au diamètre des capillaires. Cette tension va provoquer une variation de volume d'autant plus importante que le diamètre des pores est faible. Pour cette raison le retrait endogène sera plus marqué pour les BHP que pour les bétons courants dont les pores sont de plus grand diamètre [Pons et Torrenti, 2008]. Ces tensions internes peuvent atteindre plusieurs MPa et par la présence des granulats, provoquer une microfissuration et une redistribution interne des contraintes. Nous présenterons en détail la modélisation du retrait endogène dans le chapitre (5), en nous appuyant sur les observations expérimentales compilées au cours du présent chapitre.

### 3.2 Retrait de dessiccation

Lors du séchage, le béton subit un retrait apparent appelé **retrait de séchage** ou **retrait de dessiccation**. Le retrait de dessiccation est lié à la différence d'hygrométrie entre le cœur du béton et l'ambiance extérieure, comme représenté sur la Figure (2.26a). Il y a apparition d'un fort gradient hydrique qui tend à créer des déformations de retrait différentielles incompatibles entre elles, Figure (2.26b). Dans le cas d'une structure élancée, les sections restent planes et ce gradient hydrique entraîne donc un gradient de

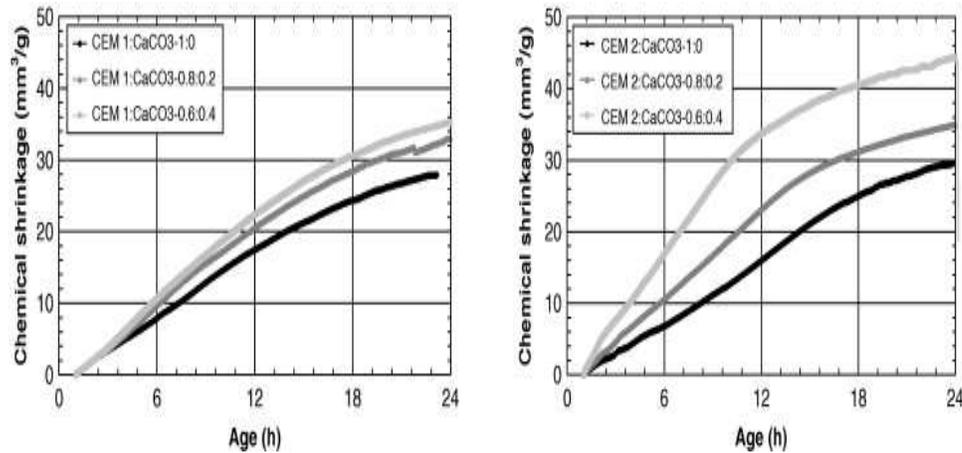


FIGURE 2.25: Retrait chimique mesuré sur différents mortiers [Bouasker *et al.*, 2008]

contraintes amenant, par autoéquilibre, des tractions au voisinage de la surface et des compressions au cœur, Figure (2.26c). Ces tractions en surface peuvent conduire à une fissuration en peau et donc à une relaxation partielle des contraintes, Figure (2.26d) [Pons et Torrenti, 2008].

La modélisation du retrait endogène est présentée en détail dans le chapitre (5), section (4). Nous nous limitons dans cette section à citer quelques modélisations existantes.

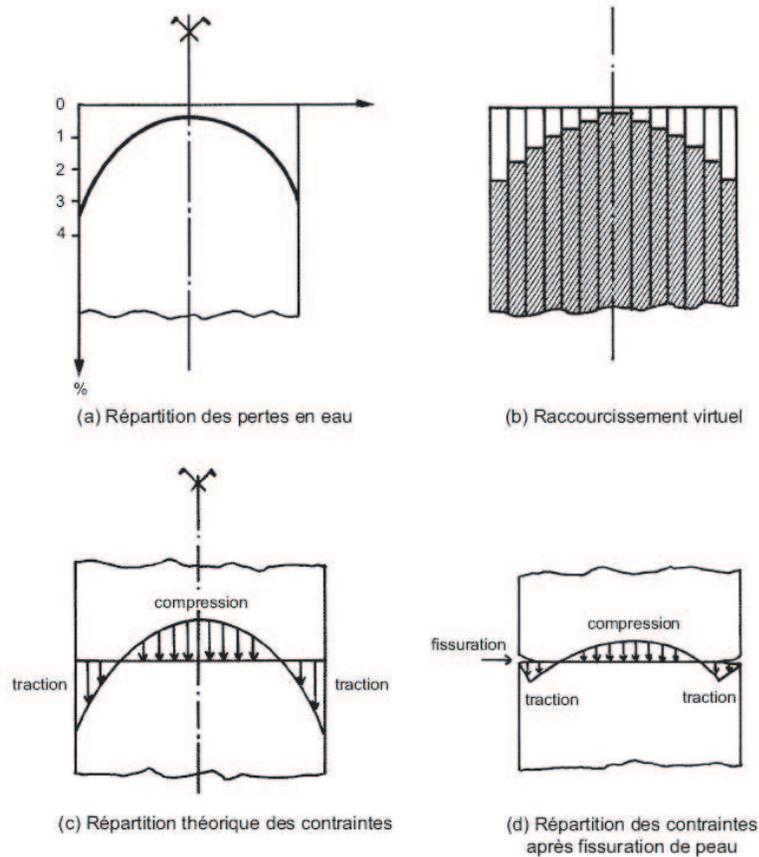
Il existe plusieurs modélisations possibles du retrait de dessiccation.

- **Modélisation phénoménologique** Les observations expérimentales montrent une linéarité entre le retrait de dessiccation et la variation d'humidité relative interne ou la perte en masse. Une des modélisation les plus utilisées en France est celle de [Wittmann, 1982; Bazant et Xi, 1994; Meftah *et al.*, 2000], qui exprime cette relation en fonction de la perte de concentration en eau liquide :

$$\dot{\varepsilon}_{rd} = k_{rd} \cdot \dot{w} \cdot \mathbf{1} \quad \text{ou} \quad \dot{\varepsilon}_{rd} = k_{rh} \cdot \dot{h} \cdot \mathbf{1} \quad (2.3)$$

Avec  $\dot{\varepsilon}_{rd}$  tenseur du taux de déformation de retrait de dessiccation,  $k_{rd}$  ou  $k_{rh}$  constantes de proportionnalité,  $w$  en  $1/m^3$ ,  $\mathbf{1}$  tenseur identité.

- **Modélisation par la mécanique des milieux poreux** Une alternative à la modélisation phénoménologique est de modéliser de retrait de dessiccation à l'échelle macroscopique, sur la base de la mécanique des milieux poreux non saturés [Gray et Schrefler, 2001]. Dans cette approche, le Volume Élémentaire Représentatif (VER) du milieu poreux est constitué d'un squelette solide et de vides, occupés par l'eau (liquide et vapeur) et l'air. Les variables caractéristiques de ce VER sont considérées comme des variables "moyennes", ce qui permet de s'affranchir de la caractérisation précise de la microstructure du matériau. Le concept de contrainte effective  $\sigma'$  (au sens de [Bishop et Blight, 1963], contrainte responsable des déformations du squelette solide) est étendu au cas non saturé.
- **Modélisation micro-mécanique** Les méthodes d'homogénéisation ont été développées pour prendre en compte le caractère hétérogène du béton [Dormieux, 2006].



**FIGURE 2.26:** Développement d'auto-contraintes de structure dues au retrait de séchage  
[Pons, 1998]

A partir de la connaissance du comportement de chacune des phases constitutives, la méthode consiste à prédire le comportement global macroscopique. Les lois constitutives et les équations liées aux conditions aux limites sont écrites au niveau local, puis "homogénéisées" afin d'obtenir la loi de comportement au niveau macroscopique.

Haouss [Haouss, 2007] a développé dans sa thèse un modèle numérique microscopique, basé sur la description au niveau d'une représentation microstructurale du matériau de l'équilibre local des forces responsables du retrait. A l'aide d'un sous-modèle consacré à l'évolution de la distribution des tailles de pores au cours de l'hydratation, Haouss relie la porosité totale fournie par le modèle de Powers au calcul des déformations et contraintes de retrait endogène et dessiccation. Monge [Monge, 2007] a développé ce modèle en prenant en compte les équations de Kelvin-Laplace et la couche d'eau adsorbée, ainsi que l'évolution du rayon du ménisque en fonction du degré d'avancement de l'hydratation. Cette théorie est en accord avec le fait qu'un mortier qui est décoffré plus précocement et dont la porosité est plus grossière, va subir moins de déformations de retrait car les tensions capillaires associées sont plus faibles dans ce cas.

### 3.3 Retrait thermique

Le retrait thermique est dû à un gradient thermique important entre le cœur d'une structure et la peau. Les variations de température interne sont induites soit par une source de chaleur externe (climatique) soit par une source interne (hydratation). Dans le cas des ouvrages massifs (centrales nucléaires, barrages, fondations, voussoirs...), la chaleur interne produite par l'hydratation est importante. Ceci conduit à un fort gradient entre le cœur du béton, où la température est élevée, et la peau qui est au contact avec le milieu extérieur, et qui a commencé à se refroidir. Cette différence entre la dilatation thermique à l'intérieur et la contraction à l'extérieur entraîne des contraintes supplémentaires en traction, et si ces contraintes dépassent la résistance du béton, une fissuration se produit.

## 4 Fissuration

On peut distinguer deux grandes catégories de modélisations pour décrire la fissuration induite dans le béton sous un chargement donné (chargement mécanique, séchage, hautes température,...).

- Les modèles de fissuration discrète : ce sont les premiers modèles qui ont été utilisés pour le béton. Les fissures sont modélisées par une séparation entre les frontières d'éléments originellement connectés.

- Les modèles de fissuration répartie : ce concept de fissuration répartie est apparu ultérieurement. Le béton fissuré est considéré comme un milieu continu. La description de la fissuration est prise en compte dans les relations entre contraintes et déformations.

Les modèles continus peuvent être utilisés tant que la fissuration est située en-dessous d'un certain seuil d'ouverture, après quoi un modèle de fissuration discrète doit être envisagé. Au cours de notre travail de thèse, nous allons employer le modèle de Mazars [Mazars, 1984], qui figure parmi les modèles les plus répandus pour le béton. Le point particulier de ce modèle est d'utiliser un critère en déformation comme critère de fissuration en introduisant la notion de déformation équivalente. Le modèle prend en compte la dissymétrie du comportement du béton (entre compression et traction). Ce modèle sera présenté en détail au chapitre 5, section 5.7.

## 5 Conclusion

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique qui pose les bases de notre étude. Elle nous permet de mieux comprendre le comportement du béton au jeune âge.

Cette première partie bibliographique nous a permis de rappeler les principes de base des mécanismes d'hydratation des matériaux à matrice cimentaire, et des déformations subies au jeune âge. C'est une étape indispensable pour la bonne compréhension de tous les phénomènes associés à l'hydratation, que nous avons caractérisés et modélisés dans cette thèse, et qui comprennent les retraits endogène, thermique et sous l'effet du chargement (fluage propre).

---

**Deuxième partie**

**Méthodes expérimentales**



# Présentation des dispositifs expérimentaux et des procédures d'essais

Dans ce chapitre nous allons présenter la description de la réalisation pratique des essais mécaniques, de retrait endogène, et de fluage. Chaque essai est décrit en détail avec le protocole utilisé. Nous présentons aussi le montage de fluage propre avec la corrélation d'images, développé dans le cadre de la présente thèse. Enfin, pour les essais réalisés sur structure réelle, nous décrivons la géométrie de la structure, ainsi que l'instrumentation utilisée par capteurs à corde vibrante.

## Sommaire

---

<b>1</b>	<b>Introduction</b> . . . . .	<b>35</b>
<b>2</b>	<b>Fluage</b> . . . . .	<b>35</b>
2.1	Définition générale du fluage . . . . .	35
2.2	Fluage spécifique . . . . .	36
2.3	Fluage propre . . . . .	37
2.4	Paramètres influençant le fluage . . . . .	41
2.5	Fluage de dessiccation . . . . .	51
<b>3</b>	<b>Retrait</b> . . . . .	<b>54</b>

3.1	Retrait endogène . . . . .	54
3.2	Retrait de dessiccation . . . . .	56
3.3	Retrait thermique . . . . .	59
<b>4</b>	<b>Fissuration . . . . .</b>	<b>59</b>
<b>5</b>	<b>Conclusion . . . . .</b>	<b>59</b>

---

# 1 Introduction

Ce chapitre est consacré aux méthodes expérimentales utilisées pour caractériser les bétons étudiés du point de vue de leur performance mécanique sous effets thermo-mécaniques au jeune âge. On s'intéresse plus particulièrement à la caractérisation du dégagement de chaleur, de l'évolution du degré d'hydratation, à la mesure de la perte en masse, ainsi qu'à l'étude du retrait et du fluage. Les matériaux étudiés sont deux Bétons à Hautes Performances (BHPM Millau, BHP1 Millau modifié) et deux Bétons Auto-Plaçants Fibrés (BAPF), dont les formulations sont désignées respectivement par B5 et B2. Dans le cadre de cette recherche, nous nous intéressons à deux types différents de béton (BHP et BAPF) dans le but de cerner le comportement au jeune âge de ces matériaux, en particulier sous conditions de température variable, et de passer du laboratoire à l'échelle de la structure.

La détermination des déformations des matériaux cimentaires au jeune âge n'est pas une tâche aisée. En effet, plusieurs paramètres affectent la fiabilité des mesures de retrait et de fluage, parmi lesquels l'évolution rapide du module élastique du matériau joue un rôle essentiel. Plusieurs méthodes de mesure avec différents dispositifs peuvent être utilisées pour mesurer les déformations du béton.

Nous présentons dans ce chapitre plusieurs dispositifs de mesure à différentes échelles. Nous avons utilisé dans le cadre de ce travail la mesure du module d'Young par propagation d'ondes ultrasonores, la mesure des déformations du béton par jauges de déformation extensométriques ou par capteurs à corde vibrante, ainsi que par analyse d'images.

## 2 Caractéristiques mécaniques

### 2.1 Essais de compression uniaxiale

Les essais de compression uniaxiale, relativement simples à réaliser et systématiquement pratiqués pour classer les bétons, ont fait l'objet des premières expérimentations réalisées dans le cadre de ce travail. Ce type d'essai fournit une idée globale du comportement du matériau étudié. Le paramètre principal que l'on peut déterminer à partir de cet essai est la résistance à la compression simple  $f_c$ , caractéristique mécanique que l'on retrouve dans des modèles d'application courante, tels que le modèle de Mazars.

Il s'agit de déterminer la contrainte de compression  $f_c$  conduisant à l'écrasement d'une éprouvette de béton. Au cours de la réalisation de cet essai, les faces de l'éprouvette en contact avec la presse doivent être parfaitement planes et perpendiculaires à l'axe de l'éprouvette. La force appliquée doit croître régulièrement, de manière continue et sans heurt (cadence : environ  $10 \text{ kN/s}$  pour une éprouvette  $16 \times 32$ ). La résistance à la compression simple  $f_c$  est définie par la norme française NF P18-406 par le quotient suivant :

$$f_c = \frac{10F_{maxi}}{S} \quad (3.1)$$

où  $F_{maxi}$  désigne la charge maximale atteinte avant la rupture (kN) et  $S$  : est la section nominale de l'éprouvette ( $\text{cm}^2$ ).

Ces essais permettent également de déterminer le module d'élasticité uniaxiale, pour lequel la procédure d'essai est décrite en section (2.3.1).

Les échantillons utilisés sont des cylindres de diamètre  $d = 16 \text{ cm}$  et de hauteur  $H = 32 \text{ cm}$ .

### 2.1.1 Matériel utilisé

On dispose pour cet essai d'une presse électromécanique à chargement mécanique contrôlé, avec un chargement maximal de 2500 kN. L'effort de compression est mesuré à l'aide d'un capteur d'effort placé au-dessus de l'embase supérieure de l'éprouvette et solidaire du bâti de la presse. Les déformations axiales de l'échantillon sont obtenues par mesure du déplacement à l'aide de trois capteurs LVDT, placés à  $120^\circ$  autour de l'éprouvette entre les embases supérieure et inférieure.

### 2.1.2 Procédure d'essai

La procédure d'essai est la suivante : Les surfaces inférieure et supérieure de l'éprouvette sont rectifiées à l'aide d'une scie. L'éprouvette est ensuite placée sur l'embase inférieure de la presse. Après installation de l'embase supérieure, les capteurs LVDT sont positionnés pour la mesure des déplacements. Après initialisation des capteurs, l'acquisition des données est lancée, la vitesse de la presse étant maintenue constante et égale à  $10 \text{ kN/s}$ . L'essai est poursuivi jusqu'à la rupture complète de l'éprouvette. Les valeurs de  $f_c$  obtenues sont définies à 0.5 MPa près.

## 2.2 Essais de traction uniaxiale

Pour déterminer la résistance en flexion  $f_f$  du béton, nous utilisons l'essai de flexion 4 points. Cet essai s'applique uniquement aux éprouvettes prismatiques.

L'éprouvette est placée sur l'appareil de chargement conformément au schéma de la Figure (3.1). Les appuis sont constitués par des rouleaux en acier de 20 mm de diamètre. Comme recommandé, nous utilisons un gabarit de centrage pour la mise en place de l'éprouvette. La charge est appliquée de manière continue et sans heurt, à la cadence de  $0.17 \text{ kN/s}$  pour une éprouvette prismatique  $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}$ . Après avoir noté la charge maximale  $F_{maxi}$  atteinte avant la rupture (en kN), on peut calculer la résistance en flexion  $f_f$ , qui est définie par le quotient suivant (à 0.1 MPa près) :

$$f_f = \frac{30F_{maxi}}{a * a} \quad (3.2)$$

Avec  $a$  : longueur d'arête de base de l'éprouvette.

## 2.3 Mesure du module d'Young

Le module d'élasticité est la pente de la courbe contrainte-déformation prise en un point quelconque de la courbe, on parle alors de module "sécant" d'élasticité. Le module

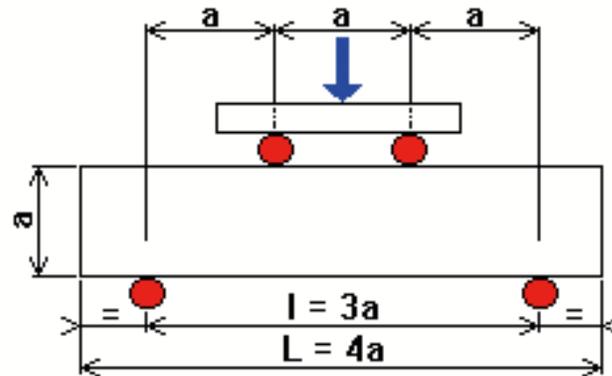


FIGURE 3.1: Principe de l'essai de flexion 4 points.

d'élasticité peut être de compression, de flexion, ou de traction selon le type de sollicitation appliquée à l'échantillon au cours de l'essai. Les modules d'élasticité en traction et en compression sont à peu près égaux et désignés sous le nom de "Module d'Young".

La mesure du module d'Young a été réalisée par des essais de type statique classique (méthode destructive), ainsi que par la méthode d'ultrason de mesure du module d'Young dynamique (méthode non destructive).

### 2.3.1 Mesure du module d'Young statique

Le module d'Young peut être déterminé à partir d'essais de compression ou de traction. [Kanstad *et al.*, 2003] a montré une différence non significative entre les deux méthodes, Figure (3.2a). [Hagihara *et al.*, 2002] a reporté les résultats du module d'Young en traction  $E_t$  et en compression  $E_c$ , et a trouvé que le rapport  $E_t/E_c$  varie très légèrement, dans un rapport compris entre 1.07 et 1.18, Figure (3.2b).

Dans le cadre de cette étude, des essais de compression uniaxiale ont été effectués sur des éprouvettes  $16 \times 32 \text{ cm}$  pour déterminer les modules d'Young des bétons étudiés. Le module d'Young est identifié sur la partie linéaire de la courbe contrainte-déformation située au voisinage de l'origine, pour un niveau de déformations de l'ordre de 30%.

### 2.3.2 Mesure du module d'Young dynamique

La détermination du module d'Young par propagation d'ondes ultrasonores a pour avantage de permettre le suivi non destructif de l'évolution des propriétés du béton, ce qui permet de l'appliquer en laboratoire comme sur site. La méthode de la vitesse de propagation d'ondes ultrasonores a été utilisée pour estimer le module d'Young d'une éprouvette de béton de dimension  $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}$ . Pour cela, la vitesse de propagation d'onde émises et reçues par deux transducteurs ultrasonores est mesurée à l'aide d'un

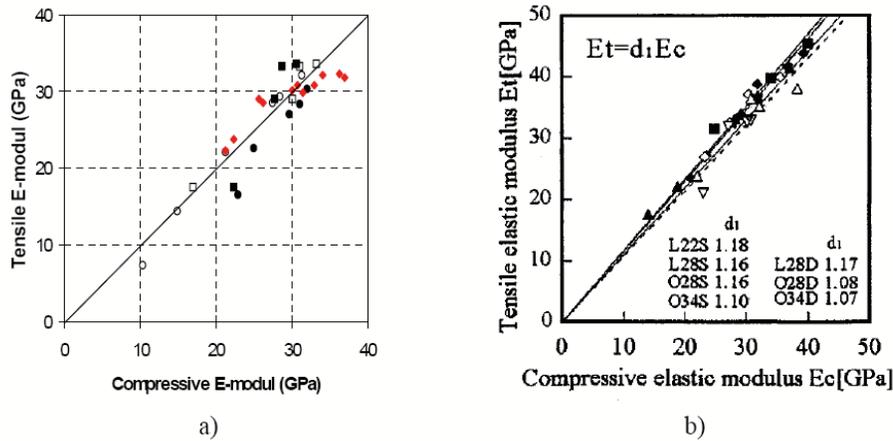


FIGURE 3.2: Relation entre les modules d'Young en compression et en traction

logiciel dédié. Ceci nous permet de déterminer le module d'Young dynamique en utilisant la relation suivante qui exprime la vitesse de propagation des ondes longitudinales  $V_L$  :

$$V_L = \sqrt{\frac{E_{dy}(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (3.3)$$

Avec :  $\nu$  le coefficient de Poisson du matériau,  
 $E_{dy}$  le module d'Young dynamique du matériau,  
 $\rho$  la masse volumique, connue et mesurée indépendamment.

Cette relation a été écrite pour un milieu homogène, isotrope, linéaire, pour lequel les vitesses des ondes longitudinale  $V_L$  et transversale  $V_T$  sont directement reliées aux coefficients d'élasticité  $E$  et  $\nu$ . Le béton est loin de satisfaire ces hypothèses. Cependant, il est possible d'obtenir un résultat moyen représentatif du béton étudié en effectuant un nombre suffisant de mesures sur une série d'échantillons et en les moyennant. La relation (3.3) a été utilisée par [Ye *et al.*, 2004; Molez, 2003] pour déterminer les modules d'élasticité d'une pâte de ciment et d'un béton.

En fixant la valeur du coefficient de Poisson à  $\nu = 0,2$ , on peut utiliser l'équation (3.3) pour obtenir la relation suivante pour le module d'Young dynamique du béton :

$$E_{dy} = 0.9\rho V_L^2 \quad (3.4)$$

Avec :  $E_{dy}$  le module d'Young dynamique du béton,  
 $\rho$  la masse volumique du béton.

Nous avons utilisé dans la campagne expérimentale un appareil à ultrasons de type (PUNDIT PLUS) avec une fréquence standard d'ondes de 54 kHz. La Figure (B.3) représente l'appareil utilisé (voir Annexe B).

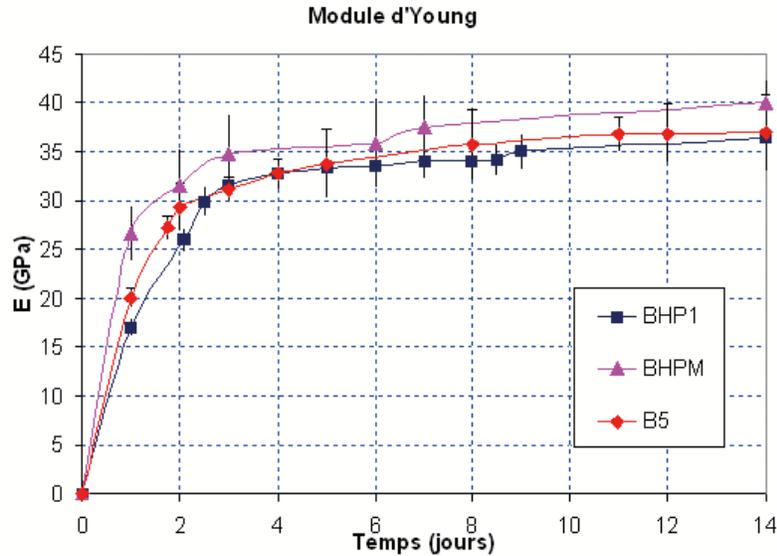


FIGURE 3.3: Evolution typique du module d'Young  $E_{dy}$  dynamique en fonction du temps pour les bétons étudiés

Type de béton	mesure destructif (GPa)	mesure acoustique (GPa)	écart relatif %
B5	35,2	36,02	2,33
BHPM	38,12	40,0	4,92
BHP1	34,86	36,367	4,32
B2	37,0	-	-

TABLE 3.1: Mesures des modules d'Young dynamique et statique à 14 jours

Les mesures acoustiques débutent immédiatement après le décoffrage. Avant de lancer l'acquisition, il faut bien vérifier l'alignement des deux capteurs ultrasonores de part et d'autre de l'échantillon, sur la surface de l'éprouvette. L'éprouvette est ensuite isolée par des feuilles d'aluminium afin de la préserver du séchage, car les variations de teneur en eau modifient grandement les mesures réalisées. Le système acoustique a été adapté afin d'obtenir cinq mesures par minute en continu pendant 14 jours. Le module d'élasticité dynamique calculé à partir de l'équation (3.4) pour les trois bétons utilisés est représenté sur la Figure (3.3). Nous pouvons constater un écart-type maximum de 3, 5.

D'après une étude réalisée par Safinowski [Safinowski *et al.*, 2007], une comparaison entre les valeurs des modules d'élasticité statique et dynamique mesurés pour un béton sec a montré une bonne corrélation avec les valeurs de références obtenues (erreur < 7%), par contre la saturation en eau augmente cette erreur qui peut atteindre 25 % [Safinowski *et al.*, 2007]. En ce qui concerne les matériaux que nous avons étudié, les modules d'Young dynamique et statique sont bien corrélés pour les trois bétons et l'écart entre les deux types de mesure reste inférieur à 5 %, comme le montrent la Figure (3.4) et le Tableau (3.1).

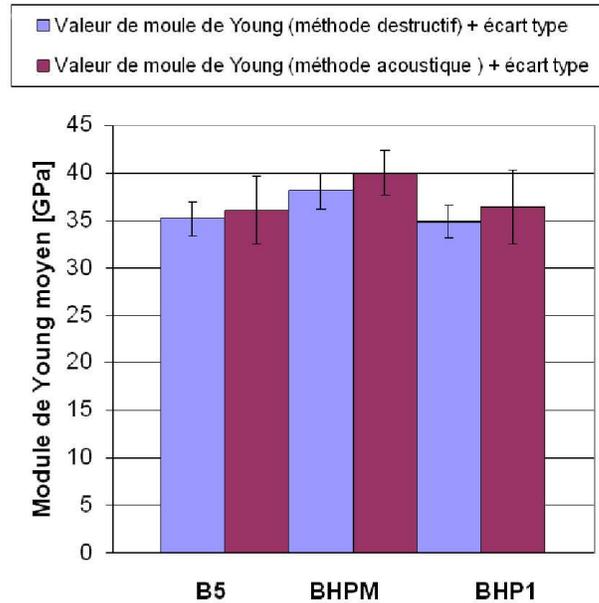


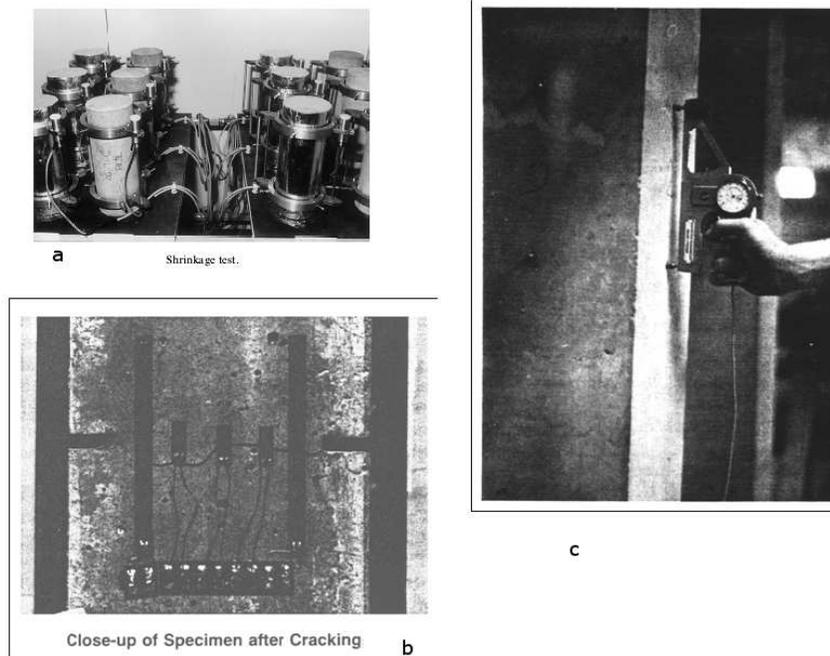
FIGURE 3.4: Modules d'Young statique et dynamique mesurés pour les différents bétons étudiés

### 3 Méthodes de mesures des déformations du béton

Les principaux dispositifs de mesure des déformations du béton sont les suivants :

- Capteurs de déplacement disposés autour de l'éprouvette, Figure (3.5a) .
- Jauges de déformation collées sur la surface de l'éprouvette, Figure (3.5b).
- Bâti d'essai : mesure globale du déplacement des plateaux de chargement.
- Extensomètre de type Staeger : mesure du déplacement entre deux points d'ancrage, Figure (3.5c).

Les deux premiers dispositifs (capteurs et jauges) sont fiables jusqu'à l'apparition de fissures le long de la direction de la charge, qui traduit une instabilité interne du matériau par une mise en traction orientée perpendiculairement à la direction de l'effort [Bazant, 1967]. Les jauges de déformation collées peuvent atteindre 100 mm de longueur et sont généralement placées à mi-hauteur de l'éprouvette au niveau d'une entaille géométrique qui sert à localiser la fissure, comme indiqué sur la Figure (3.5a) [Khan et al., 1997]. Cette singularité ponctuelle semble essentielle dans la mesure, car selon la position des jauges de déformation sur la hauteur d'une éprouvette saine, les résultats de comportement sont très variables en phase d'adoucissement, Figure (3.5b). La mesure globale du déplacement des plateaux peut aussi être employée. Elle présente l'inconvénient de considérer l'écrasement du béton aux extrémités de l'éprouvette [Kashani, 1984]. Par conséquent, le comportement varie légèrement par rapport à l'emploi de jauges collées, Figure (3.5c). Le dernier système de mesure des déformations est un appareil



**FIGURE 3.5:** Dispositifs de mesure des déformations du béton, a : capteurs de déplacement, b : jauges de déformation, c : extensomètre de type Staeger

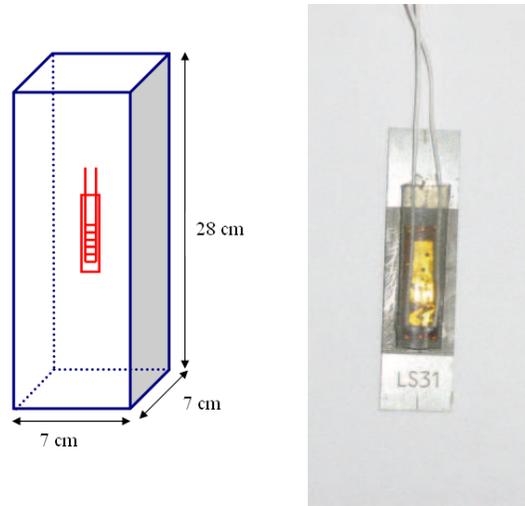
amovible utilisé sur les ouvrages en place. Son utilisation permet une mesure facile des déplacements dans la mesure où l'ouvrage n'est pas dans une phase de ruine, Figure (3.5c) [Yue et Taerwe, 1993].

Pour notre étude, nous avons utilisé les méthodes de mesures extensométriques (jauges de déformation) lors des mesures réalisées au laboratoire, et des capteurs à corde vibrante pour les pièces massives instrumentées sur chantier. Il est à noter que les jauges extensométriques sont soit noyées au cœur de l'éprouvette et soit collées sur la surface. La technique de corrélation d'images *CORRELI<sup>LMT</sup>* développée au Laboratoire de Mécanique et Technologie (LMT-Cachan)) a également été utilisée pour le montage d'un nouvel essai du fluage en compression. Nous allons décrire dans le paragraphe suivant le principe de mesure des déformations par jauges et par capteurs à corde vibrante, ensuite nous présenterons la technique de mesure des déformations par corrélation d'images.

### 3.1 Mesure des déformations par jauges de déformation

Des jauges d'extensométrie ont été utilisées dans les essais de fluage et les essais de compression. L'évolution de la déformation au cours de l'essai a été déterminée dans le cœur de l'éprouvette par l'intermédiaire de jauges noyées dans le béton, ou en surface par l'intermédiaire de jauges collées directement sur la surface extérieure. Le positionnement précis des jauges est indiqué sur la Figure (3.6).

De plus, afin d'obtenir une mesure représentative de la déformation moyenne su-



**FIGURE 3.6:** Mesure locale des déformations par jauge extensométrique. Schéma de l'éprouvette avec une jauge noyée dans le béton

bie par l'ensemble de l'éprouvette, nous avons choisi de coller une jauge sur la surface de l'éprouvette, et de considérer une valeur moyenne entre les deux jauges (surface et cœur). Les jauges utilisées sont des jauges *LS31 – 6/350* commercialisées par *HBM*, de résistance  $350 \Omega \pm 1\%$ , de facteur de jauge  $k = 1.97 \pm 1\%$ . Ces jauges sont encapsulées dans une couche de résine qui les protège et les isole du contact avec l'eau et le béton, leur longueur vaut 31 mm, et elle ont été utilisées à une température extérieure de  $20^\circ\text{C}$ , ce qui permet d'éviter toute déviation de mesure sous l'effet de la température (cf. fiche technique Figure (B.4) en Annexe B).

### 3.2 Mesure des déformations par capteurs à corde vibrante

Pour décrire le principe du capteur à corde vibrante, nous allons tout d'abord considérer les vibrations libres d'une corde étendue. En écrivant l'équation d'onde la plus simple régissant les vibrations transversales de petite amplitude autour d'un état d'équilibre statique indiqué, la fréquence de base  $f$  est donnée par la relation suivante [**Larive et al., 1995**] :

$$f = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{\sigma}{\rho}} = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{\tau}{\mu}} \quad (3.5)$$

où  $L$  désigne la longueur de la corde,  $\rho$  sa densité de masse,  $\sigma$  l'effort normal de l'état d'équilibre statique de référence,  $\mu$  la densité de la corde par unité de longueur (voir B.2 B).

### 3.3 Mesure des champs de déplacement par la technique de corrélation d'images (*CORRELI<sup>LMT</sup>*)

Cette technique a été développée depuis le début des années 1980 [Sutton *et al.*, 1983, 1998, 2000]. Elle est basée sur l'application du traitement de signaux bidimensionnels, et plus particulièrement sur l'inter-corrélation d'images numériques. Cette technique a été utilisée avec succès pour visualiser la perturbation des champs de déplacement et l'évolution des fissures sur des matériaux de type béton sollicités en compression [Hild *et al.*, 1999]. L'utilisation de cette méthode présente plusieurs avantages. Tout d'abord, elle permet de contrôler rapidement au cours de l'essai l'homogénéité du champ de déplacement dans la zone utile de l'éprouvette, et éventuellement de corriger le chargement en conséquence. Elle permet aussi de mesurer une gamme très large de déformations, des petites déformations (de l'ordre de  $10^{-4}$ ) aux très grandes déformations (de l'ordre de 0.25) avec une bonne précision. Enfin, du fait que cette méthode permet d'effectuer des analyses locales, les déplacements peuvent être quantifiés en tout point de la surface observée.

#### a. Principe de corrélation d'image : deux signaux bidimensionnels

En pratique, l'objectif est de déterminer le champ de déplacement qui s'est produit entre deux instants pour lesquels on a acquis deux images (voir Figure 3.7) [HILD *et al.*, 2002]. Le déplacement d'un « point » correspond à la valeur moyenne du déplacement d'une imagerie - que l'on appellera zone d'étude (ZE) - centrée au point considéré. Le principe de la corrélation consiste à apparier le motif correspondant à la zone d'étude dans les deux images afin de pouvoir déterminer le déplacement du centre de la zone. Il s'agit de rechercher dans l'image déformée l'endroit où le maximum de vraisemblance avec l'imagerie considérée dans l'image de référence est atteint. Le déplacement entre deux zones d'étude s'apparente à un décalage entre deux signaux bidimensionnels. En effet, une image correspond aux variations de la répartition de l'intensité lumineuse dans le plan observé. On considère des signaux  $g(\xi, \psi)$  qui sont des copies décalées  $f(\xi - \delta x, \psi - \delta y)$  d'un signal de référence  $f(\xi, \psi)$  :

$$g(\xi, \psi) = f(\xi - \delta x, \psi - \delta y) + b(\xi, \psi) \quad (3.6)$$

où  $\delta x, \delta y$  sont des déplacements inconnus et  $b(\xi, \psi)$  un bruit aléatoire. Pour évaluer les déplacements  $\delta x, \delta y$  on peut minimiser la norme de la différence entre  $f(\xi - \delta x, \psi - \delta y)$  et  $g(\xi, \psi)$  par rapport à  $x$  et à  $y$  :

$$\min_{x,y} \|g - f(\cdot - x, \cdot - y)\|^2 \quad (3.7)$$

Lorsque l'on choisit la norme quadratique habituelle  $\|f\|^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} f^2(\xi, \psi) d\xi d\psi$  le problème de minimisation est équivalent à la maximisation de la quantité  $h(x, y)$  :

$$h(x, y) = (g \Theta f)(x, y) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} g(\xi, \psi) f(\xi - \delta x, \psi - \delta y) d\xi d\psi \quad (3.8)$$

où  $\Theta$  est l'opérateur d'intercorrélation. Lorsque  $b$  est un bruit, on peut montrer que l'estimation précédente est optimale. On remarquera enfin que le calcul du produit de corrélation est grandement accéléré en utilisant une Transformée de Fourier Rapide (TFR) [HILD *et al.*, 2002].

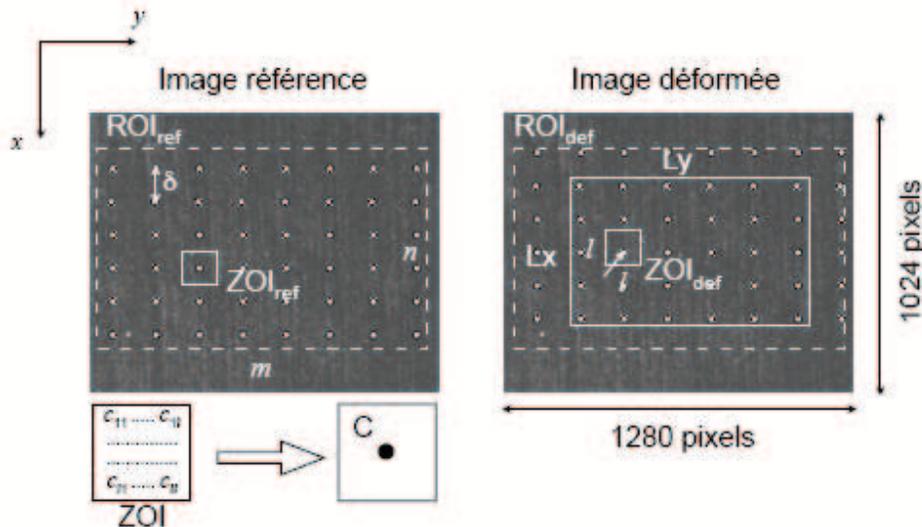
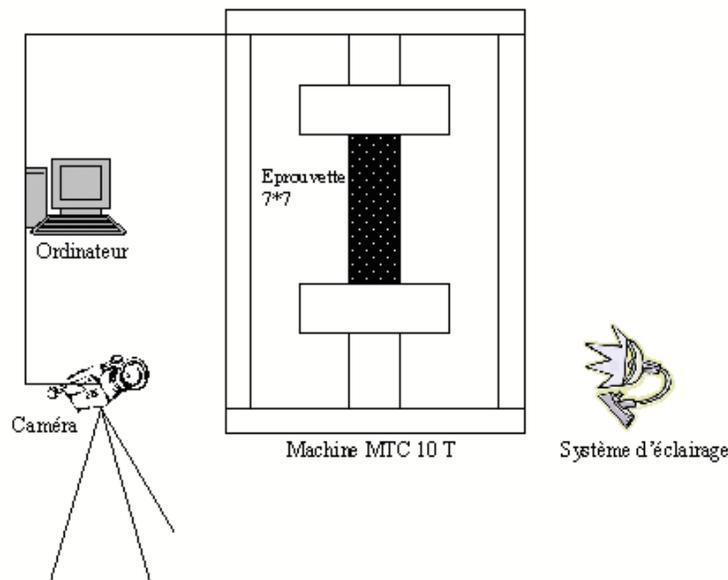


FIGURE 3.7: Schéma simplifié du principe de la corrélation d'images [HILD *et al.*, 2002]

**b. Procédure de corrélation d'image dans  $CORRELI^{LMT}$**  Deux images mouchetées sont considérées : la première, dite « de référence », et la seconde, dite « déformée » (Figure (3.7)). Après avoir choisi la région d'analyse, on extrait la valeur  $P$  (pixels) la plus grande afin que la taille de la région d'étude (RE) soit de  $2^P \times 2^P$  pixels, c'est-à-dire centrée sur l'image de référence. La même région d'étude est choisie sur l'image déformée. Une première corrélation (par TFR) est calculée pour déterminer le déplacement moyen  $U_0, V_0$  de la région d'étude de l'image déformée par rapport à l'image de référence. Ce déplacement moyen est un nombre entier de pixels et correspond au maximum du produit de corrélation sur l'ensemble des pixels. La région d'étude de l'image déformée est ensuite décalée de la valeur  $U_0, V_0$  trouvée. L'utilisateur spécifie la taille de chaque zone d'étude (ZE) en choisissant une valeur  $s < P$  de telle manière que la taille de chaque zone d'étude soit de  $2^s \times 2^s$  pixels. Afin de paver toute la région d'étude, le second paramètre à donner est le décalage horizontal et vertical ( $\delta x = \delta y$ ) d'une zone d'étude par rapport à la zone d'étude adjacente :  $1 \leq \delta x \leq 2^s$ . Ces deux paramètres décrivent le maillage formé par les centres de toutes les zones d'études considérées. Le champ de déplacement sera donc évalué en chaque point de ce maillage. Une première corrélation du déplacement  $\Delta U, \Delta V$  est obtenue par maximisation de la fonction de corrélation pour les deux zones d'étude considérées. Les valeurs  $\Delta U, \Delta V$  sont à nouveau exprimées en nombre entier de pixels. La zone d'étude de l'image déformée est alors décalée d'une valeur  $\Delta U, \Delta V$  supplémentaire. Les résidus de déplacements sont maintenant inférieurs à 1/2 pixel dans

chaque direction. Un algorithme (itératif) sub-pixel est ensuite utilisé. Cette corrélation sub-pixel  $\delta U, \delta V$  du déplacement est obtenue par interpolation parabolique de la fonction de corrélation. L'interpolation est faite en considérant le maximum et les huit plus proches voisins (les deux plus proches voisins dans le cas de signaux unidimensionnels). En utilisant les propriétés de décalage de la transformée de Fourier, on peut décaler la (ZE) de l'image déformée d'une quantité  $-\delta U, -\delta V$ . Des erreurs (minimes) sont commises du fait de l'interpolation ; ceci nécessite de réitérer. On recalcule l'intercorrélation afin de déterminer la nouvelle correction de déplacement, et ainsi de suite. Le critère d'arrêt est basé sur un test de maximisation de la fonction d'intercorrélation. Il s'agit de vérifier qu'à chaque nouvelle itération, l'évaluation de maximum de corrélation interpolée augmente par rapport à toutes les évaluations passées. Si cette condition n'est pas satisfaite, la boucle d'itération est stoppée. La procédure *CORRELI<sup>LMT</sup>* est implantée dans Matlab. Entre deux images, des déplacements de quelques centièmes de pixels sont mesurables, ce qui équivaut dans notre cas à des déformations de l'ordre de  $\varepsilon = 10^{-4}$  [Hild *et al.*, 1999]. La Figure (3.8) illustre le montage utilisé pour l'essai de fluage avec analyse d'images, cet essai est détaillé en section 6.1.



**FIGURE 3.8:** Montage de l'essai de fluage avec analyse d'images

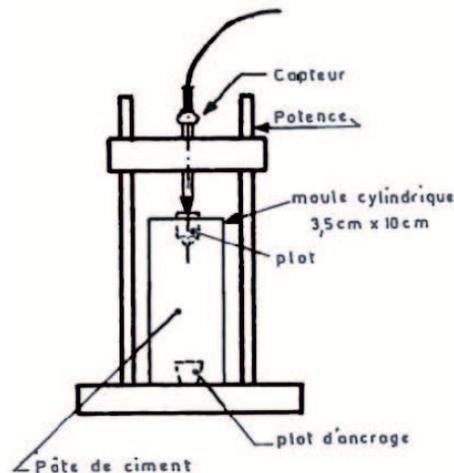
La plupart des essais effectués de fluage réalisés avec *CORRELI<sup>LMT</sup>* ont duré entre quelques heures et une journée, nous avons adapté l'acquisition pour que l'on puisse prendre des photos pendant presque trois jours. L'acquisition permet de prendre une photo toutes les 10 minutes.

## 4 Mesure du retrait

### 4.1 Retrait libre

L'essai de retrait libre, présente les propriétés intrinsèques du matériau indépendamment de tout chargement mécanique extérieur appliqué. Deux méthodes de mesure peuvent être utilisées pour mesurer le retrait endogène du béton, les mesures de type volumétrique ou les mesures de type linéique. La mesure par méthode volumétrique, déjà présentée au chapitre (2), paragraphe (3.1.2), a été utilisée par de nombreux chercheurs [Loukili *et al.*, 2000; Turcry *et al.*, 2002; Charron, 2003].

La mesure par la méthode linéique peut s'effectuer de deux manières, en configurations verticale ou horizontale, comme représenté sur les Figures (3.9) et (3.11). Pour la méthode horizontale, la déformation longitudinale de l'éprouvette est mesurée à l'aide de deux capteurs de déplacement placés au niveau des sections droites extrêmes. Pour la méthode verticale, un seul capteur de déplacement (ou un comparateur de déplacement) est placé en surface supérieure de l'éprouvette, la surface inférieure étant fixée, Figure (3.9).



**FIGURE 3.9:** Vue générale du montage utilisé et schéma de principe de la mesure de retrait, d'après [Lura, 2003]

La mesure des déformations linéaires est généralement réalisée en plaçant l'échantillon dans un moule rigide et en minimisant le frottement. Lorsque l'éprouvette est totalement protégée contre la dessiccation, on mesure le retrait endogène. Lorsque l'échantillon est soumis à un séchage libre sur une ou plusieurs faces, les déformations mesurées correspondent au retrait de dessiccation. Le principe de l'essai est simple : les déformations de retrait sont obtenues directement par le suivi du changement de longueur selon la direction principale de l'éprouvette. Deux techniques de mesure sont possibles, par contact direct ou contact indirect avec l'éprouvette :

- La première technique utilise des capteurs de déplacement de type *LVDT* (Linear Variable Differential Transformers), *IDT* (Inductive Displacement Transducers),

des capteurs à corde vibrante *CCV*, ou des jauges de déformations collées directement sur le matériau.

- La deuxième technique repose sur des mesures indirectes, telles que la réflexion des ondes électriques ou des capteurs lasers.

#### 4.1.1 Montage utilisé

Le montage expérimental illustré sur la Figure (3.10) et la procédure d'essai mise au point lors de la présente étude, sont décrits brièvement dans ce paragraphe. Au moment du coulage, des ancrages (plots en inox) sont placés aux deux extrémités de l'échantillon et fixés sur le moule. Le coffrage est enduit d'huile, afin de faciliter le démoulage et d'obtenir une surface lisse qui améliore le contact entre l'échantillon et le film d'aluminium. Les mesures du retrait libre endogène commencent 1 jour après le coulage. Les éprouvettes sont protégées de la dessiccation après décoffrage par une double couche d'aluminium, et sont ensuite placées dans une chambre climatisée ( $T = 20^{\circ}\text{C} \pm 1$ ,  $HR = 50\% \pm 5$ ). La mesure du déplacement a été effectuée par un comparateur numérique (Comparateur "Absolute Digimatic" ID-C 0-25 mm Mitutoyo), dont la fiche technique est donnée en Annexe B. La capacité de mesure du comparateur numérique est de  $(0 - 25 \text{ mm})$ , sa résolution vaut  $1 \mu\text{m}$ , avec des prédictions de mesure de l'ordre de  $\pm 0,003 \text{ mm}$ . L'acquisition des données est réalisée par un logiciel (Digimatic) qui permet d'enregistrer les mesures simultanées de trois comparateurs.



FIGURE 3.10: Vue générale du montage de mesure du retrait développé

## 4.2 Retrait empêché

Différentes techniques permettent la caractérisation du retrait empêché. Celles-ci ont été développées dans le but d'identifier la contrainte se développant dans le matériau, lorsque les déformations de retrait qu'il subit sont délibérément gênées. Il existe différents dispositifs associés à différents systèmes de mesure des déformations empêchées de l'éprouvette. On peut distinguer deux types d'essai : l'essai linéique et l'essai à l'anneau.

### 4.2.1 Essai linéique

Ce type d'essai consiste à maintenir la longueur d'un échantillon constante, en compensant la déformation à l'aide d'une presse asservie située à l'une des extrémités de l'échantillon. A des fins de comparaison, des mesures de retrait libre sont également réalisées en parallèle sur un échantillon témoin (de formulation et de géométrie identiques), dont l'extrémité est cette fois-ci libre de se déplacer, comme le représente la Figure (3.11). Ce type de dispositif est décrit en détail dans [Altoubat et Lange, 2003].



**FIGURE 3.11:** Vue générale d'un dispositif de retrait empêché linéique, avec à droite : l'échantillon pour la mesure de retrait libre et à gauche : l'échantillon dont le retrait est bloqué [Altoubat et Lange, 2003]

Le principal inconvénient de ce type d'essai est que d'une part, il nécessite un système d'asservissement complexe, et d'autre part le blocage mécanique ne peut s'exercer qu'après la prise du matériau. Le temps de prise doit en outre être déterminé au préalable afin de définir le moment où l'on débute l'essai.

### 4.2.2 Essai à l'anneau

Ce type d'essai, pratiqué depuis 1939 d'après [Carlson et Reading, 1988], est décrit dans la norme [AASHTO, 1989]. Carlson et Reading [Carlson et Reading, 1988] ont mis au point une géométrie d'éprouvette pour observer la fissuration des bétons et étudier l'influence des dimensions du moule sur les résultats. Quelques années plus tard [Grzybowski et Shah, 1990] a adapté l'essai à l'anneau en reprenant le même principe, en vue d'étudier de nouveaux types de bétons, et de pouvoir mesurer le retrait libre comme le retrait empêché.

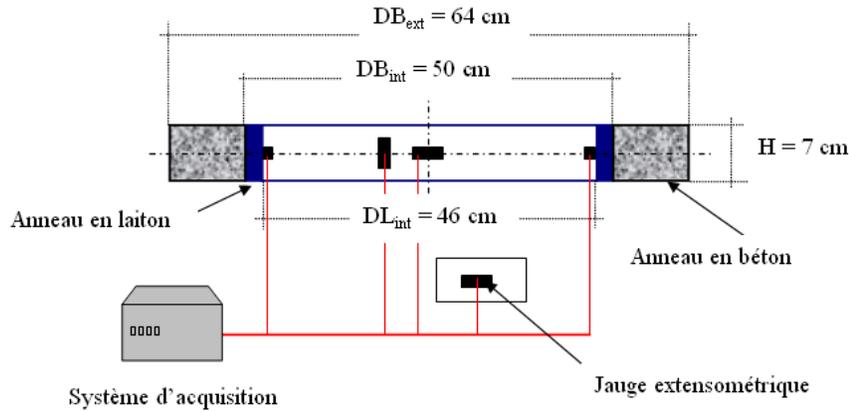
Initialement, l'essai a été réalisé par coulage d'un anneau de béton autour d'un noyau rigide en matériau métallique (acier). Ce système a été amélioré par la suite, en remplaçant le noyau interne de béton en anneau externe. La suppression du noyau central permet de contrôler le degré de restriction appliqué au matériau et par conséquent de laisser apparaître une part de déformations mesurables. La configuration en anneau a pour avantage de simplifier le système de chargement par rapport aux essais linéaires, car la restriction du déplacement est ici apportée par la configuration axisymétrique du système.

Ainsi, quand le béton durcit, l'éprouvette externe de béton se contracte tandis que l'anneau intérieur métallique s'oppose à cette contraction. Le résultat se traduit par le développement d'une contrainte orthoradiale de traction selon l'axe circonférentiel de l'éprouvette de béton. Un gradient de contrainte radiale de compression peut aussi apparaître dans le cas d'une épaisseur importante de l'éprouvette. Dans ce cas, une optimisation des dimensions est nécessaire afin de ne laisser qu'un état uniaxial de traction, ce qui suggère une géométrie proche de celle d'un voile fin. Pour l'essai normalisé, le rapport entre l'épaisseur de l'anneau de béton  $e = R_{extb} - R_{ext}$ , et le rayon externe  $R_{extb}$  vaut  $e/R_{extb} = 75/225$ .

Pour garantir le bon déroulement des essais à l'anneau, il faut prendre certaines précautions. Il convient par exemple de maintenir le matériau à une température constante contrôlée afin d'éviter toute déformation additionnelle d'origine thermique, de limiter le frottement entre l'éprouvette et le moule. De plus, une difficulté supplémentaire est liée à l'initiation des mesures dès les premiers instants de l'hydratation, ainsi que la forte dépendance vis-à-vis de la géométrie de l'éprouvette étudiée. D'autre part, l'application prolongée d'une contrainte sur le matériau peut faire apparaître des déformations de fluage. Ces déformations peuvent s'avérer être 3 à 4 fois supérieures aux déformations de retrait [Bažant *et al.*, 1997].

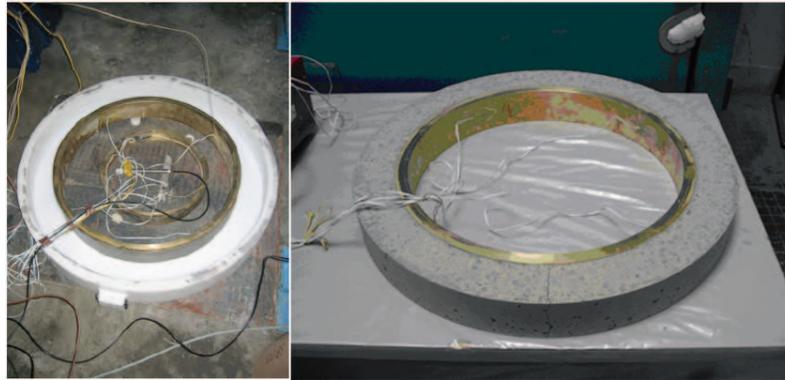
### 4.3 Nouvel anneau passif du retrait du béton

Cet essai a été initialement développé dans le cadre de la thèse de [Haouss, 2007] au Laboratoire de Mécanique et Technologie (LMT). Dans cet essai, un anneau rigide élastique en laiton, de diamètre intérieur 46 cm, d'épaisseur 2 cm, et de hauteur de 7 cm, est instrumenté avec des jauges extensométriques. Nous avons amélioré l'essai par l'ajout de jauges extensométriques supplémentaires sur l'anneau. Le positionnement des jauges est représenté sur la Figure (3.12), les jauges sont collées sur la face intérieure afin de mesurer une partie des déformations de retrait engendrées par le béton et transmises au laiton. Les déformations ainsi mesurées sont de l'ordre d'une centaine de  $\mu m/m$  environ. La Figure (3.13) montre une vue d'ensemble du système de mesure du retrait partiellement empêché avec l'anneau passif et la fissuration qui s'est produite dans un béton de formulation classique. Dans le cas de l'étude du retrait de dessiccation, le matériau est soumis à la dessiccation dès le décoffrage (à  $\simeq 24 h$ ) sur trois faces exposées à l'air à une température de  $\simeq 20 ^\circ C$  et une H.R. de  $\simeq 50 \%$ . Pour l'étude du retrait endogène le matériau est protégé par deux couches de film d'aluminium placées immédiatement après le décoffrage. D'après les ordres de grandeur des déformations mesurées, l'anneau



**FIGURE 3.12:** Schéma de principe de l'anneau de retrait instrumenté

intérieur en laiton reste pendant l'essai dans le domaine élastique.

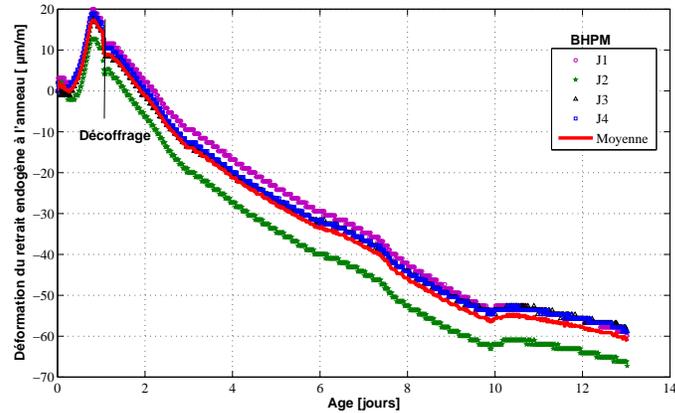


**FIGURE 3.13:** Vue d'ensemble d'un essai de retrait à l'anneau

La Figure (3.14) représente une courbe type d'évolution des déformations de retrait endogène en fonction du temps pour le béton BHPM.

#### 4.3.1 Instrumentation de l'anneau

L'instrumentation de l'anneau est réalisée en quart de pont (pont de Wheastone) comprenant 6 jauges (notés J1, ..., J6). Quatre jauges sont collées sur la face intérieure de l'anneau à  $90^\circ$  l'une de l'autre Figure (3.12), la cinquième est placée sur la face intérieure de l'anneau de manière verticale. La sixième jauge est placée sur une petite cale en laiton non sollicitée mécaniquement. Cette dernière jauge permet d'enregistrer les déformations



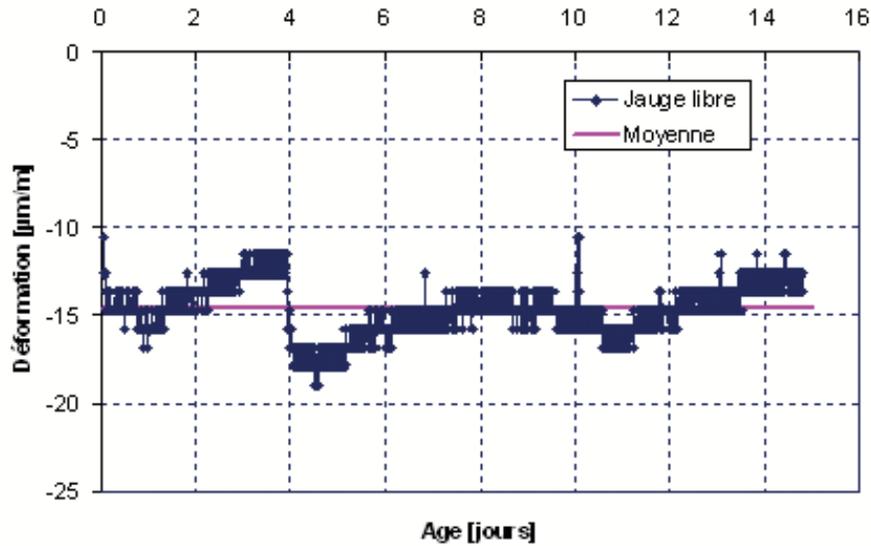
**FIGURE 3.14:** Courbe typique d'évolution des déformations de retrait sur anneau passif en fonction du temps pour un BHPM

thermiques. Toutes les jauges ont la même précision qui est de l'ordre de  $\pm 5 \mu\text{m}/\text{m}$ . L'ensemble est relié à un système d'acquisition, piloté par ordinateur à l'aide du logiciel Lab-View 7.1. Les mesures sont enregistrées toutes les minutes. La valeur de la déformation est prise comme étant égale à la moyenne des mesures enregistrées par les quatre jauges. La mesure enregistrée par la jauge libre située sur la cale sert à corriger l'effet thermique sur les jauges, en soustrayant à la valeur moyenne de la déformation la valeur lue sur la jauge libre. En effet, une variation de température de  $\Delta T = 1^\circ\text{C}$  engendre une variation de déformations  $\Delta\varepsilon = \alpha_{\text{laiton}} \times \Delta T$  de  $19 \mu\text{m}/\text{m}$ , jugée non négligeable. Au cours de nos essais, la valeur moyenne de la déformation mesurée par la jauge libre, illustrée sur la Figure (3.15), est de l'ordre de  $\approx 14,64 \mu\text{m}/\text{m}$ , et varie entre ( $10,5 \mu\text{m}/\text{m}$  et  $18,9 \mu\text{m}/\text{m}$ ).

Nous comptons cependant une incertitude permanente de mesure de l'ordre de  $5 \mu\text{m}/\text{m}$ , qui correspond à l'erreur relative des jauges extensométriques .

#### 4.3.2 Calcul de la rigidité de l'anneau

L'essai à l'anneau permet de mesurer le retrait empêché ou de prévoir la fissuration dans les matériaux cimentaires (mortiers, bétons). Cet essai peut également donner des informations sur la contraintes résiduelles présentes après fissuration, qui se développent dans ces matériaux à l'interface avec l'anneau. En effet, il faut considérer l'anneau de béton comme un cylindre soumis à une pression uniforme sur sa surface interne, tandis que l'anneau métallique est soumis à la même pression sur sa surface externe. La contrainte résiduelle peut être calculée grâce à une approche analytique proposée par [Hossein et Weiss, 2004]. Selon cette approche, nous pouvons calculer la contrainte maximale résiduelle développée dans le béton en fonction de la déformation mesurée par les jauges placées sur l'anneau en laiton, des caractéristiques mécaniques du matériau, et des caractéristiques géométriques indiquées sur la Figure (3.16), selon l'équation suivante :



**FIGURE 3.15:** Courbe type de déformation mesurée par la jauge libre au cours de l'essai à l'anneau. Min = -18,9 ; Max = -10,5 ; Ecartype = 1,548

$$\sigma_{residuelle,max}(t) = -K \cdot \varepsilon(t) \quad (3.9)$$

Avec K : la rigidité théorique de l'anneau, dont l'expression est donnée par :

$$K = E_{laiton} \cdot C_{1R} \cdot C_{2R} \quad (3.10)$$

$$C_{1R} = \frac{R_{ext}^2 + R_{extb}^2}{R_{extb}^2 - R_{ext}^2}, C_{2R} = \frac{R_{ext}^2 - R_{int}^2}{2R_{ext}^2} \quad (3.11)$$

Dans les équations ci-dessus,  $\sigma_{residuelle,max}(t)$  est la contrainte résiduelle maximale développée à l'interface anneau-béton au cours du temps [MPa],

$R_{extb}$  est le rayon extérieur de l'anneau en béton [cm],

$R_{ext}$  et  $R_{int}$  désignent respectivement les rayons extérieur et intérieur de l'anneau en laiton [cm],

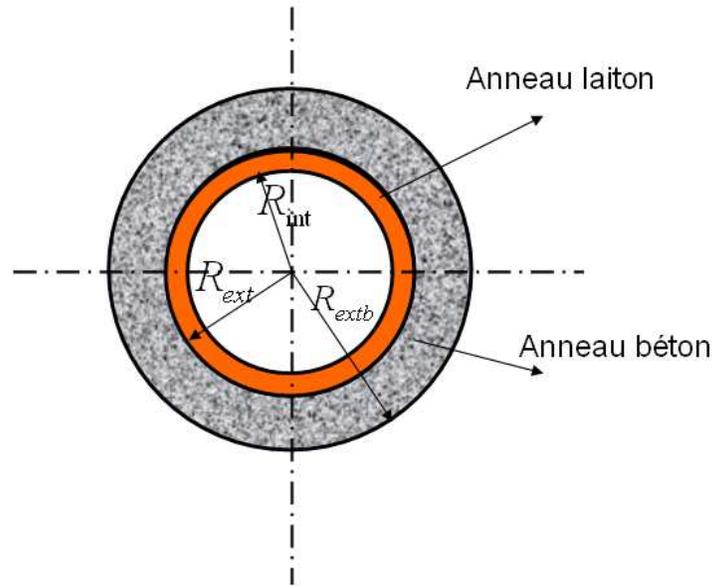
$E_{laiton}$  est le module d'Young du laiton [MPa],

$\varepsilon(t)$  est la déformation de l'anneau en laiton mesurée par les jauges [ $\mu m/m$ ].

$R_{int}$ cm	$R_{ext}$ cm	$R_{extb}$ cm	$E_{laiton}$ GPa	$C_{1R}$ -	$C_{2R}$ -	K GPa
23	25	32	109	4,133	0,072	32,53

**TABLE 3.2:** Paramètres de calcul de la rigidité de l'anneau.

A partir du module d'Young réel de l'anneau, nous pouvons calculer la rigidité théorique de l'anneau, dont la valeur est donnée dans le Tableau (3.2).



**FIGURE 3.16:** Essai à l'anneau. Caractéristiques géométriques employées dans le calcul de la contrainte résiduelle

### 4.3.3 Déroulement de l'essai à l'anneau

L'essai à l'anneau se déroule dans une enceinte climatique qui permet de contrôler et d'imposer des conditions précises de température et d'humidité relative ( $T = 20 \pm 0.5^\circ \text{C}$ ,  $\text{HR} = 50 \pm 5\%$ ). Le décoffrage des anneaux est fixé à 24 h. Pour l'essai endogène, les éprouvettes sont scellées par une double couche de papier aluminium autocollant qui empêche tout échange d'humidité avec le milieu ambiant. Pour l'essai de séchage à  $20^\circ \text{C}$ , l'anneau est placé dans l'enceinte sans papier d'aluminium.

La Figure (3.17) illustre le banc d'essai de fluage et de retrait mesuré à l'anneau. Les mesures de retrait libre sont effectuées en parallèle sur des éprouvettes linéiques de même section que l'anneau ( $7 \times 7 \text{ cm}$ ), ces mesures ont été réalisées au moyen d'un comparateur Mitutoyo, avec une précision de mesure de  $\pm 1 \mu\text{m}/\text{m}$ . D'autres données mécaniques et hygroscopiques comme la perte en masse, le module d'élasticité, la résistance à la compression et à la flexion trois points sont mesurées à différentes échéances (1, 3, 7, 14, et 28 jours) sur des éprouvettes prismatiques  $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}$ .

Quatre formulations de béton ont été testées dans le cadre de ce travail, qui sont décrites au chapitre 4, section 2.

La procédure de préparation et de mesure est décrite ci-dessous :

- Les matériaux de base sont d'abord malaxés selon une procédure normalisée.
- Le coulage des éprouvettes  $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}$  est réalisé dans un moule métallique lubrifié.
- Le coulage de l'anneau en béton est effectué autour de l'anneau en laiton dans un



**FIGURE 3.17:** Vue d'ensemble du banc d'essai de fluage et de retrait mesuré à l'anneau

coffrage en polyéthylène.

- La protection des surfaces non coffrées contre la dessiccation est ensuite assurée par un film polyane.
- Pour l'essai endogène, une protection des éprouvettes après décoffrage est mise en place par une double couche de papier d'aluminium. Aucune protection n'est prévue pour la mesure du retrait de dessiccation.
- On procède au décoffrage de l'anneau et des éprouvettes après 24 h. Les mesures de déformation dans l'anneau sont effectuées immédiatement après le coulage, mais les mesures de retrait et de fluage proprement dit commencent après le décoffrage.
- Il est à noter que le décoffrage des éprouvettes a lieu à 48 h dans le cas de l'étude du fluage en compression.

## 5 Mesure la perméabilité avec l'essai à l'anneau

Dans le cadre du développement de l'essai à l'anneau, nous avons tenté d'utiliser l'essai à l'anneau pour mesurer la perméabilité du béton au gaz. Donc nous avons utilisé un montage spécial qui permet d'injecter une pression d'air contrôlé par l'intermédiaire d'un régulateur de pression, et ainsi que le débit par un débitmètre. Le montage de cet essai est illustré dans la Figure (3.18).

L'essai de perméabilité est commencé 8 jours après le coulage, avant l'essai à l'anneau. Il a lieu dans une chambre climatisée sous dessiccation, dans les conditions de température et d'hygrométrie suivantes :  $T=20^{\circ}\text{C} \pm 1$ ,  $\text{HR}=50\% \pm 5$ , pendant sept jours. Il est à noter que l'anneau en béton n'a pas fissuré, aussi la perméabilité mesurée pendant l'essai présente la perméabilité du matériau sans fissuration.

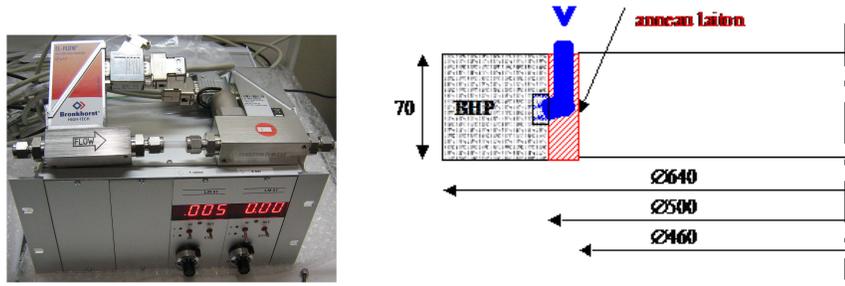


FIGURE 3.18: Montage de l'essai de perméabilité à l'air.

Pression	Débit moyen à 8 jours [ $m^3/s$ ]	Débit moyen à 12 jours [ $m^3/s$ ]
1 Bar	$4,035 \times 10^{-11}$	$1,98005 \times 10^{-11}$
2 Bar	$1,2836 \times 10^{-10}$	$1,24639 \times 10^{-11}$
3 Bar	$2,1666 \times 10^{-10}$	-

TABLE 3.3: Débit moyen mesuré à travers l'anneau en béton.

La perméabilité à l'air peut être calculée à partir de l'équation suivante :

$$K = \frac{2qp_0L\eta}{A(p^2 - p_a^2)} \tag{3.12}$$

Où :

$K$  : coefficient de perméabilité [ $m^2$ ]  $q$  : débit du fluide [ $m^3/sec$ ],

$A$  : surface de la section d'éprouvette [ $m^2$ ],

$L$  : épaisseur d'éprouvette [ $m$ ],

$\eta$  : viscosité du fluide [ $N.sec.m^{-2}$ ],

$P_a$  : pression atmosphérique [ $N.m^{-2}$ ],

$P$  : pression initiale [ $N.m^{-2}$ ]. A partir de cette equation, on peut calculer la perméabilité :

Age [jours]	Pression	K [ $m^2$ ]
8	1 Bar	$1,05 \times 10^{-15}$
8	2 Bar	$3,5 \times 10^{-15}$
12	1 Bar	$5,15 \times 10^{-16}$
12	2 Bar	$3,07 \times 10^{-15}$

TABLE 3.4: Perméabilité à l'eau du béton B5.

La présence de tous ces éléments permet au béton de s'hydrater avec le temps ce qui diminue sa porosité et sa perméabilité.

Dans le cas du béton fissuré, il faut prendre en compte la contribution à la perméabilité issue des fissures traversantes. Alors pour obtenir une formulation théorique du débit de

gaz dans une fissure en béton, il a été supposé que l'on peut le modéliser comme le débit traversant une ouverture entre deux plans parallèles avec un frottement de surface. Une équation correspondant à un gaz compressible a été obtenue par [Badoux et Fellay, 2000] :

$$q = \left[ \frac{1}{\Lambda} \cdot \frac{2 \cdot (p_1^2 - p_2^2) \cdot B^2 \cdot w^3}{L} \cdot \frac{R \cdot T}{p_2^2} \right]^{0,5} \quad (3.13)$$

Où :

$q$  : le débit [ $m^3/sec$ ],

$p_1 - p_2$  : sont les pression sur les deux côtés de fissure [Pa],

$B$  : épaisseur de l'élément fissuré [m],

$w$  : ouverture de la fissure [m],

$R$  : coefficient du gaz parfait [J/kg/sec],

$T$  : température du gaz [°K],

$\Lambda$  : coefficient de frottement [-],

$L$  : longueur de la fissure [m],

Cette formulation est valable pour un écoulement visqueux et laminaire, et elle est indépendante de la viscosité d'écoulement mais elle est basée sur quelques suppositions :

- L'écoulement d'air est isométrique.
- L'écoulement régulier et uniforme dans l'ouverture.
- une ouverture de fissure constante.

Le montage présenté a pour principal avantage de permettre la mesure de la perméabilité du béton en cours d'hydratation, et permet également de mesurer la perméabilité du béton fissuré (dans le cas de l'anneau en béton fissuré). Dans notre étude nous nous sommes consacré à l'étude des déformations endogènes, notre anneau en béton est protégé contre la dessiccation, ce qui implique que l'anneau en béton n'a pas fissuré. La réalisation de ce montage a pris beaucoup de temps, et après avoir envisagé les mesures obtenues, la question qui se pose est la suivante :

Peut-on faire confiance à ce système de mesure de perméabilité ou doit-on rester fidèle à l'ancien système **Cembureau** ?

Bien que ce système de mesure n'ait pas été exploité dans la suite de ce mémoire, nous avons tenu à le faire figurer parmi la description des techniques expérimentales développées, car il s'agit d'un essai original et qui devrait faire l'objet de développements futurs au laboratoire.

## 6 Mesure du fluage

Ces dernières années, de nombreux travaux de recherche ont porté sur l'étude du comportement des matériaux cimentaires en traction, afin de mieux comprendre les mécanismes de fissuration. Il existe en effet très peu d'appareils permettant de mesurer le fluage en traction des bétons. Malgré les résultats expérimentaux limités, il semble généralement

admis que le fluage en traction soit du même ordre de grandeur, voire plus significatif, que le fluage en compression [Neville *et al.*, 1983]. La plupart des essais de fluage développés concernent le comportement en compression du béton. Toutefois, plusieurs spécifications de la norme ASTM C152-1994, établie pour le fluage en compression, s'appliquent également à l'essai de fluage en traction. L'essai de traction directe consiste à imposer une charge constante à une éprouvette de béton et à suivre l'évolution de ses déformations au cours du temps. L'éprouvette peut présenter une forme prismatique, cylindrique ou rectangulaire.

La déformation totale de l'éprouvette est composée de la déformation élastique instantanée, de la déformation de fluage et de la déformation de retrait. Afin de remonter à la déformation de fluage, il apparaît nécessaire de soustraire à la déformation totale les déformations élastique et de retrait. Cette technique de superposition des déformations suppose que chaque phénomène est indépendant de tous les autres [Mindess et Young, 1981]. Si dans le cas de l'essai à l'anneau, le phénomène de retrait induit le fluage, pour les essais sur éprouvettes linéiques, les déformations de retrait et de fluage sont bien indépendantes.

Parmi les essais répertoriés dans la littérature, Atrushi [Atrushi, 2003b] a utilisé pour mesurer le fluage en compression des bâtis métalliques, chaque bâti étant équipé d'un cric hydraulique et d'une plaque de roulement sphérique pour assurer une répartition uniforme de la charge appliquée au-dessus de l'éprouvette. La déformation totale de l'éprouvette a été mesurée pendant l'essai en utilisant un ensemble de trois jauges de déformation électriques collées sur chaque éprouvette. Des jauges similaires ont également été utilisées pour mesurer le retrait sur des éprouvettes issues d'une même gâchée. Concernant le montage de l'essai de fluage en traction utilisé, dans le bâti de fluage en traction la charge est appliquée par l'intermédiaire d'un bras de levier, et l'éprouvette est placée à l'intérieur d'un cylindre qui contrôle la température dans l'éprouvette. Pour appliquer la charge sur l'éprouvette, deux ancrages métalliques ont été implantés aux extrémités de l'échantillon au moment du coulage. Enfin, La mesure des déformations a été réalisée par des capteurs de déplacement (LVDT) placés au milieu de l'éprouvette.

[Weiss, 1999] a développé des essais de fluage en traction sur des éprouvettes cylindriques creuses en appliquant une pression interne radiale à travers une membrane en caoutchouc placée à l'intérieur du cylindre. Ce système présente néanmoins le désavantage d'une perte de pression absorbée par la membrane en caoutchouc et dont la valeur exacte est difficile à estimer. De plus, l'utilisation de cette membrane introduit des effets de bord non négligeables sur les faces supérieure et inférieure de l'anneau de béton testé.

## 6.1 Présentation de l'essai de fluage en compression développé

Dans le cadre de notre travail de thèse, nous avons mis au point un essai de fluage en compression, en adaptant un bâti de fluage afin de solliciter le matériau en compression à différents niveaux de contraintes. Le bâti de fluage employé assure une charge variable, entre 0 et 250 bar, cette charge s'applique par l'intermédiaire d'un vérin hydraulique, selon le montage représenté sur la Figure (3.19).



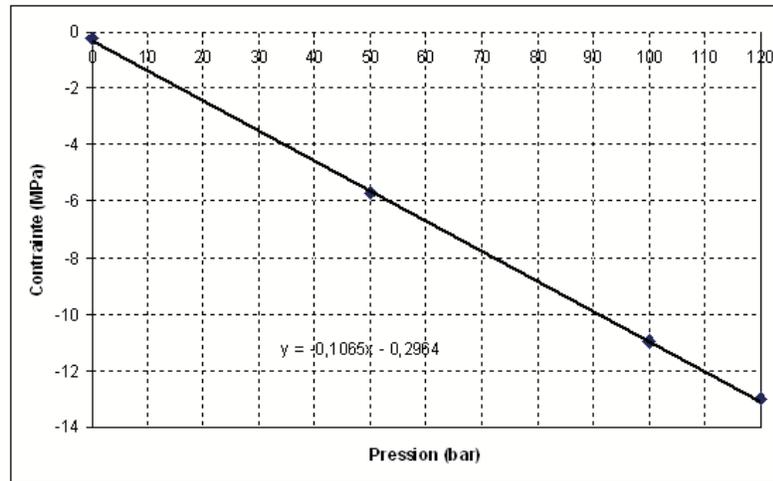
**FIGURE 3.19:** Bâti de fluage en compression développé

Les essais sont réalisés pour différents niveaux de chargement, qui correspondent à 9 %, 16 %, 23 %, 30 % de la limite à la rupture. Les valeurs de la contrainte sont respectivement égales à 1, 36; 2,43; 3,49; 4,5 MPa. L'essai se déroule en conditions endogènes, en l'absence de séchage du béton, afin de reproduire les conditions régnant au cœur d'une structure massive. Trois essais sont effectués par niveau de chargement. La déformation est mesurée sur des éprouvettes prismatiques de dimension  $7 \times 7 \times 28$  cm Figure (3.17), la section droite des éprouvettes prismatiques étant identique à la section employée lors des essais à l'anneau. Les déformations de fluage sont mesurées par des jauges d'extensométrie (LS31 – 6/350) noyées au cœur de l'éprouvette (fiche technique en annexe B), cette méthode étant particulièrement commode à mettre en oeuvre sur les éprouvettes prismatiques de  $7 \times 7 \times 28$  cm..

Les essais se sont déroulés dans une chambre climatique sous une température de  $20 \text{ }^\circ\text{C} \pm 0.5^\circ\text{C}$  et une humidité relative de  $50\% \pm 5\%$ . Deux types d'éprouvettes ont été testées, selon que l'éprouvette est protégée (essai endogène) ou non du séchage. Dans tous les essais endogènes, les éprouvettes ont été protégées par deux couches de feuilles d'aluminium.

Il est à noter que le bâti de fluage utilisé (Figure (3.17)) doit être étalonné afin de contrôler les chargements appliqués. Le bâti a été étalonné par l'application de différents chargements en utilisant des capteurs de déplacement de type LVDT, la courbe d'étalonnage obtenue est illustrée sur la Figure (3.20).

Afin d'étudier l'influence de l'âge et du niveau de chargement sur le fluage, nous avons varié le niveau de chargement entre 1,36; 2,43; 3,49; 4,5 MPa , et nous avons



**FIGURE 3.20:** Courbe d'étalonnage du bâti de fluage

appliqué le chargement à partir de 1 ou 2 jours selon les cas. Nous n'avons pas pu tester des niveaux de chargement élevés (fluage non linéaire) à cause des limitations propres au bâti de fluage.

Les éprouvettes ont été mises en charge immédiatement après démoulage, sans rectification préalable car l'emploi de moules prismatiques métalliques normalisés et lubrifiés garantit l'obtention d'une surface d'éprouvette parfaitement plane et lisse. La présence de l'huile de décoffrage ne constitue pas un problème dans le cas endogène. Pour identifier le fluage propre, des mesures de retrait ont été effectuées sur des éprouvettes non chargées. Les éprouvettes employées sont de section identique et proviennent de la même gâchée. Le retrait a été mesuré par un comparateur numérique, Figure (3.17).

## 6.2 Montage d'un nouvel essai du fluage avec (*CORRELI<sup>LMT</sup>*)

L'essai de fluage avec analyse d'images a été développé dans le cadre du présent travail de thèse, dans le but de pouvoir comparer entre elles les mesures de déformations de fluage obtenues par différentes méthodes. Pour l'acquisition d'images, on utilise un appareil photo ou une caméra numérique, qui permettent l'obtention d'une série d'images d'une surface texturée de manière aléatoire par l'application d'un mouchetis artificiel de peinture. La zone d'étude par traitement d'image est peinte en noir et mouchetée par un pigment blanc, et ensuite recouverte d'une vitre, le reste de l'éprouvette étant protégé de la dessiccation par une couche d'aluminium. La vitre est désolidarisée de l'échantillon, ce qui permet d'éviter que la présence de la vitre influe sur les déformations ou le séchage de l'échantillon. On obtient des informations complémentaires dans cet essai par la jauge extensométrique noyée au centre de l'éprouvette.

Le dispositif mis en place pour l'essai de fluage, représenté sur la Figure (3.8), est composé des éléments suivants :

1. Une presse mécanique MTC (10 T) pilotée par ordinateur qui permet de programmer la machine pour différents types d'essais sous charge constante (compression, traction, fluage, ...),
2. Une caméra EOS 350D Canon, couplée à une carte d'acquisition permettant de stocker les images prises sur le disque dur d'un ordinateur. Les images de résolution  $2314 \times 3474$  pixels correspondent à la zone totale de l'éprouvette,
3. Un PC où est installé le logiciel *CORELLI<sup>LMT</sup>* pour l'analyse d'images,
4. Un système d'éclairage pour éclairer la surface observée pendant la prise des photos.



**FIGURE 3.21:** Montage de l'essai de fluage avec analyse d'images

La Figure (3.22) représente une éprouvette  $7 \times 7 \times 28$  cm préparée pour l'analyse d'images, le mouchetis artificiel placé sur la surface observée permet d'obtenir une texture aléatoire et contrastée. Les images sont prises en se limitant au milieu de l'éprouvette. La taille approximative de la zone d'étude est de  $448 \times 2728$  pixels.

### 6.2.1 Procédure de chargement

L'essai de fluage en compression avec Correli est effectué par l'application d'une charge maximale de 2 MPa sur l'éprouvette utilisée  $7 \times 7 \times 28$  cm (chargement de 10 kN), le chargement est appliqué dès l'âge de 1 jour. La vitesse du chargement appliqué est prise égale à 0,0166 kN/s (on arrive à une charge de 10 kN en 10 min). La Figure (3.23) illustre la procédure de chargement utilisée.



FIGURE 3.22: Préparation d'une éprouvette  $7 \times 7 \times 28$  cm pour l'analyse d'images

Il est à noter que l'effet du chargement sur l'hydratation du ciment n'est pas pris en compte dans cette étude. Les résultats des essais de fluage avec analyse d'images sont présentés au chapitre suivant (chapitre 4).

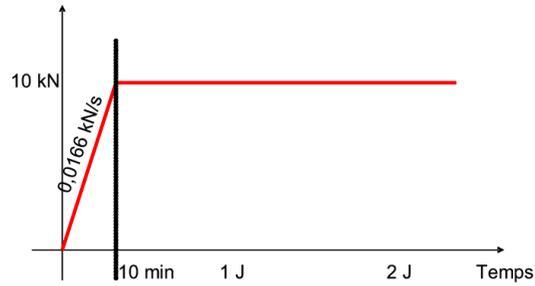
Nos allons parler dans le paragraphe suivant de l'essai de calorimétrie, par l'intermédiaire duquel nous déterminons le degré d'hydratation du ciment.

## 7 Essais de calorimétrie semi-adiabatique

Il existe plusieurs méthodes expérimentales calorimétriques [Livesey *et al.*, 1991; Sanchez de Rojas *et al.*, 1993; ?] pour la détermination de l'évolution du dégagement de chaleur pendant l'hydratation. Les plus courantes pour le béton sont les suivantes :

**La calorimétrie adiabatique** : elle repose sur le fait que, en conditions parfaitement adiabatiques (i.e. lorsque tout échange de chaleur est empêché vers le milieu extérieur, dont la température est maintenue, par asservissement, égale à la température mesurée au cœur de l'éprouvette), la quantité de chaleur dégagée est déductible de l'élévation de température par simple multiplication par la capacité thermique du béton.

**Les essais semi-adiabatiques** : ces essais ont recours à un matériel plus simple et moins coûteux, qui permet de suivre tout au long de l'hydratation la température d'une éprouvette de béton, placée dès sa fabrication dans une boîte calorifugée, dont on connaît les déperdit-



**FIGURE 3.23:** Procédure de chargement pour l'essai de fluage en compression avec Cor-reli

ions thermiques. Il est dès lors possible de remonter à une courbe adiabatique théorique en corrigeant la courbe des températures mesurées des pertes du calorimètre, et en traduisant la thermo-activation à l'aide de la loi d'Arrhénius.



**FIGURE 3.24:** Schéma d'un calorimètre semi-adiabatique

La méthode de calorimétrie semi-adiabatique est plus facile à appliquer, c'est la technique qui a été employée dans le cadre de cette thèse. La dénomination de semi-adiabatique provient du fait que les pertes de chaleur maximum sont inférieures à  $100 [J/(h.K)]$  [Springenschmid, 1997]. Dans cette méthode, la température à l'intérieur du calorimètre (encore appelé bouteille de Langavant) est seulement mesurée. En connaissant le coefficient de déperdition du récipient, il est facile de déterminer la chaleur dégagée, qui est la somme de la chaleur emmagasinée et des déperditions, et d'après la norme NF P 15-436 [AFNOR, 1988] :

$$Q_m = \frac{C_t}{m_c} \theta + \frac{1}{m_c} \int_0^t \alpha_c \theta dt \quad (3.14)$$

Avec :

$Q_m$  le dégagement de chaleur [ $J/g$ ]

$C_t$  la capacité thermique totale (calorimètre + éprouvette) [ $J/K$ ]

$m_c$  la masse de ciment que contient l'éprouvette [g]

$\theta$  l'échauffement de l'éprouvette [K]

$\alpha_c$  le coefficient de déperdition du calorimètre [ $J/(h.K)$ ], qui s'exprime par :

$$\alpha_c = a + b\theta \quad (3.15)$$

Où a,b sont des constantes. Le dégagement de chaleur accompagnant l'hydratation a un effet catalyseur sur la réaction. Les conditions expérimentales dans lesquelles les mesures de calorimétrie sont réalisées sont différentes de celles auxquelles sont soumises les éprouvettes dans l'enceinte climatique. En effet, la cinétique de réaction est plus rapide dans la bouteille de Langavant que dans un moule non calorifugé, placé dans une enceinte régulée à 20 ° C. Une manière de prendre en compte cette thermoactivation est de raisonner en temps équivalent (cf. paragraphe 7.2).

## 7.1 Capacité thermique du béton

La capacité thermique ou capacité calorifique  $C^{th}$  du système se définit comme le rapport entre la quantité de chaleur fournie et l'élévation de température qui en découle :

$$C^{th} = \frac{dQ}{d\theta} \quad (3.16)$$

Dans l'équation ci-dessus,  $dQ$  désigne la quantité de chaleur que l'on doit fournir à un système pour provoquer son échauffement d'une température  $\theta$  à une température voisine  $\theta + d\theta$ .

La valeur de la capacité thermique d'un corps est donc égale à la quantité de chaleur nécessaire pour en élever la température de 1 degré Kelvin. Son unité est le [ $J/K$ ]. La capacité thermique massique s'exprime en [ $J/(K.kg)$ ].

Pour les bétons et les mortiers, l'ordre de grandeur de la capacité thermique est de 840 – 1170 [ $J/(K.kg)$ ]. [Neville, 1995].

Si l'on connaît la composition d'un béton (masses  $m_i$  des constituants élémentaires notés  $i$ ), ainsi que les capacités thermiques massiques de ses constituants (notées  $c_i^{th}$ ), on peut en évaluer la capacité thermique selon l'équation suivante :

$$C^{th} = \sum m_i c_i^{th} \quad (3.17)$$

Comme l'indique le Tableau (3.5), les capacités thermiques des différents constituants solides du béton varient de 0,7 à 0,9 [ $J/(K.g)$ ].

Dans le cas d'un béton qui constitue un matériau vieillissant, la capacité thermique dépend d'une part de l'évolution de la réaction d'hydratation, et d'autre part de la température du béton.

Constituants	$C^{th} [J/(K.g)]$
Ciment	0,75 - 0,80
Fumée de silice	0,75
Eau	3,76 - 4,18
Granulats : Quartz	0,75 - 0,80
Granulats : Calcite, Granit, Grès	0,75 - 0,80

TABLE 3.5: .

] Capacités thermiques massiques des constituants solides d'un béton (en  $[J/(K.g)]$ ).  
[Waller, 1999]

## 7.2 Définition de l'âge équivalent

Le concept d'âge équivalent a été introduit par Rastrup en 1954, et Intosh en 1956 [D'Aloia *et al.*, 2001]. Il est défini par rapport à une température de référence, en général  $20^\circ C$ . Il est relié directement à la notion de maturité définie au chapitre 1), section ??, et permet de donner à cette dernière une signification plus immédiate. L'âge équivalent correspond au temps durant lequel le béton doit être maintenu à la température de référence afin d'obtenir la même valeur de maturité que dans les conditions de cure réelle.

$$M(t, H(T)) = \int_0^t K(T(\tau)) d\tau = \int_0^{t_{eq}} K(T_{ref}) d\tau = M(t_{eq}, T_{ref}) = K(T_{ref}) t_{eq} \quad (3.18)$$

où  $M(t_{eq}, T_{ref})$  représente la maturité à l'instant  $t_{eq}$  pour la température de référence  $T_{ref}$ ,  
 $t_{eq}$  : âge équivalent à la température de référence  $T_{ref}$  (en général  $T_{ref} = 20^\circ C$ ).  
On en déduit :

$$t_{eq} = \int_0^t \frac{K(T(\tau))}{K(T_{ref})} d\tau \quad (3.19)$$

En particulier, pour des conditions de cure isotherme, on obtient :

$$t_{eq} = \frac{K(T_0)}{K(T_{ref})} \quad (3.20)$$

Prenant en compte l'expression de l'énergie d'activation  $E_a$ , paramètre qui traduit la sensibilité de la cinétique d'hydratation du béton à une variation de température. on obtient alors :

$$t_{eq} = \int_0^t \exp\left(-\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T(\tau)} - \frac{1}{T_{ref}}\right)\right) d\tau \quad (3.21)$$

C'est cette dernière expression du temps équivalent qui va être employée par la suite dans les calculs.

### 7.3 Protocole et déroulement de l'essai de calorimétrie semi-adiabatique

L'essai de calorimétrie semi-adiabatique consiste à mesurer l'échauffement d'un échantillon de mortier, à l'aide d'un thermocouple, dans un récipient calorifugé appelé bouteille de Langavant.

La méthode du calorimètre de Langavant consiste à introduire une éprouvette de mortier ou de béton, dès la gâchée, dans un vase isolant afin de déterminer l'évolution de la température, et la quantité de chaleur dégagée. A une échéance donnée, la chaleur d'hydratation du ciment contenu dans l'éprouvette est égale à la somme de la chaleur accumulée dans le vase et de la chaleur dissipée vers le milieu ambiant depuis l'instant initial. La température de la salle d'essai est fixée à  $20\text{ }^{\circ}\text{C} \mp 1\text{ }^{\circ}\text{C}$ . La mesure de la température du calorimètre et de l'enceinte est assurée par deux thermocouples. Pour effectuer l'essai il faut suivre les étapes suivantes :

1. Préparer l'échantillon dès la gâchée, le temps zéro est considéré égal à  $t_0 = 3\text{ min}$  après la gâchée.
2. Lancer l'enregistrement de la température dans la bouteille de Langavant et dans l'enceinte climatisée par les deux thermocouples.
3. Assurer une température ambiante de  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$  et éloigner les sources de chaleur du calorimètre.

Le résultat récupéré à la fin de l'essai consiste en l'échauffement  $\theta\text{ [}^{\circ}\text{C]}$  à l'intérieur du calorimètre. La chaleur d'hydratation  $Q$  en  $[\text{J.g}^{-1}]$  est calculée en effectuant la somme de la chaleur accumulée dans le calorimètre  $A[\text{J.g}^{-1}]$  et des déperditions moyennes  $B$  exprimées en  $[\text{J.g}^{-1}]$ . La chaleur accumulée dans le calorimètre dépend de la capacité thermique  $C$  du calorimètre et de l'échantillon, elle est calculée par l'équation suivante :

$$A = \frac{C}{m_c} \theta \quad (3.22)$$

Où :

- $C$  est la capacité thermique de l'ensemble calorimètre-échantillon  $[\text{J.C}^{-1}]$
- $m_c$  est la masse de ciment contenu dans l'échantillon  $[\text{g}]$
- $\theta$  est l'échauffement  $[\text{C}]$

$B$  s'exprime en fonction du coefficient de déperdition moyen, identifié par un calibrage préalable du calorimètre (plus de détails sur la manière de calibrer le calorimètre pourront être trouvés dans la norme [AFNOR, 1988]), selon l'équation (3.23) :

$$B = \frac{1}{m_c} \sum_{i=1}^n \alpha_{i\text{moy}} \cdot \theta_{i\text{moy}} \cdot \Delta t_i \quad (3.23)$$

Avec :

$\alpha_{i\text{moy}} = a + b\theta_{i\text{moy}}$  le coefficient de déperdition moyen  $[\text{J.h}^{-1} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}]$ .

$\theta_{i\text{moy}} = \frac{\theta_i + \theta_{i-1}}{2}$  l'échauffement moyen  $[\text{ }^{\circ}\text{C}]$ .

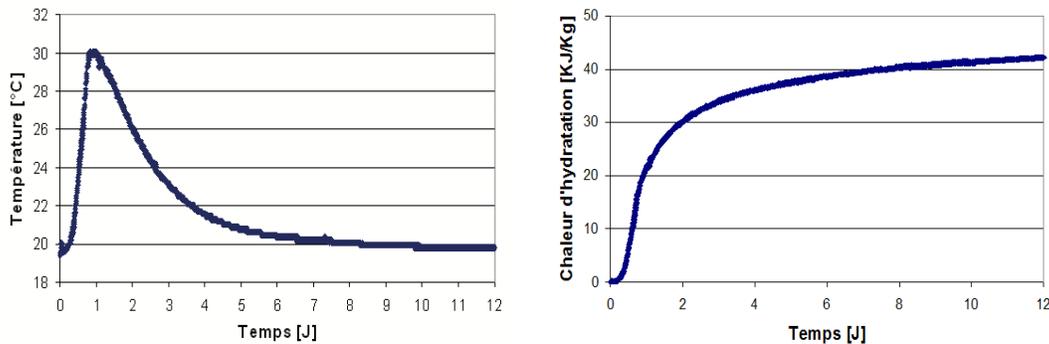
a et b sont les paramètres spécifiques d'étalonnage du calorimètre, calculés par la méthode des moindres carrés (voir Étalonnage du calorimètre [AFNOR, 1988]), les valeurs de a, b sont prises égales à  $a = 80,968$  ;  $b = 0,7347$  [Monge, 2007]. A titre d'illustration, nous présentons dans le Tableau (3.6) les détails du calcul de la chaleur d'hydratation du béton B5 pour les premières échéances de temps. La chaleur d'hydratation au temps t est calculée par la relation suivante :

$$Q = A + B \quad (3.24)$$

Temps $t$ (h)	$T_{enc}$ (°C)	$T_{cal}$ (°C)	$\theta$ (°C)	A (J/Kg)	$\theta_{i,moy}$ (°C)	$\alpha_{i,moy}$ (J/h/°C)	B (J/Kg)	Q (J/Kg)
0	19,37	19,38	0,017	30,39	0,017	80,98	0	30,39
0,03	19,37	19,38	0,017	30,39	0,017	80,98	0,047	30,44
0,17	19,5	19,52	0,024	41,59	0,021	80,98	0,028	41,88
0,31	19,6	19,66	0,061	104,21	0,042	80,99	0,76	104,98
0,45	19,7	19,79	0,097	166,83	0,079	81,02	1,65	168,49
24	20	29,90	9,900	16971	9,900	88,24	9958	26121
48	20	26,07	6,077	10418	6,009	85,38	28039	36529
168	20	20,20	0,206	354,70	0,206	81,12	50248	43643

**TABLE 3.6:** Détails du calcul de la chaleur d'hydratation du béton B5 pour les premières échéances de temps

Des courbes types d'échauffement et de chaleur d'hydratation obtenues pour le béton B5 sont tracées sur la Figure (3.25).



**FIGURE 3.25:** Courbes d'évolution temporelle de la température à l'intérieur du calorimètre, et de la chaleur d'hydratation du béton B5

Sur ces figures, on constate qu'au bout de 7 jours d'essai, la chaleur d'hydratation est quasiment stabilisée.

On a vu que cet essai permet de mesurer la chaleur dégagée par l'éprouvette de béton dans les premiers jours suivant la prise. Généralement la durée de l'essai ne dépasse pas cinq ou sept jours (Figure (3.25)), à cette échéance les réactions sont loin d'être achevées, et on ne possède aucune information sur la quantité de ciment qui s'est hydraté. Il serait envisageable d'extrapoler la courbe de dégagement de chaleur pour obtenir sa valeur asymptotique atteinte à un temps théorique infini. En divisant cette valeur par le degré d'hydratation final du ciment et par la quantité de ciment présente dans l'éprouvette [Waller, 1999], alors le degré d'hydratation à l'instant  $t$  par la relation suivante :

$$\xi(t) = \xi_{\infty} \times \frac{Q(t)}{Q_{\infty}} \quad (3.25)$$

Avec :

$\xi(t)$  : Degré d'hydratation à l'instant  $t$ ,

$\xi_{\infty}$  : Degré d'hydratation ultime donné par  $\xi_{\infty} = 1 - \exp(-3,3 \frac{E}{C})$ , cette relation présente un modèle phénoménologique basé sur les résultats expérimentaux de Waller et des mesures trouvées dans la littérature sur différents types de ciments [Waller, 1999].

$Q(t)$  : Quantité de chaleur dégagée à l'instant  $t$  [ $J.g^{-1}$ ],

$Q_{\infty}$  : Quantité de chaleur dégagée à  $t = \infty$  [ $J.g^{-1}$ ].

Nous avons choisi une valeur ultime de degré d'hydratation, parce que nous avons vu que l'essai semi-adiabatique permet de mesurer la chaleur dégagée par un béton ordinaire dans les premiers jours suivant la prise, et généralement la durée de l'essai ne dépasse pas cinq jours (120 h). A cette échéance les réactions sont loin d'être achevées, et on ne possède aucune information sur la quantité de ciment qui s'est hydratée. Alors il serait envisageable d'extrapoler la limite de la courbe théorique à l'infini, en divisant cette valeur par le degré d'hydratation final du ciment et par la quantité de ciment présente dans l'éprouvette [Waller, 1999].

## 8 Essais sur structure réelle. Application à une pièce massive en béton

Dans cette partie nous présentons une série d'essais réalisés sur une structure réelle au jeune âge, pendant la phase de fabrication. La structure réelle étudiée consiste en un conteneur de béton non armé de dimensions ( $1,54 \times 1,54 \times 2$  m). L'essentiel des essais consiste en la mesure des évolutions de température et des déformations dans le béton. Ces déformations d'origines thermique (chaleur d'hydratation), hydrique (dessiccation, autodessiccation) et chimique (contraction Le Chatelier) sont partiellement empêchées par la configuration massive du conteneur et la présence du moule.

### 8.1 Instrumentation utilisée et calcul des déformations locales

Les mesures de retrait total ont été effectuées à l'aide d'extensomètres à corde vibrante placés à l'intérieur des pièces. L'extensométrie par capteur à corde vibrante a été préférée

à l'extensométrie par jauge résistives, qui est moins adaptée aux environnements saturés en humidité et aux conditions de mise en oeuvre proches de celles du chantier.

### 8.1.1 Principe du Capteur à Corde Vibrante (CCV)

Pour mesurer une variation de distance entre deux points distants d'une structure, il suffit de tendre une corde entre ces deux points et de la faire vibrer. Toute variation de sa fréquence fondamentale témoigne d'une variation de sa longueur. En effet, la fréquence fondamentale augmente avec la tension qui elle-même augmente avec l'allongement de la corde. Ce principe a donné naissance aux capteurs à cordes vibrantes, la Figure (3.26) représente un des capteurs à corde vibrante employés dans l'instrumentation. Les versions actuellement disponibles sur le marché ont en commun une forte intrusivité et une limitation de longueur, essentiellement à cause de la bobine servant à l'excitation électromagnétique de la corde.



FIGURE 3.26: Capteur à corde vibrante employé pour les essais sur structures massives

Le calcul des déformations brutes est mené à partir de la théorie de la corde vibrante isostatique [Briole, 1987; Larive, 1998] :

$$\varepsilon = k \cdot 0,00625 \cdot (f^2 - f_0^2) \quad (3.26)$$

avec  $f$ ,  $f_0$  qui désignent respectivement les fréquences mesurées et initiales,  $k$  le coefficient d'étalonnage du capteur (0,3 pour les capteurs de type C110 et 0,16 pour les capteurs de type SB).

Le calcul d'incertitude donne une très faible erreur sur la mesure des déformations, de l'ordre de  $\pm 3 \mu m/m$ , ce qui justifie l'intérêt de ce genre de capteur pour le suivi des déformations dans le béton.

### 8.1.2 Mesure des déformations locales

Pour mesurer les déformations locales, nous utilisons l'extensométrie par capteur à corde vibrante de type C110, qui permet d'accéder localement au déplacement entre deux

joues espacées initialement de onze centimètres, positionnées avec précision dans le coffrage, puis scellées dans le béton. Le choix de ce type d'instrumentation provient des contraintes imposées par les conditions environnementales des essais :

- Stabilité de la mesure vis-à-vis de la température (mesure de fréquence de résonance mécanique indépendante de l'élévation de température lors de l'hydratation du béton).
- Stabilité des mesures lors du premier mois de maturation du béton.
- Possibilité de mesures à long terme sur le site (plusieurs dizaines d'années).
- Robustesse du capteur noyé dans le béton en environnements humide et alcalin.

La mesure de la fréquence de résonance de la corde est effectuée en mode entreteu, ce qui signifie que l'oscillation de la corde est entretenue par un dispositif électronique appliquant une tension d'excitation comprise entre 160 et 180 *mV*. Cette méthode est préférable à la mesure en mode amorti car la dispersion en fréquence est plus grande pour cette dernière, notamment pendant la période où le béton fait prise et durcit [Larive, 1998; Bourquin et Joly, 2005]. Une seule centrale d'acquisition est nécessaire pour la mesure des 11 capteurs à corde vibrante.

## 8.2 Réalisation de l'essai

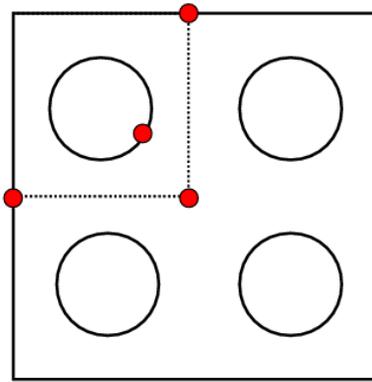
### 8.2.1 Identification des zones à risque

A partir d'une première modélisation du conteneur massif (qui est détaillée au chapitre 6), nous pouvons déterminer les zones critiques susceptibles de fissurer lors de l'échauffement ou lors du refroidissement, qui sont indiquées en gris sur la Figure (3.27). Nous choisissons d'instrumenter ces zones à l'aide de capteurs à corde vibrante. Ainsi, 9 capteurs à corde vibrante sont positionnés dans le conteneur et sont noyés dans le béton dès la phase de mise en place. Ces capteurs sont munis d'un thermocouple qui permet de suivre l'évolution de la température en différents points du conteneur. Nous avons utilisé deux capteurs supplémentaires, le premier est utilisé pour mesurer le retrait et la température dans une éprouvette (16 × 32 *cm*) calorifugée placée à coté de conteneur, et le deuxième capteur sert à mesurer la température au centre d'une éprouvette de béton (16 × 32 *cm*) placée à température ambiante.

### 8.2.2 Positionnement des capteurs

Le plan représenté sur la Figure (3.28) situe l'instrumentation du conteneur par rapport au coin inférieur gauche pris comme origine. Les capteurs, qui sont numérotés de 1 à 11, sont positionnés dans le conteneur sur un panier en acier inoxydable (inox 304) fixé sur les noyaux coniques du moule. Cette méthode permet d'assurer une précision sur la position géométrique des capteurs de l'ordre de  $\pm 5$  *mm*. On peut également noter que le panier supportant les capteurs a été conçu de manière à limiter les effets d'armatures sur le béton instrumenté (gorges d'assouplissement sur tous les tronçons).

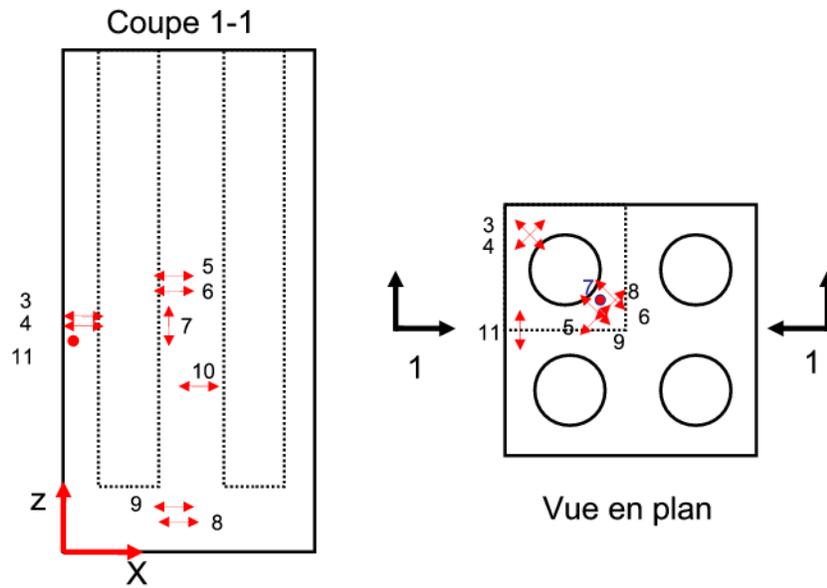
Les zones de contact avec les capteurs sont isolées par un ruban plastique adhésif afin d'éviter les risques de corrosion par pile électro-chimique entre le capteur en acier étamé



**FIGURE 3.27:** Essais sur structure réelle. Identification des zones susceptibles de fissurer en traction

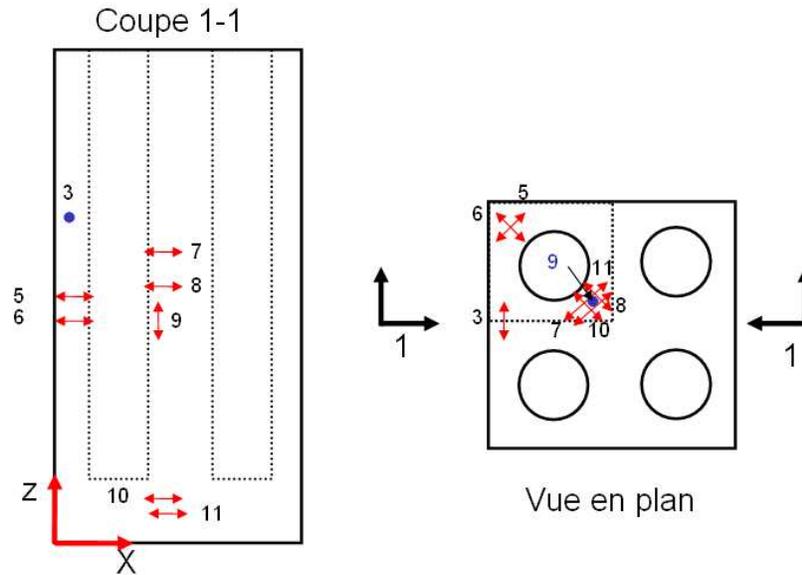
et les ligatures et armatures en inox. Les deux éprouvettes témoin contiennent chacune un capteur, numéroté C1 pour l'éprouvette calorifugée, et C2 pour l'éprouvette à température ambiante.

Les résultats obtenus sont présentés et commentés au chapitre suivant.



**FIGURE 3.28:** Essais sur structure réelle. Positionnement des capteurs dans la pièce en béton B5

Les Figures (3.28,3.29) présentent l'instrumentation du conteneur fabriqué par du B5 et B2 respectivement.



**FIGURE 3.29:** Essais sur structure réelle. Positionnement des capteurs dans la pièce en béton B2

## 9 Conclusion

Ce chapitre a été consacré à la description de la réalisation pratique des essais mécaniques, de retrait endogène, et de fluage. Chaque essai a été décrit en détail avec le protocole utilisé. L'essai d'hydratation suivi par l'essai de calorimétrie semi-adiabatique a également été décrit. Enfin, pour les essais sur structure réelle, nous avons présenté les capteurs à corde vibrante utilisés, la géométrie et le positionnement des capteurs dans la pièce massive étudiée. Nous allons présenter et analyser au chapitre suivant les résultats de ces essais.



## Résultats expérimentaux

Ce chapitre a consacré à la présentation des résultats des essais réalisés. L'affinité chimique déterminée expérimentalement est identifiée par une relation de forme polynômiale. Une excellente concordance est observée entre le modèle et les résultats expérimentaux pour les bétons BHPM et BHP1 (qui contiennent du CEM I). Par contre, pour le béton B5, l'essai est caractérisé par la présence de deux pics, qui est liée aux deux réactions, la concordance est moins bonne. Le BHPM présente un retrait endogène libre plus élevé que le BAPF, ceci est justifié par le rapport E/C qui est plus faible. Par contre, malgré que le B5 a un rapport E/C plus faible que le BHP1, il présente un retrait endogène moins important que le BHP1. Ceci peut être expliqué par la présence des fibres dans le B5. L'amplitude du retrait mesuré à l'anneau pour le BAPF est moins importants que le retrait mesuré du BHP1, qui est lui-même moins élevé que celui du BHPM. Ces résultats sont qualitativement similaires à ceux observés pour le retrait libre endogène. La confrontation entre les déformations de fluage mesurées par la jauge et les déformations calculées par corrélation d'images montre une bonne concordance. Nous avons constaté un écart type de l'ordre de 5 % entre les modules d'Young statique et dynamique. Une comparaison importante entre les mesures de déformation au laboratoire et sur chantier montre la différence entre les méthodes utilisées et les conditions de mesure.

## Sommaire

---

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>65</b>
<b>2</b>	<b>Caractéristiques mécaniques</b>	<b>65</b>
2.1	Essais de compression uniaxiale	65
2.2	Essais de traction uniaxiale	66
2.3	Mesure du module d'Young	66
<b>3</b>	<b>Méthodes de mesures des déformations du béton</b>	<b>70</b>
3.1	Mesure des déformations par jauges de déformation	71
3.2	Mesure des déformations par capteurs à corde vibrante	72
3.3	Mesure des champs de déplacement par la technique de corrélation d'images ( <i>CORRELI<sup>LMT</sup></i> )	73
<b>4</b>	<b>Mesure du retrait</b>	<b>76</b>
4.1	Retrait libre	76
4.2	Retrait empêché	78
4.3	Nouvel anneau passif du retrait du béton	79
<b>5</b>	<b>Mesure la perméabilité avec l'essai à l'anneau</b>	<b>84</b>
<b>6</b>	<b>Mesure du fluage</b>	<b>86</b>
6.1	Présentation de l'essai de fluage en compression développé	87
6.2	Montage d'un nouvel essai du fluage avec ( <i>CORRELI<sup>LMT</sup></i> )	89
<b>7</b>	<b>Essais de calorimétrie semi-adiabatique</b>	<b>91</b>
7.1	Capacité thermique du béton	93
7.2	Définition de l'âge équivalent	94
7.3	Protocole et déroulement de l'essai de calorimétrie semi-adiabatique	95
<b>8</b>	<b>Essais sur structure réelle. Application à une pièce massive en béton</b>	<b>97</b>
8.1	Instrumentation utilisée et calcul des déformations locales	97
8.2	Réalisation de l'essai	99
<b>9</b>	<b>Conclusion</b>	<b>101</b>

---

# 1 Introduction

Ce chapitre est consacré aux résultats expérimentaux obtenus au laboratoire et sur chantier. Nous commençons par présenter les matériaux utilisés, et leurs propriétés mécaniques, ensuite nous présentons les résultats de mesure du retrait endogène libre et empêché. Les mesures de la température nous permettent d'estimer la chaleur d'hydratation et le degré d'hydratation par l'identification de l'affinité chimique. Les résultats d'essais de fluage en compression sous différents niveaux de chargement, ainsi que l'essai de fluage avec corrélation d'images, sont également détaillés et commentés. Nous terminons le chapitre par une comparaison entre les résultats obtenus au laboratoire et sur pour le béton B5 étudié.

## 2 Matériaux d'étude

Quatre formulations de béton ont été étudiées dans le cadre de ce travail. La première formulation correspond à un béton à haute résistance (BHPM Millau) avec du ciment CEM I 52.5 PM ES, la deuxième formulation est associée à un BHP1 modifié par rapport à celui de Millau, dont la formulation est testée dans le but de développer une formulation de béton autoplaçant BAP à partir du BHP Millau [Yammine, 2007]. La troisième formulation est celle d'un béton auto-plaçant fibré (B5) avec du ciment CEM V. La quatrième formulation consiste en un béton auto-plaçant fibré (B2) avec du ciment CEM I. Les formulations B5 et BHPM ont essentiellement été étudiées au jeune âge (retrait et fluage propre), avec une étude complète du comportement mécanique (essai à l'anneau, résistance mécanique) réalisée en laboratoire. Pour les formulations (B2, B5) les résultats expérimentaux proviennent d'essais réalisés sur des structures réelles en chantier. En outre, pour le béton B5, des essais additionnels à l'anneau, des mesures ultrasonores pour la détermination du module d'Young, ainsi que des essais de retrait libre et de fluage, ont également été réalisés. Pour le BHP1 modifié, seul l'essai à l'anneau a été réalisé. Les tableaux 4.1 et 4.2 résument ainsi les essais réalisés pour les différents bétons étudiés.

Béton	Essais au laboratoire	Essais sur chantier
BHPM	x	non
BHP	x	non
B5	x	x
B2	non	x

TABLE 4.1: Planning des essais

Béton	Essais de calorimétrie	Essais de fluage	Essais de retrait	
			libre	à l'anneau
BHPM	x	x	x	x
BHP1	x	-	x	x
B5	x	x	x	x
B2	x	-	x	x

TABLE 4.2: Planning des essais

## 2.1 Composition du BHP

Le tableau 2.1 donne la composition du BHP1 et du BHPM Millau. Le ciment utilisé dans ce béton est le ciment CEM I 52,5 PM ES, dont la composition chimique est donnée dans l'annexe A. [Yasmine, 2007] a tenté de changer le rapport (granulat/sable) G/S en essayant d'améliorer l'ouvrabilité du béton, elle a trouvé qu'avec un rapport G/S tend vers 1 et une teneur de superplastifiant de 1,7 % le béton acquiert une meilleure stabilité et une meilleure fluidité. Dans notre étude, les formulations du BHP de Millau, noté (BHPM), font intervenir un rapport G/S qui tend vers 1 et une teneur de 1,4% en superplastifiant (Chrysofluid OPTIMA 175) par rapport à la masse du ciment.

Constituants	Masse volumique	Béton BHPM Millau	Béton BHP1
		$Kg/m^3$	$Kg/m^3$
CEM I	3150	420	538,4
Sable 0/2R	2640	312	302
Sable 0/4 R	2680	468	452
Gravillon 4/6C	2697	362	280
Gravillon 4/16C	2697	711	549
Eau efficace	1000	140,9	230
Optima 175	1055	5,88	9,5
E/C	-	0,33	0,41

FIGURE 4.1: Formulation des bétons BHPM Millau et BHP1

## 2.2 Composition du BAPF

Le tableau 2.2 présente les compositions des bétons B2 et B5. Le béton B5 étudié est un béton auto-plaçant fibré (BAPF) à hautes performances, ce béton est utilisé dans la fabrication de pièces massives en béton pour des utilisations spéciales (colis de stockage de déchets, centrale nucléaire) ou dans des structures massives (ponts, barrages).

Béton B2		Béton B5	
Constituants	$Kg/m^3$	Constituants	$Kg/m^3$
Ciment CEM I 52.5 PM ES	405	Ciment CEM V / A (S-V) 42.5 N CE PM ES CP1	454
Fumée de silice	35	Fumée de silice	45
Cendres volantes	105	-	-
Sable SL 1004 (0/4 mm 10% fines)	910	Sable calcaire 0/4 mm	984
Gravillon 4/16C	650	Gravillon calcaire 5/12 mm	672
Eau	204	Eau	173
Superplastifiant Glénium 27	4,87	Superplastifiant SIKA	5,2
Fibres polypropylène	0,9	-	-
Fibres inoxydables	55 2,2 %	Fibres inoxydables (L30mm, 0,6mm)	85 3,5%

FIGURE 4.2: Formulation des béton BAPF

### 3 Caractéristiques chimiques du ciment utilisé

Les compositions chimiques du ciment Portland CEM I 52,5 PM ES que nous avons utilisé dans le (BHPM, BHP1), et du ciment CIM V utilisé dans le BAPF, sont données dans le Tableau (6.1).

		<i>CEM I<sup>a</sup></i>	<i>CIM V<sup>b</sup></i>	<i>CEM I<sup>c</sup></i>
Oxyde de silice	$SiO_2$	22,84	28,88	20,54
Oxyde d'aluminium	$Al_2O_3$	2,7	11,06	3,59
Oxyde de fer	$Fe_2O_3$	1,84	3,48	4,13
Oxyde de calcium	$CaO$	67,41	46,07	65,38
Oxyde de magnésium	$MgO$	0,81	2,71	0,86
Sulfates	$SO_3$	2,23	2,81	2,67
Oxyde de sodium	$Na_2O$	0,14	0,19	0,18
Oxyde de potassium	$K_2O$	0,23	1,14	0,29
Perte au feu	P.F.	1,72	2,25	1,24
Résidu insoluble	R.I.	0,3	0,13	0,84

**TABLE 4.3:** Compositions des ciments utilisés : a- Ciment Portland CEM I 52,5 PM ES CP2 NF (Lafarge, Le Teil), b- CEM V/A 42,2 N CE PM ES CP1 NF (Calcia, Arivault), c- Ciment CEM I 52,5 N CE PM ES CP2 NF (Lafarge, Le Havre)

## 4 Résultats d'hydratation

### 4.1 Température et chaleur d'hydratation

Nous présentons sur les Figures (4.3) et (4.4) les courbes de température et de chaleur d'hydratation obtenues par l'essai de calorimétrie semi-adiabatique (QAB) en laboratoire. Nous avons utilisé des éprouvettes de diamètre 7 cm et de hauteur 14 cm pour les trois bétons utilisés. Nous constatons que la chaleur d'hydratation est quasiment stabilisée au bout de 7 jours, ceci indique que la réaction ne produit pas de dégagement de chaleur supplémentaire.

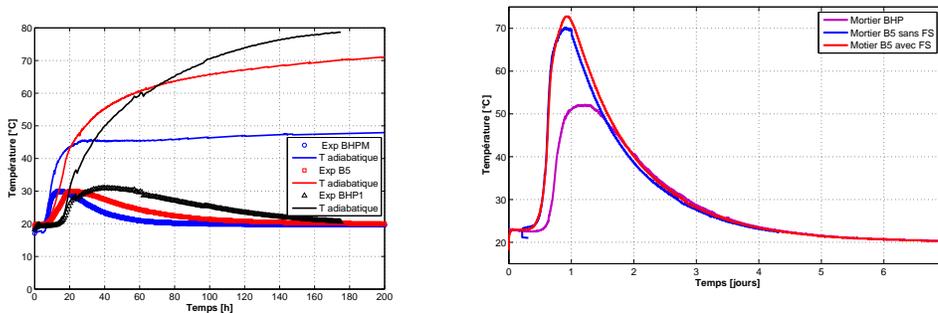


FIGURE 4.3: Evolution de la température en fonction du temps mesurée à l'intérieur du calorimètre pour les bétons étudiés

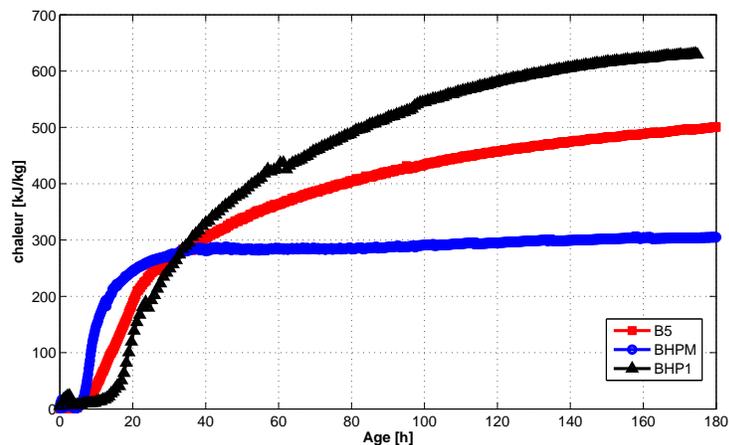


FIGURE 4.4: Evolution de la chaleur d'hydratation en fonction de l'âge pour les bétons étudiés

L'hydratation du ciment est très affectée par la température, lorsque la température est plus élevée l'hydratation se produit plus rapidement. La quantité de chaleur dégagée pendant l'hydratation dépend de la quantité et du type de ciment dans le béton. La chaleur dégagée par le BHP1 est plus importante que les chaleurs dégagées par les bétons B5 et

BHPM, ceci s'explique par le fait que la proportion de ciment contenue dans le BHP1 est plus importante (cf. tableau 2.1).

## 4.2 Affinité chimique et degré d'hydratation

A partir des courbes de chaleur d'hydratation obtenues en mesurant la température à l'intérieur du calorimètre (bouteille de Langavant), on arrive à identifier l'affinité chimique. L'affinité chimique est exprimée en fonction du degré d'hydratation et de la température par une loi d'Arrhenius [Ulm *et al.*, 1999] :

$$\dot{\xi} = \frac{d\xi}{dt} = \tilde{A}(\xi) \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \quad (4.1)$$

Nous avons comparé deux modèles de type polynomial (Eqs. 4.2 et 4.3) et un modèle de type exponentiel (Eq. 4.4) proposés par [Lackner *et al.*, 2005], qui expriment l'affinité chimique en fonction du degré d'hydratation (Eq. 4.4). La comparaison est illustrée sur la Figure (4.5).

$$\tilde{A}(\xi) = (a + b\xi + c\xi^2 + d\xi^3 + e\xi^4)^2 \quad (4.2)$$

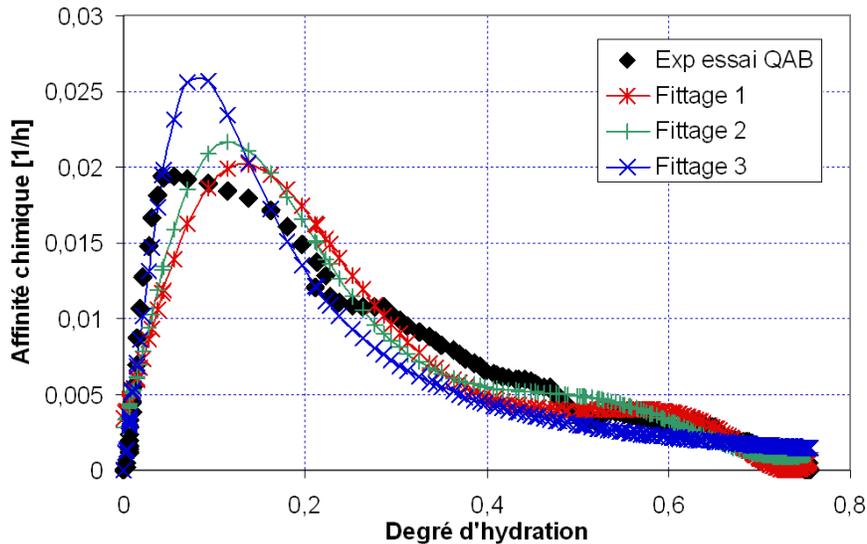


FIGURE 4.5: Comparaison entre l'affinité chimique obtenue par le QAB du béton BHP1 et différents modèles, Modèle 1 (Eq. 4.2), Modèle 2 (Eq. 4.3), Modèle 3 (Eq. 4.4)

$$\tilde{A}(\xi) = (a + b\xi + c\xi^2 + d\xi^3 + e\xi^4 + f\xi^5 + g\xi^6)^2 \quad (4.3)$$

$$\tilde{A}(\xi) = a \frac{1 - \exp(-b\xi)}{1 + c\xi^d} \quad (4.4)$$

Paramètres	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
a	0,06	0,06	-37,85
b	1,5	1,76	-0,013
c	-8,52	-11,81	557,48
d	16,20	28,44	2,76
e	-10,25	-24,69	-
f	-	-2,43	-
g	-	9,49	-
$R^2$	0,00078	0,00047	0,00053

TABLE 4.4: Paramètres des modèles pour le BHP1

• a, b, c, d, e, f et g sont les quatre paramètres à identifier. La méthode des moindres carrés a été utilisée pour déterminer les valeurs des six paramètres, ils sont classés dans le Tableau (4.4).

Nous remarquons une bonne concordance entre le modèle 2 ( $\tilde{A}(\xi) = (a + b\xi + c\xi^2 + d\xi^3 + e\xi^4 + f\xi^5 + g\xi^6)^2$ ) et les points expérimentaux obtenus par QAB. Ce modèle sera utilisé par la suite pour déterminer l'affinité chimique normalisée et ensuite déterminer le degré d'hydratation par intégration de l'équation précédente.

La Figure (4.6) présente les résultats d'affinité chimique pour les bétons étudiés.

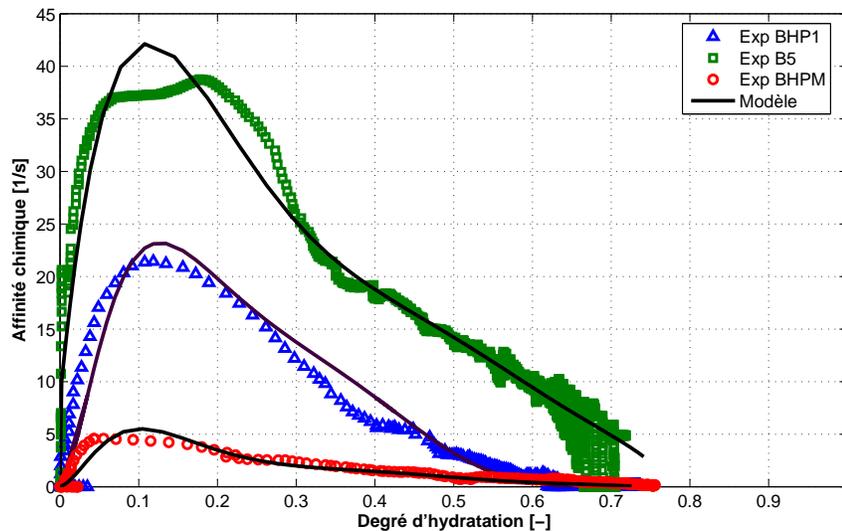
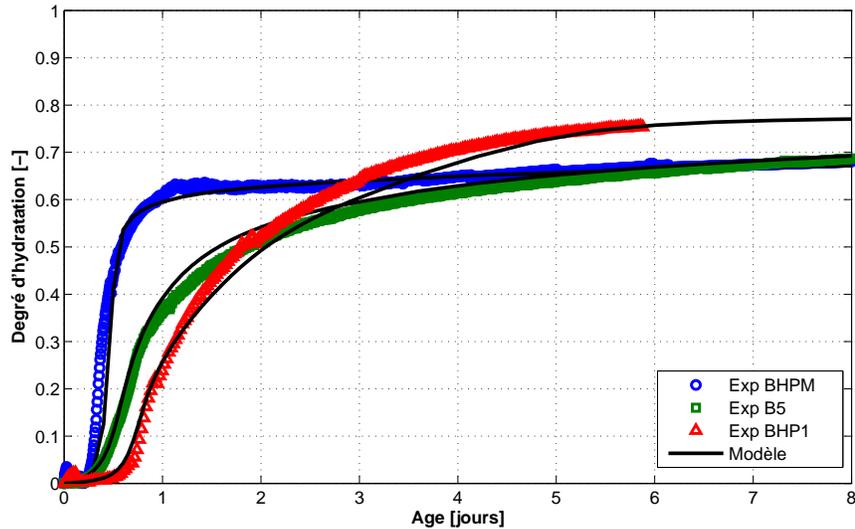


FIGURE 4.6: Bétons B5, BHPM et BHP1. Comparaison entre l'affinité chimique obtenue par l'essai semi-adiabatique, et le modèle retenu

La Figure (4.7) présente les résultats de degré d'hydratation mesuré et identifié par le modèle proposé d'affinité chimique pour les bétons étudiés. L'affinité chimique déterminée

expérimentalement est identifiée par une relation de forme polynomiale. On constate une excellente concordance entre le modèle et les résultats expérimentaux pour les bétons BHPM et BHP1 (qui contiennent du CEM I). Par contre, pour le béton B5, l'essai est caractérisé par la présence de deux pics, qui est liée aux deux réactions (ciment et fumée de silice), la concordance est moins bonne.



**FIGURE 4.7:** Bétons B5, BHPM et BHP1. Comparaison entre le degré d'hydratation obtenus par l'essai semi-adiabatique, et le modèle retenu

Nous avons utilisé le Modèle 2 (Eq. 4.3) pour représenter l'évolution de l'affinité chimique obtenue par l'essai QAB, ensuite nous avons calculé le degré d'hydratation à partir des courbes de l'affinité. La comparaison entre le degré d'hydratation calculé par l'intégration de la courbe de l'affinité avec celui obtenu par l'essai QAB montre une bonne corrélation entre les deux courbes. L'équation du modèle 2 est intégrée dans dans notre modèle ce qui nous permet de calculer numériquement le degré d'hydratation pour chaque béton étudié à partir de son affinité chimique.

## 5 Caractéristiques mécaniques

### 5.1 Résistances mécaniques en compression et à la flexion

La résistance à la compression a été déterminée sur des éprouvettes cylindriques rectifiées  $16 \times 32$ . Pour chaque âge (1, 7, 14, 28 jours), trois échantillons ont été testés.

La résistance en traction a été mesurée par l'essai de traction par flexion 4 points. Les Figures (4.8, ??) regroupent les principaux résultats concernant les propriétés mécaniques des matériaux testés. Les éprouvettes utilisés pour ces essais sont conservées dans les mêmes conditions que les éprouvettes des autres essais (retrait libre, essai à l'anneau).

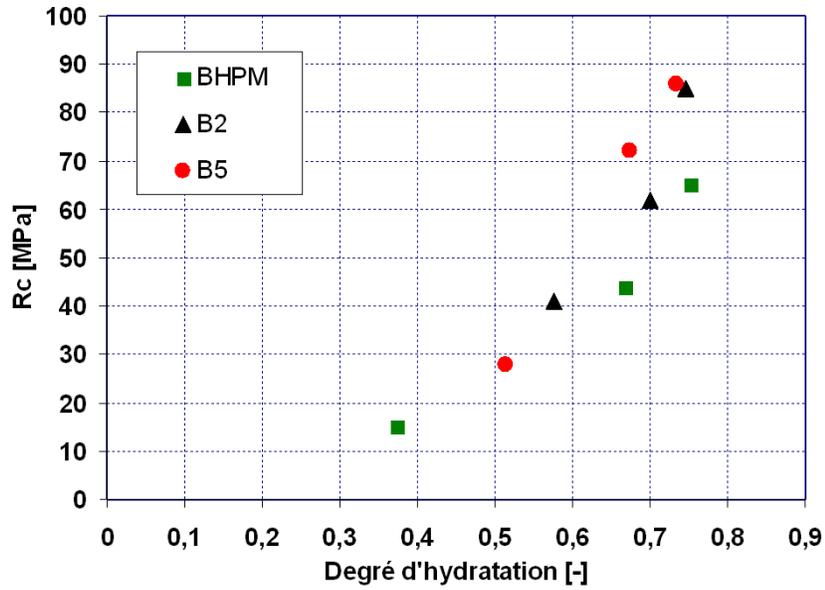


FIGURE 4.8: Résistances en compression du béton en fonction du degré d'hydratation

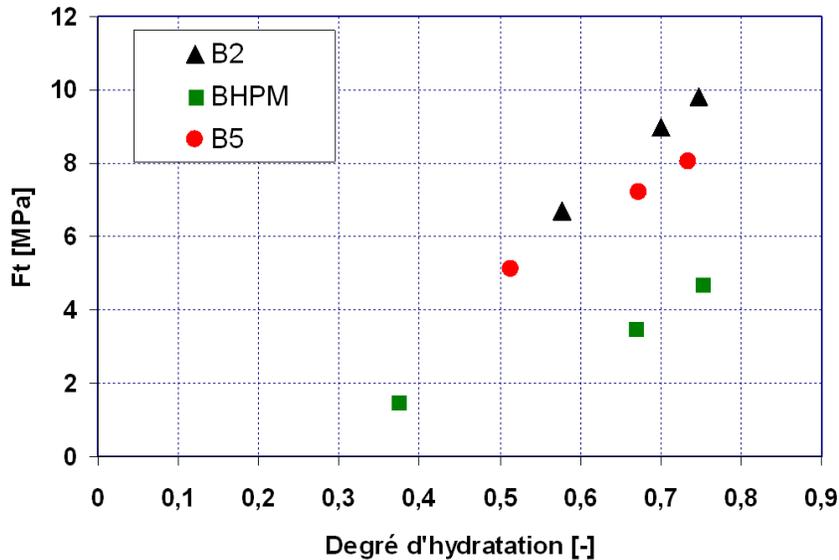


FIGURE 4.9: Résistances à la traction du béton en fonction du degré d'hydratation

Les résistances en compression et à la traction sont exprimées en fonction du degré d'hydratation par les relations suivantes :

$$R_c(\xi) = R_c(\xi_\infty) \left( \frac{\xi - \xi_0}{\xi_\infty - \xi_0} \right)^{\beta_1} \quad (4.5)$$

$$F_t(\xi) = F_t(\xi_\infty) \left( \frac{\xi - \xi_0}{\xi_\infty - \xi_0} \right)^{\beta_2} \quad (4.6)$$

Avec :

$F_t(\xi_\infty)$  la résistance en traction finale pour une hydratation complète ( $\xi = \xi_\infty$ ) [GPa],

$\xi_0$  le seuil de percolation mécanique,

$\xi_\infty$  le degré d'hydratation final.

$\beta_2$  est un paramètre dépendant principalement du type de ciment.

[De Schutter et Taerwe, 1997] a trouvé pour un ciment CEM I 52,5 que ( $\beta_2 = 0,46$ ) conduit à un bon ajustement entre les relations précédentes et les données expérimentales.

La Figure (4.8) présente l'évolution des résistances obtenues pour les formulations de béton étudiées en fonction du degré d'hydratation. Les bétons (B5, B2) ont une résistance à la flexion plus importante que le BHPM, ceci est le résultat direct de l'ajout des fibres métalliques (pour le béton B5) et de fibres métalliques et polypropylène (pour le béton B2).

## 5.2 Module d'Young

Il existe plusieurs modèles décrivant le module d'Young du béton. Il est ainsi défini de façon réglementaire en fonction de la résistance en compression à 28 jours (notée  $f_{cm}$ ) dans l'Eurocode2 [Eurocode2, 1992] :

$$E = 9500(f_{cm})^{1/3} \text{MPa} \quad (4.7)$$

Le règlement [ACI, 1992b] permet de calculer le module d'élasticité à partir de la relation suivante :

$$E = 4733(f_{cm})^{0,5} \text{MPa} \quad (4.8)$$

D'autres auteurs préfèrent relier l'évolution du module d'Young au temps de façon explicite [Boe Hauggaard *et al.*, 1999] :

$$E(t) = a \cdot \exp\left(\frac{b}{t}\right)^c \text{MPa} \quad (4.9)$$

avec : a, b, c des paramètres qui dépendent du matériau,

t : le temps équivalent à (20 °C).

L'inconvénient des relations explicites en fonction du temps est qu'elles ne respectent pas le principe d'invariance vis-à-vis d'un changement de référentiel [Truesdell, 1991]. Aussi, pour contourner ce problème, et puisque notre modèle de fluage est basé sur le degré d'hydratation  $\xi$  (cf. chapitre 5), nous allons utiliser une relation qui relie l'évolution du module d'Young au degré d'hydratation. La relation employée consiste en une loi puissance proposée par [De Schutter, 1999] :

$$E(\xi) = E(\xi_\infty) \left( \frac{\xi - \xi_0}{\xi_\infty - \xi_0} \right)^\beta \quad (4.10)$$

Avec :

$\xi$  : le degré d'hydratation,

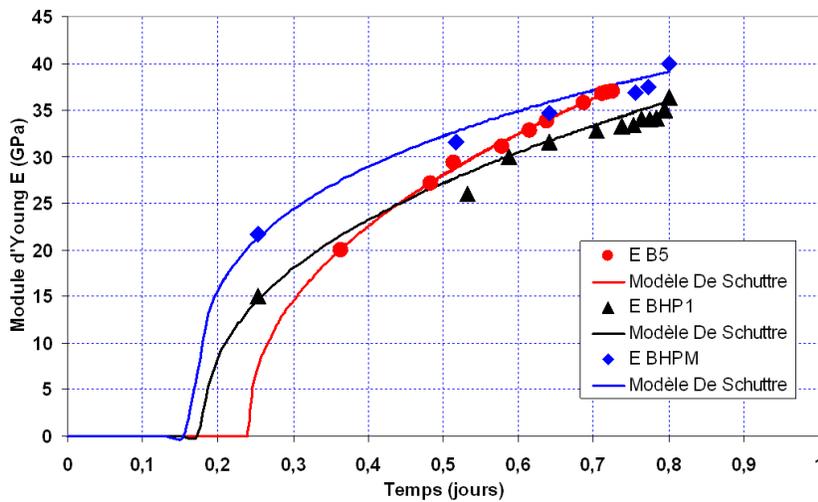
$\xi_\infty$  : le degré d'hydratation à la fin de l'essai,

$\xi_0$  : le seuil de percolation mécanique. [De Schutter, 1999] utilise la valeur  $\xi_0 = 0.25$ , tandis que la valeur de  $\xi_0$  est identifiée expérimentalement (cf. chapitre 6). La valeur  $\xi_0 = 0.2$  est une valeur moyenne pour les trois formulations utilisées, tableau (4.5).

$\beta$  : paramètre du calage dépendant du matériau.

La valeur de degré seuil de percolation  $\xi_0 = 0,2$  signifie que le matériau ne présente pas de rigidité significative en-dessous de cette valeur, c'est-à-dire que son module d'Young est négligeable.

Les paramètres de la loi (4.10) sont classés dans le Tableau (4.5). Il convient de souligner que les valeurs du coefficient  $\beta$  ont été identifiées par une procédure aux moindres carrés à partir de l'évolution du module d'Young en fonction du degré d'hydratation.

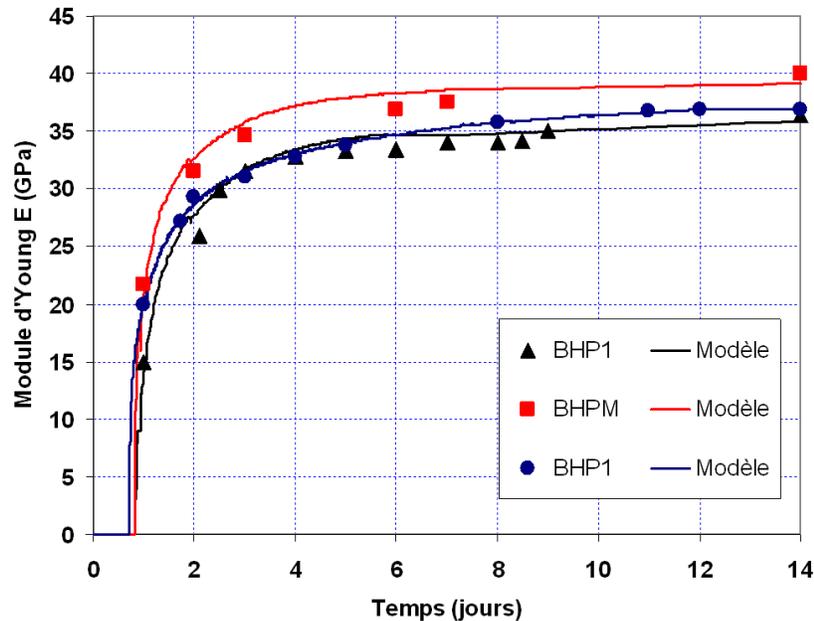


**FIGURE 4.10:** Evolution expérimentale du module d'élasticité en fonction du degré d'hydratation, et confrontation au modèle de De Schutter

Type de béton	$\xi_0$	$\xi_\infty$	$E_\infty(\text{GPa})$ Eq. (4.10)	$\beta$
B5	0,24	0,715	36,02	0,45
BHPM	0,17	0,67	40,0	0,3
BHP1	0,18	0,756	36,36	0,42

**TABLE 4.5:** Identification des paramètres du modèle de De Schutter pour les différents bétons étudiés

La Figure (4.11) illustre la confrontation entre les mesures expérimentales du module d'Young en fonction de l'âge, et l'évolution théorique du module d'Young calculée avec le modèle de De Schutter. Les paramètres du modèle de De Schutter ayant été ajustés d'après



**FIGURE 4.11:** Courbes typiques d'évolution du module d'Young mesuré en fonction de l'âge (jours), et comparaison avec le module d'Young calculé par le modèle de De Schutter

les données expérimentales, l'excellente concordance entre l'expérience et le modèle valide la procédure d'identification et traduit la capacité de l'équation (4.10) à reproduire les évolutions observées lors des essais sur les différents bétons étudiés.

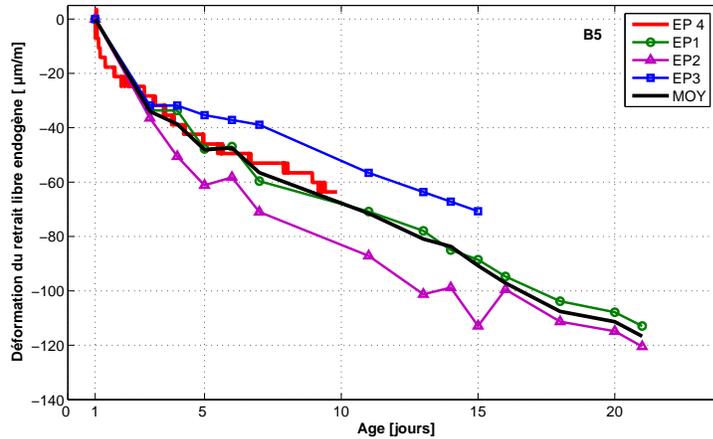
## 6 Résultats expérimentaux de retrait

### 6.1 Retrait libre endogène

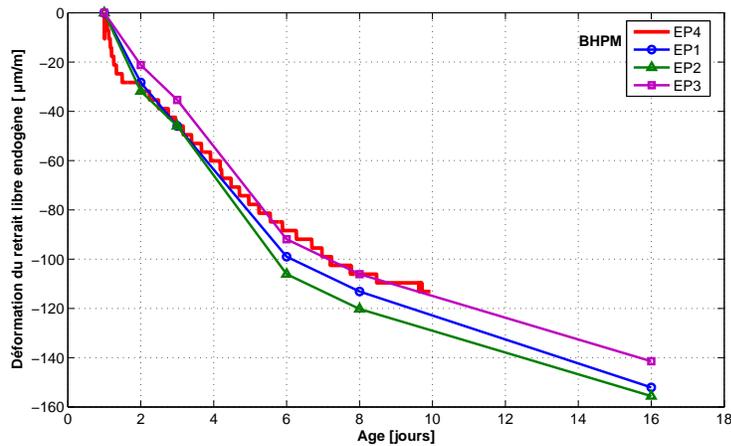
Les mesures de retrait présentées dans ce paragraphe ont été réalisées à compter de 1 jour après mise en oeuvre du béton. Des prismes ( $7 \times 7 \times 28$  cm) scellés ont été utilisés pour les mesures de retrait endogène, comme l'illustre la Figure (3.10) du chapitre 3. Après le démoulage, toutes les éprouvettes sont scellées par une double couche de papier aluminium autocollant, afin d'empêcher tout échange hydrique avec l'extérieur.

La Figure (4.12) montre la mesure du retrait endogène réalisée sur 4 éprouvettes de béton B5. La courbe rouge représente les mesures effectuées par le comparateur numérique (Figure (3.10), section 4.1.1 du chapitre 3), l'avantage de ce comparateur est que les mesures sont réalisées en continu, et les trois autres courbes sont des mesures manuelles par un comparateur analytique. Les résultats présentés montrent une bonne répétitivité de l'essai.

De manière identique, la Figure (4.13) montre les mesures du retrait endogène effectuées sur 4 éprouvettes de béton BHPM. Contrairement du cas du B5, on constate une



**FIGURE 4.12:** Evolutions du retrait libre endogène en fonction du temps pour le béton B5



**FIGURE 4.13:** Evolutions du retrait libre endogène en fonction du temps pour le béton BHPM

petite différence entre les mesure automatisées du comparateur numérique et les mesures manuelles, cette écart est corrigé par la suite en prenant une valeur moyenne. Dans le cas du BHP1, seule la mesure par le comparateur numérique a été effectuée.

Dans le cas du BHP1, deux essais ont été réalisés, Figure (4.13), mais nous n'avons pu exploiter qu'un seul résultat d'essai. L'ensemble des résultats obtenus par le comparateur numérique sont représentés sur la Figure (4.15).

Le béton BAPF présente un retrait libre endogène faible par rapport au BHP. Ceci s'explique en premier lieu par le fait que le retrait endogène est la conséquence de la contraction Le Chatelier décrite au chapitre 1, et due au fait que le volume des hydrates formés est d'environ 20 % plus faible que le volume du ciment anhydre et de l'eau de

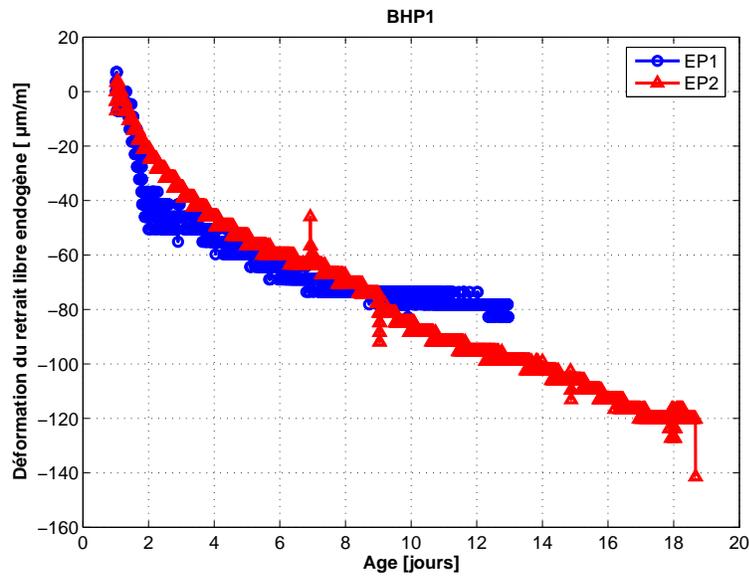


FIGURE 4.14: Evolution du retrait libre endogène mesuré en fonction du temps pour le béton BHP1

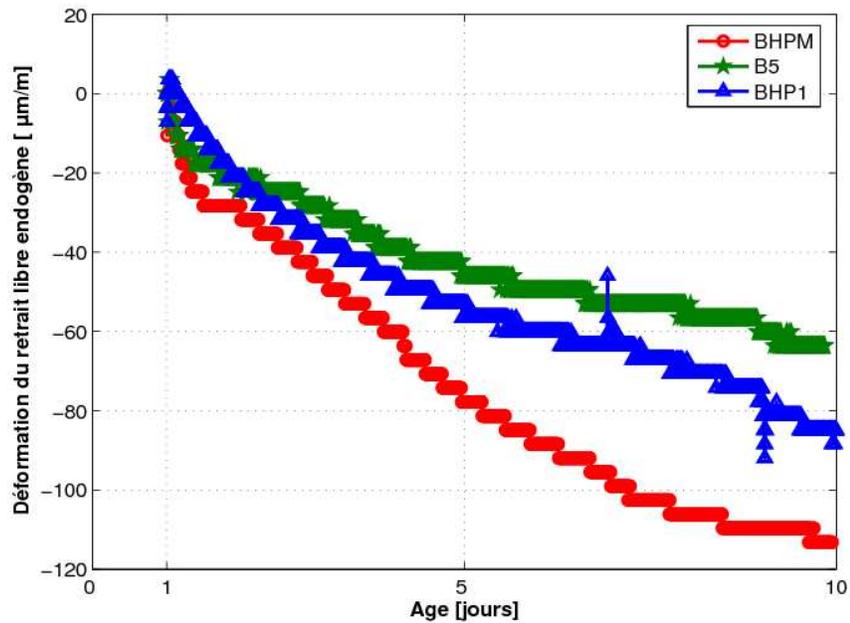


FIGURE 4.15: Evolution du retrait libre endogène en fonction du temps pour les bétons B5, BHPM et BHP1 étudiés

départ. Cette contraction d'origine chimique se prolonge tout au long de l'hydratation des grains anhydres mais ralentit au fur et à mesure que la diffusion de l'eau devient plus dif-

ficile de par la densification croissante de la pâte due à la formation continue des C-S-H. L'eau libre capillaire est ainsi progressivement consommée, l'humidité interne diminue ce qui conduit à une tension interne de la pâte inversement proportionnelle au diamètre des capillaires. Cette tension va provoquer une variation de volume d'autant plus importante que le diamètre des pores est faible. Pour cette raison le retrait endogène sera plus marqué pour les BHP que pour les bétons courants dont les pores sont de diamètre plus grand [Pons et Torrenti, 2008]. En second lieu le rapport  $E/C$  du BHP qui s'élève à 0,33, est plus petit que celui du BAPF ( $E/C = 0,38$ ), ceci contribue également à justifier le retrait plus important du BHP par rapport à celui du BAPF. Enfin, le BAPF contient des fibres qui peuvent jouer un rôle dans la diminution du retrait. Ceci a été observé par [Kamen, 2007], qui a trouvé que la présence des fibres réduit le retrait endogène de presque 35 % comparativement à celui obtenu dans le cas de Bétons Fibrés Ultra Performants (BFUP) sans fibres. Ce résultat confirme les tendances observées par d'autres chercheurs sur les bétons contenant un dosage moindre de fibres [Loukili, 1996; Cheyrezy et Behloul, 2001]. [Kanellopoulos *et al.*, 2005] ont observé que la présence des fibres dans leur matériau permettait de réduire le retrait de 57 % après un mois de mesure comparativement à celui mesuré sur des échantillons sans fibres.

Le retrait endogène du BHP1 est supérieur à celui du BHPM pendant les deux premiers jours, ensuite il commence à se stabiliser tandis que le retrait du BHPM continue à augmenter au cours du temps.

Le BHPM présente une déformation de retrait libre très élevée comparée au BHP1 ou au béton B5, ceci est particulièrement notable pour la déformation endogène, et peut être relié à la formulation de ce béton avec un rapport  $E/C = 0.33$ .

Le BHP1 est issu d'une formulation modifiée de BHPM, cette modification change totalement la structure du béton, qui contient une quantité de ciment plus élevée que le BHPM, avec un rapport  $E/C = 0,41$  plus élevé par rapport au BHPM, ceci peut justifier son retrait endogène moins important.

En effet, lorsque le rapport Eau/Liant est faible, on observe habituellement que l'hydratation réduit très rapidement la teneur en eau libre dans les pores capillaires. L'autodesiccation a donc un effet plus prononcé et le retrait endogène est alors plus élevé [Pigeon *et al.*, 2000; Charron, 2003].

### 6.1.1 Corrélation entre le degré d'hydratation et le retrait endogène

En traçant l'évolution du retrait endogène en fonction du degré d'hydratation, on peut remarquer que le retrait évolue de façon non-linéaire en fonction du degré d'hydratation, Figure (4.16).

Le retrait endogène a été observé pendant 10 jours, pendant cette période on constate qu'au jeune âge (deux semaines) la relation entre le retrait endogène et le degré d'hydratation est non-linéaire, au delà de cette période le retrait endogène continue à se développer bien que l'hydratation soit presque arrêtée, mais avec un taux qui s'atténue de plus en plus. Ces résultats sont en désaccord avec ceux figurant dans [Kamen, 2007], qui a trouvé une relation linéaire entre le retrait endogène du BFUP et le degré d'hydratation jusqu'à 28

jours.

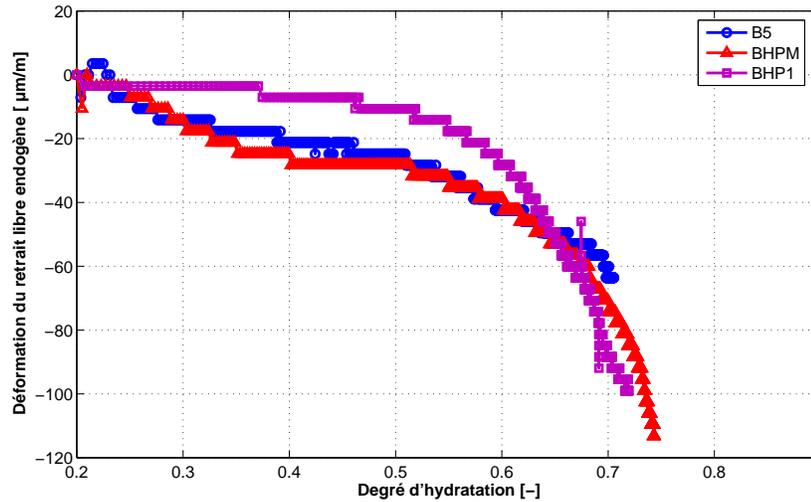


FIGURE 4.16: Evolution du retrait libre endogène en fonction du degré d'hydratation pour les bétons B5, BHPM et BHP1 étudiés

## 6.2 Perte en masse

Bien que notre étude soit consacrée au cas endogène, nous avons effectué quelques essais dans le cas d'éprouvettes soumises à la dessiccation. Pour la mesure de la perte en masse, trois éprouvettes linéiques  $7 \times 7 \times 28$  cm sont pesées à l'aide d'une balance de précision au centième de gramme. Les mesures sont réalisées en continu grâce à une acquisition automatisée. Pour chaque béton étudié, la perte en masse à un instant donné est obtenue par moyenne des résultats obtenus sur trois éprouvettes. Le calcul est effectué en pourcentage par rapport à la masse initiale de l'éprouvette :

$$\Delta m = 100 \times \frac{m_{ini} - m_t}{m_{ini}} \quad (4.11)$$

Avec :

- $\Delta m$  (%) : le pourcentage de perte en masse,
- $m_{ini}$  : la masse initiale de l'éprouvette avant dessiccation,
- $m_t$  : la masse mesurée à l'instant  $t$ . Les mesures de perte en masse ont été effectuées sur trois éprouvettes de chaque type de béton, Figure (4.17).

La Figure (4.18) représente les courbes moyennes de perte en masse pour les trois bétons B5, BHP1 et BHPM étudiés.

Nous remarquons que la perte en eau est très rapide au moment du décoffrage, qui correspond au premier contact avec le milieu extérieur. La courbe se stabilise ensuite très rapidement au cours du temps. Nous pouvons aussi remarquer que la perte en eau du

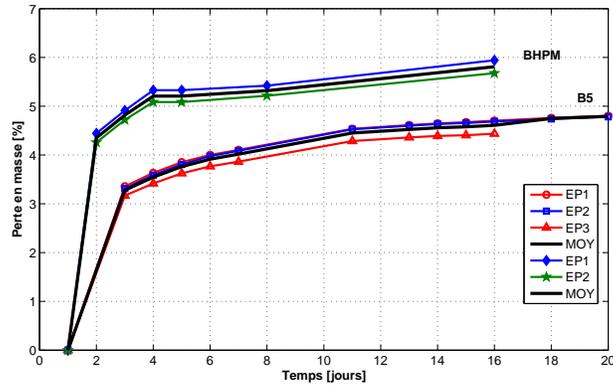


FIGURE 4.17: Evolution de la perte en masse avec l'âge pour les bétons B5 et BHPM

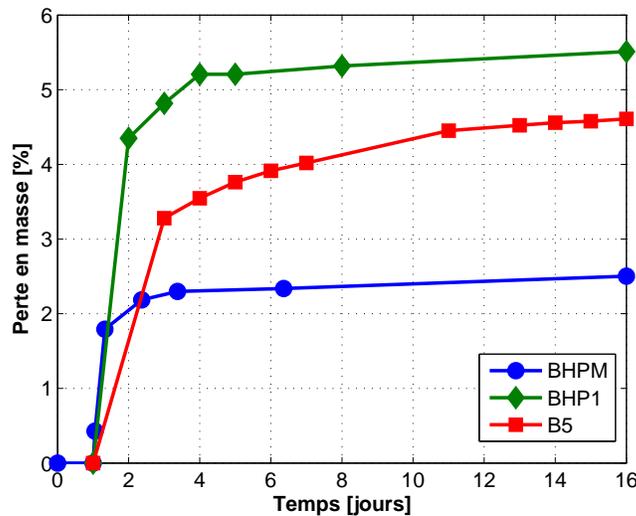


FIGURE 4.18: Evolution de la perte en masse moyenne avec l'âge pour les 3 bétons étudiés

BHPM est faible par rapport aux autres bétons, ceci vient du fait que le BHPM a une teneur en eau très faible (l'utilisation d'Optima 175 donne une diminution importante du rapport eau/ciment).

### 6.3 Retrait libre de séchage et perte en masse

Toutes les mesures de retrait libre de séchage ont été réalisées sur des éprouvettes prismatiques  $7 \times 7 \times 28$  cm. Les mesures sont effectuées sur trois éprouvettes comme dans l'étude du retrait endogène. Nous présentons sur la Figure (4.19) le retrait de séchage mesuré avec le BHPM, on peut constater l'excellente répétitivité de l'essai.

La Figure (4.20) illustre l'évolution moyenne du retrait libre de séchage en fonction

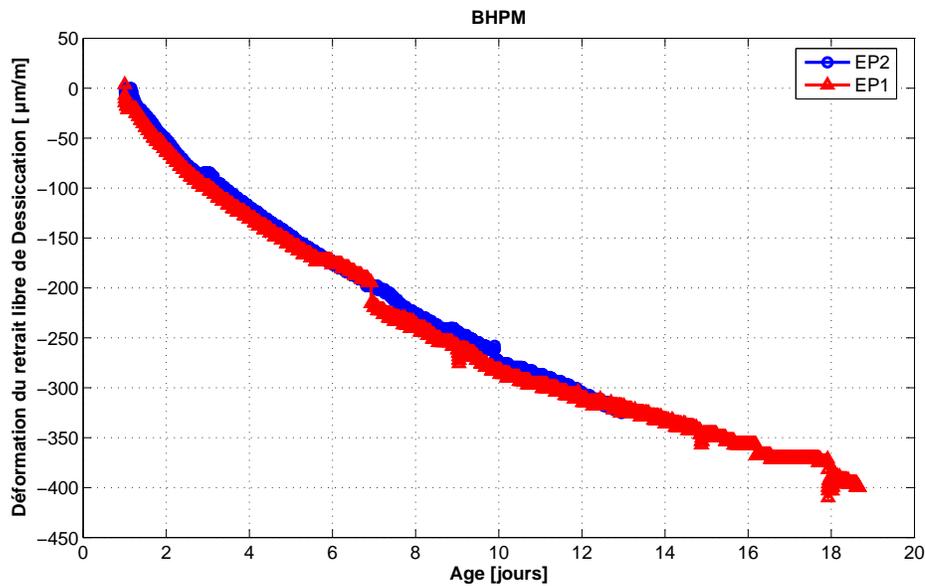


FIGURE 4.19: Evolution du retrait libre de séchage avec l’âge pour le béton BHPM

du temps pour les bétons B5, BHPM et BHP1.

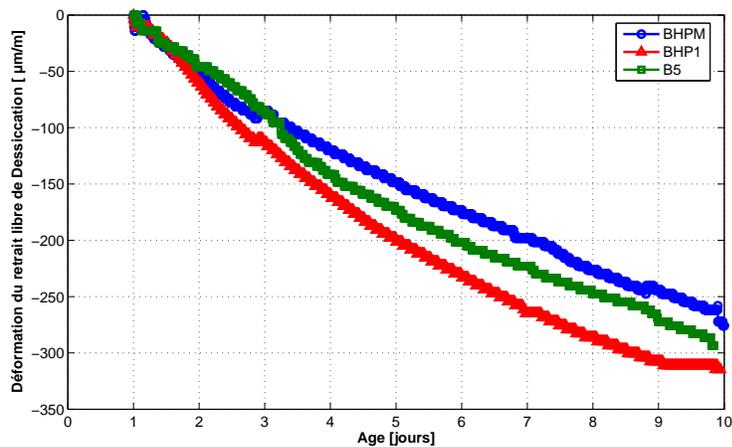
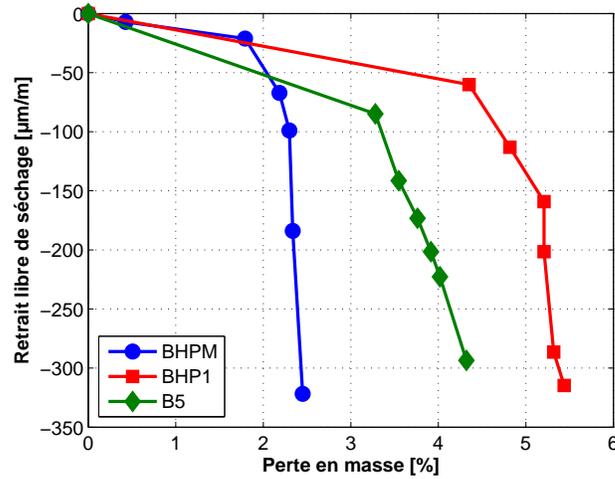


FIGURE 4.20: Evolution du retrait libre de séchage avec l’âge pour les 3 bétons étudiés

L’amplitude du retrait de séchage mesuré est de l’ordre de 2 à 3 fois plus grande que celle du retrait endogène.

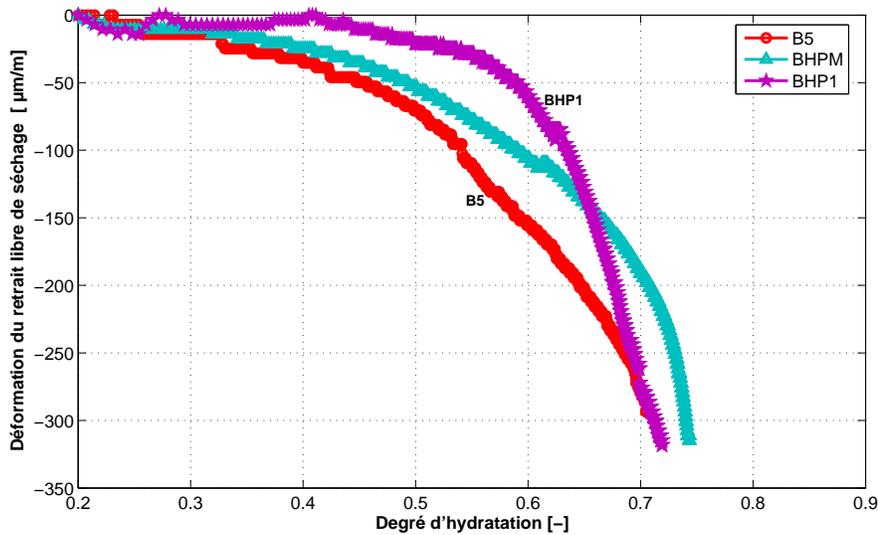
La Figure (4.21) représente l’évolution du retrait libre de séchage en fonction de la perte en masse pour les 3 bétons étudiés. En cas de séchage, l’épaisseur des éprouvettes suggère un important gradient de séchage. Nous pouvons remarquer que la courbe de l’évolution des déformations de retrait de séchage en fonction de la perte en masse a une

double pente, ceci peut s'expliquer par le fait que la quantité d'eau évaporée peut être accélérée par la micro-fissuration induite par le séchage [Ackers, 1992].



**FIGURE 4.21:** Evolution du retrait libre de séchage en fonction de la perte en masse des 3 bétons étudiés

Comme dans le cas du retrait endogène, nous allons tracer le retrait du séchage en fonction de degré d'hydratation. La figure (4.22) illustre le retrait de séchage en fonction du degré d'hydratation.



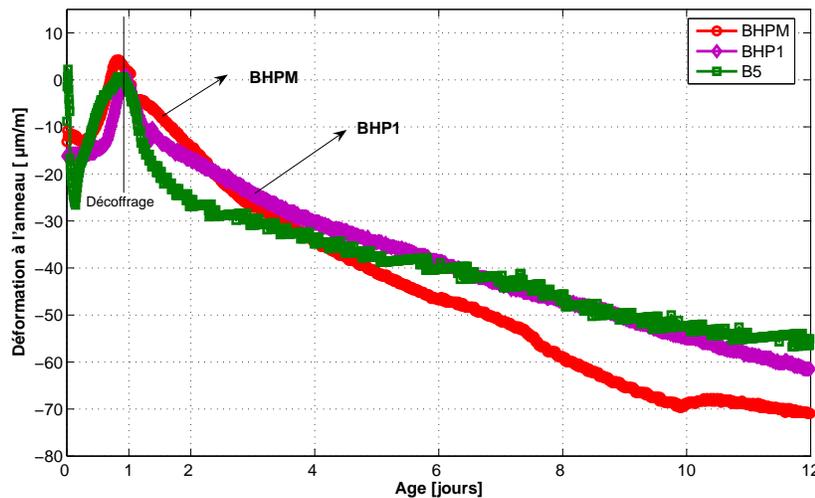
**FIGURE 4.22:** Evolution du retrait libre de séchage en fonction de degré d'hydratation 3 bétons étudiés

Ces courbes montrent une relation non-linéaire entre le retrait de séchage et le degré d'hydratation pour des conditions données ( $T = 20^\circ$ ,  $HR = 50\%$ ). Nous n'avons pas

trouvé de mécanismes physiques possibles qui pourraient permettre d'expliquer cette non-linéarité, mais dans un souci de complétude, nous avons choisi de montrer tout de même l'évolution complète de la déformation de retrait libre endogène en fonction du degré d'hydratation.

## 6.4 Retrait endogène empêché sur l'anneau

Les déformations de retrait endogène empêché mesurées lors de l'essai à l'anneau sont représentées sur la Figure (4.23) pour les bétons B5, BHPM, et BHP1.



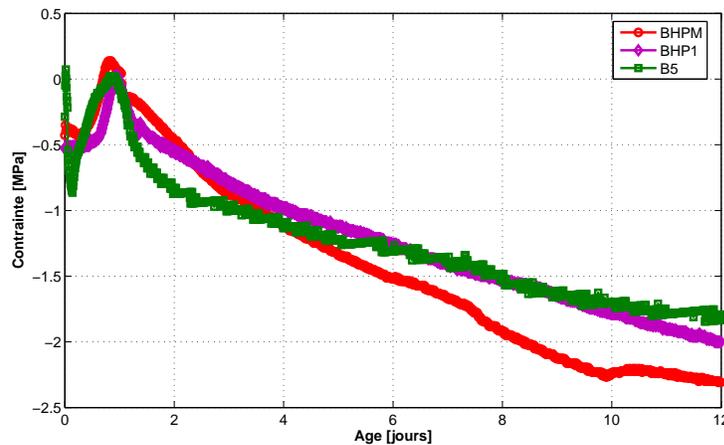
**FIGURE 4.23:** Essai à l'anneau. Evolution du retrait endogène avec l'âge pour les 3 bétons étudiés

Dans la réalisation de l'essai à l'anneau, le décoffrage est fixé à 24 h après le gâchage, et la mesure peut commencer dès le gâchage. Pour la comparaison avec les mesures de retrait libre endogène et de séchage réalisées sur les éprouvettes  $7 \times 7 \times 28$  cm, il convient toutefois de se placer après 24 h, car l'essai avec les éprouvettes prismatiques est débuté après démoulage.

Pour le béton B5 comme pour les bétons BHPM et BHP1, les déformations de retrait endogène mesurées à l'anneau sont plus faibles que les déformations de retrait libre endogène obtenues, ce qui est en accord avec le fait que les déformations sont restreintes par la présence de l'anneau. Comme pour l'essai de retrait libre endogène, c'est le BHPM qui se déforme le plus dans l'essai à l'anneau, tandis que les bétons B5 et BHP1 présentent des déformations de retrait empêché du même ordre de grandeur.

A partir des mesures de déformations, nous pouvons calculer les contraintes de retrait. Ces contraintes sont calculées selon l'équation  $\sigma(t) = -K.\varepsilon(t)$  présentée au chapitre 3 (équation 3.9 du paragraphe 4.3.2, chapitre 3), en tenant compte du fait que les déformations de l'anneau en laiton sont élastiques linéaires [Weiss, 1999; Hossein et

Weiss, 2004]. La rigidité  $K$  est calculée à partir de l'équation (3.10) du chapitre 3, en fonction des caractéristiques élastiques et géométriques de l'anneau en laiton.



**FIGURE 4.24:** Evolution des contraintes résiduelles (calculées) dans l'anneau en fonction de l'âge

La figure (4.24) représente la contrainte résiduelle calculée à partir des déformations de l'anneau. Ces résultats des retraits empêchés seront utilisés pour l'identification du fluage propre dans le chapitre 6.

## 7 Résultats expérimentaux de fluage du BHP en compression

Cette série d'essais a été élaborée dans le but d'évaluer le fluage propre en compression au jeune âge du BHP sous chargement constant durant toute la période d'essai. Nous rappelons que nous avons utilisé une nouvelle technique pour mesurer le fluage propre du béton, par l'intermédiaire de jauges noyées au cœur de l'éprouvette (cf. section 6.1).

### 7.1 Influence du niveau de chargement

Les résultats représentés sur la Figure (4.25) indiquent que le taux de fluage du BHP est important au très jeune âge, du fait qu'une grande part de celui-ci se produit dans les quelques heures qui suivent la mise en chargement. Comme attendu, l'amplitude du fluage augmente quand l'éprouvette est sollicitée à un niveau de chargement plus élevé. Pour la sollicitation  $\sigma = 1.36$  MPa (qui correspond à 9 % de la résistance en compression), l'évolution du fluage tend à se stabiliser rapidement à partir de 48 heures, ensuite le fluage continue à augmenter légèrement. Pour un niveau de sollicitation plus élevé (30% de la résistance, soit 4,5 MPa), de grandes déformations ont été observées, indiquant les caractéristiques d'un comportement encore largement linéaire, mais le fluage prend plus

de temps pour se stabiliser. Ceci est en accord avec les résultats existants. En effet, selon [De Schutter et Taerwe, 1997], le comportement viscoélastique en compression est non linéaire lorsque le niveau de sollicitation atteint (40 %).

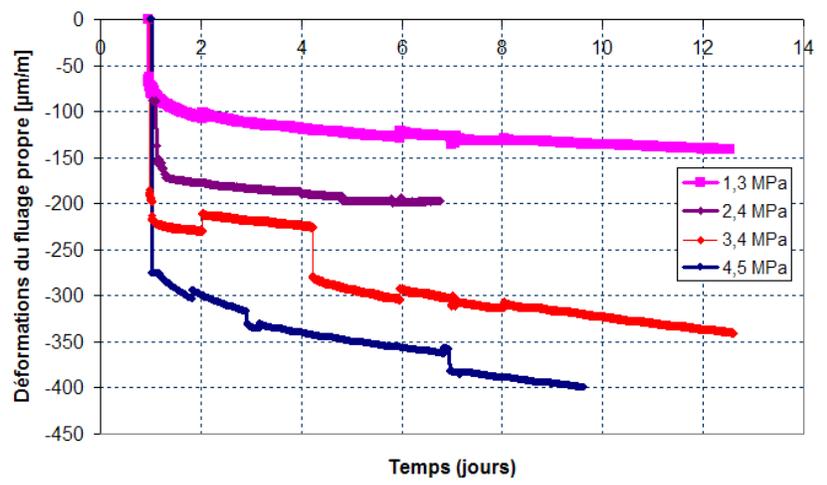


FIGURE 4.25: Fluage en compression à 1 jour pour différents niveaux de sollicitation (déformation totale, y compris déformation élastique)

La totalité des essais avec différents niveaux de chargement sont illustrés sur la Figure (4.25). Ceci indique que l'essai réalisé avec les jauges noyées constitue un moyen adapté et fiable pour les mesures de fluage en compression au jeune âge. Les résultats obtenus par ces essais permettent ensuite d'identifier les paramètres de notre modèle de fluage sous différents niveaux de chargement en compression.

On peut observer que les courbes de fluage spécifique sont presque identiques. La Figure (4.26) montre le fluage spécifique du BHPM.

Ce résultat est cohérent avec [Atrushi, 2003a], qui a étudié un béton à hautes performances (BHP) Norvégien appelé (BASE5) avec 5 % de fumée de silice. Le BHPM testé présente un fluage propre spécifique en compression inférieur à celui du BASE5 ( $E/C = 0.4$ ) pour un même âge de chargement (1 jour), bien qu'il contienne un rapport  $E/C$  faible. Ceci peut être attribué d'une part au volume de pâte contenu dans le BHPM (55 %), plus faible que celui contenu dans le BASE5 (62 %), ce qui peut induire une augmentation du potentiel de fluage à cet âge du fait que c'est la pâte qui flue, ou d'autre part aux différentes tailles des éprouvettes testées ( $15 \times 30 \text{ cm}$  pour le BASE5) et ( $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}$  pour le BHPM).

## 7.2 Visualisation des champs par *CORRELI*<sup>LMT</sup> et résultats de mesures

Deux essais de fluage avec analyse d'images ont été réalisés. Ces essais consistent en un essai en compression à 1 jour, et un essai de fluage en traction. Nous avons utilisé dans ces trois essais le béton BHPM décrit en section (2.1). Pour chaque essai, les images

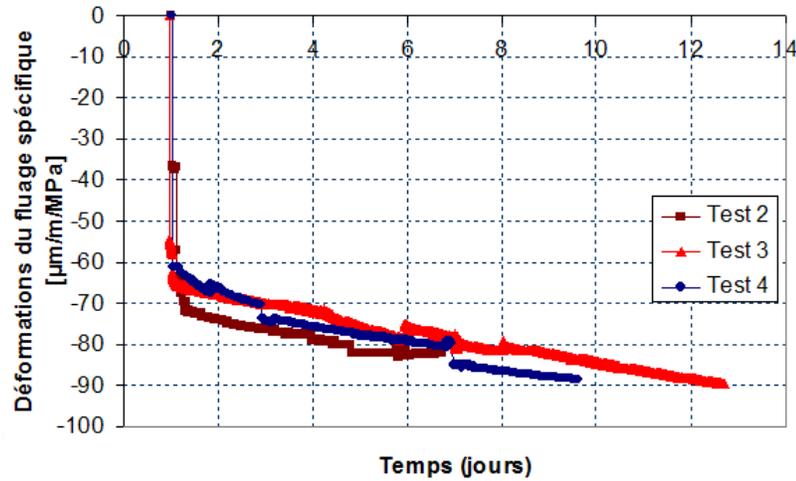


FIGURE 4.26: Evolution du fluage spécifique pour un chargement à partir d'un jour du béton BHPM

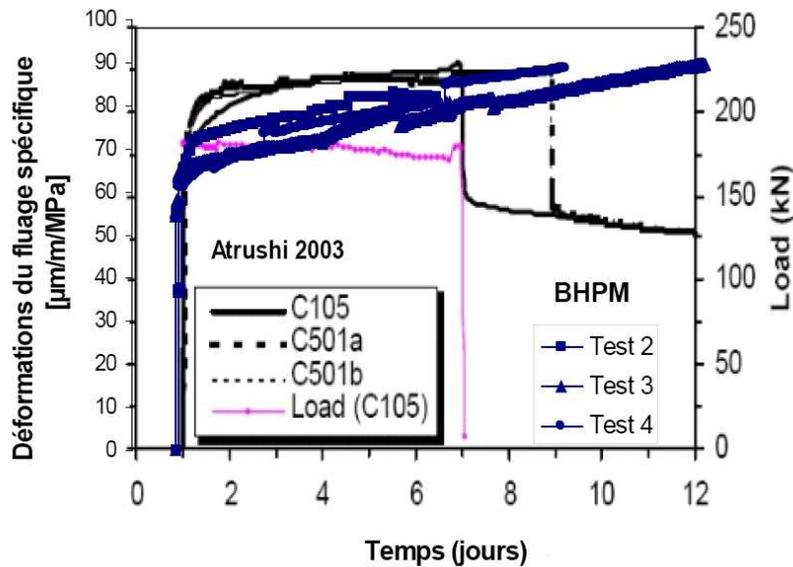


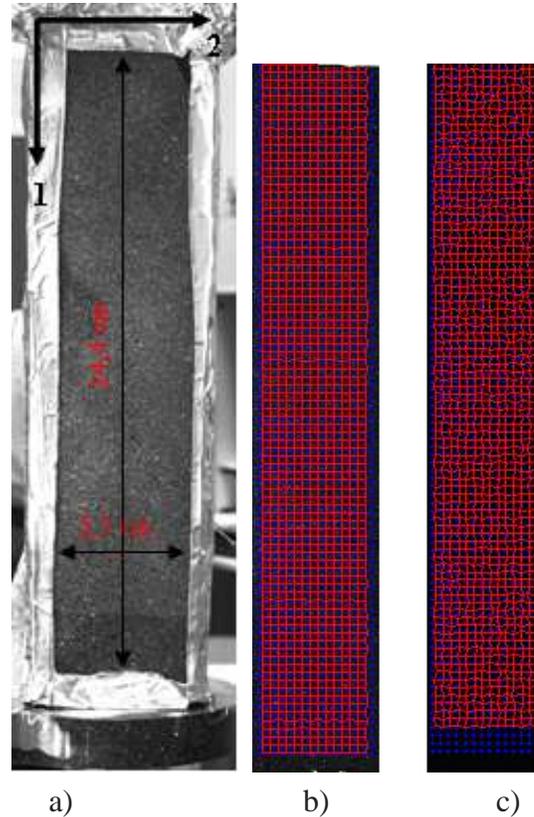
FIGURE 4.27: Evolution du fluage spécifique pour un chargement à partir d'un jour

sont prises toutes les 10 minutes. L'image au début de l'essai est prise comme image de référence dans l'intercorrélation d'images. Au cours du chargement, la surface se déforme et les différentes images correspondent à des états de déformation différents. Le principe de la mesure consiste à appairer des sous-images (ou zones d'étude ZE) de deux images prises à des instants différents, Figure (4.28) (cf. chapitre 3), section 6.2.

Les résultats d'analyse des champs de déplacement nous fournissent les informations

de déformations calculées par corrélation d'images.

Dans l'essai, les images sont prises de façon à observer toute la surface de l'éprouvette, mais l'analyse d'images est effectuée sur la zone d'étude ( $5,5 \times 24,4 \text{ cm}$ ,  $448 \times 3316 \text{ pixel}$ ), illustrée sur la Figure (4.28b). La Figure (4.29) représente l'évolution des champs de



**FIGURE 4.28:** a) éprouvette b) zone d'étude dans l'image de référence, c) zone d'étude dans l'image déformée.

déplacement selon la direction 1 à différents instants.

Au début de l'essai de fluage et après 60 min, on remarque sur la Figure (4.29a) que le déplacement atteint la valeur de 0,2 pixels. Le déplacement devient plus important à 2,5 jours. A partir des champs de déplacement CORRELI calculés les déformations moyennes. L'essai a été arrêté à 2,5 jours pour des raisons techniques, mais la durée d'essai s'est avérée suffisante pour comparer avec les déformations mesurées par jauges extensométriques.

La Figure (4.30) montre une comparaison entre la déformation de fluage propre obtenue par la jauge avec celle obtenue par la corrélation d'images. Dans cet essai la température était de  $(30^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C})$ . La confrontation entre la déformation de fluage mesurées et la déformation calculée par corrélation d'images montre une bonne corrélation. On peut constater que la déformation calculée à partir des champs de déplacement d'image par rapport à l'image de référence est très proche de la déformation mesurée par la jauge.

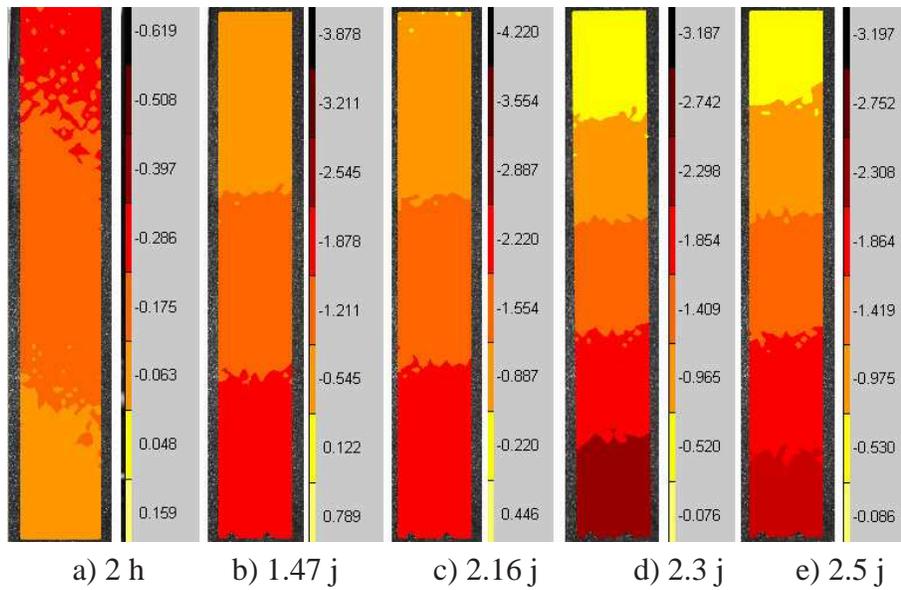


FIGURE 4.29: Evolution du champ de déplacement à différents instants.

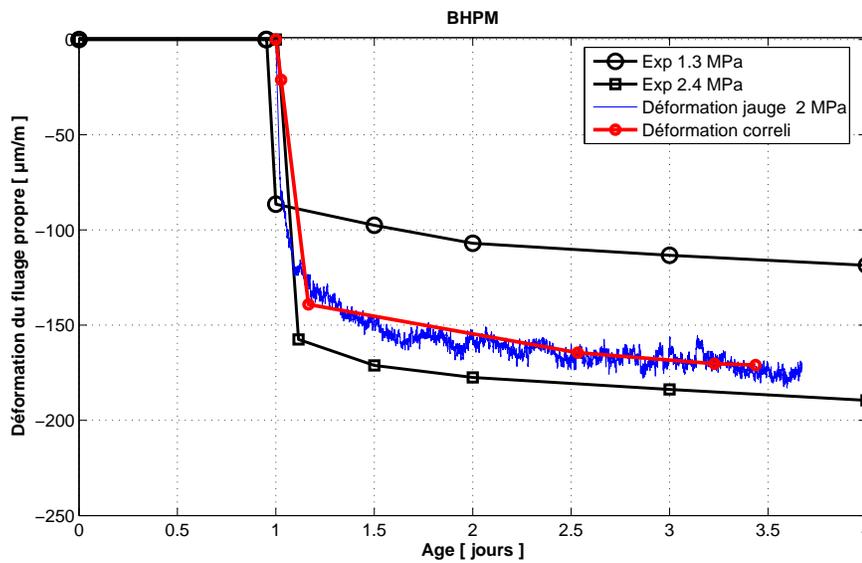


FIGURE 4.30: Comparaison entre le fluage propre obtenu par la jauge et la corrélation d'images

L'erreur de mesure par la corrélation est estimée de l'ordre de  $1\text{-}5 \mu\text{m}/\text{m}$ . L'essai avec corrélation d'images réalisé montre la fiabilité de cette méthode pour la mesure des déformations, mais c'est un essai difficile à réaliser car la préparation de l'éprouvette, ainsi que l'installation de la caméra et l'éclairage prennent beaucoup de temps. Pour ces raisons, et compte tenu de l'excellent accord entre la corrélation d'images et les résultats d'extensométrie, nous avons choisi cette dernière méthode pour la réalisation de nos essais.

## 8 Résultats expérimentaux sur pièces massives

### 8.1 Température et chaleur d'hydratation des bétons B5 et B2

Les mesures de température ont été effectuées par des thermocouples placés dans les capteurs à corde vibrante, qui ont été décrits en section (8.1.1). Ces mesures ont été calibrées par rapport aux températures initiales mesurées dans le béton frais (calibrage des résistances ohmiques initiales). Les Figures (4.31 et 4.32) illustrent les courbes de température en fonction du temps dans la pièce préfabriquée avec les bétons B2 et B5. Les notations  $T_3$ ,  $T_4$ , ...  $T_{11}$  désignent respectivement les températures mesurées par les capteurs positionnés en différents points de la pièce massive. Les Figures (4.31, 4.32) per-

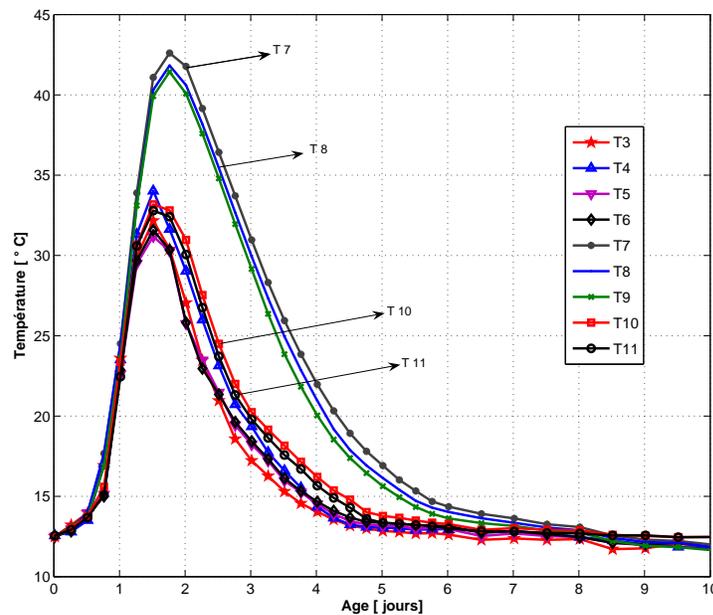


FIGURE 4.31: Evolution des températures mesurées dans la pièce massive (béton B2)

mettent de valider notre modèle de prédiction de la température au sein du béton dans des conditions quasi-adiabatiques (au cœur de la pièce) mais aussi dans les zones échanges thermiques situées près de la peau (chapitre 6, section 5.4.1).

Nous remarquons une élévation de température significative dans l'ensemble des capteurs. Les capteurs situés au cœur de la pièce ( $C_5, C_6, C_7, C_{10}$ ) s'échauffent plus que les capteurs proches des surfaces extérieures ( $C_3, C_4, C_8, C_9, C_{11}$ ), Figure (4.32). L'élévation de température maximale atteint ( $42\text{ }^\circ\text{C}$  pour B2 et  $45\text{ }^\circ\text{C}$  pour B5), cette élévation importante de la température est non négligeable dans le cas des structures massives. Ceci peut en effet générer une fissuration à cause des gradients thermiques ou lorsque le retrait thermique en phase de refroidissement est gêné [Acker *et al.*, 2008].

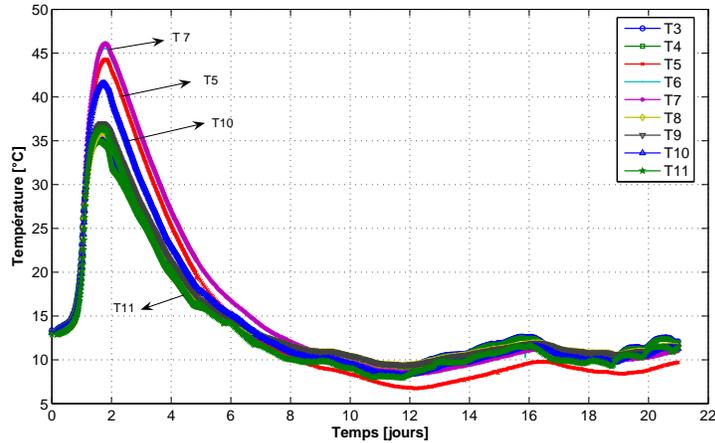


FIGURE 4.32: Evolution des températures mesurées dans la pièce massive (béton B5)

De plus, il convient de noter que même en l'absence de fissuration, à long terme, un béton qui a subi une élévation de température importante au jeune âge présentera une résistance finale plus faible que celle du même béton qui serait resté à température ambiante, ceci peut être attribué à la microstructure des hydrates formés à température élevée [Torrenti, 1992; D'Aloia, 2004].

## 8.2 Affinité chimique et degré d'hydratation

A partir des courbes de chaleur d'hydratation obtenues en mesurant la température à l'intérieur du calorimètre (bouteille de Langavant), on arrive à identifier l'affinité chimique des bétons B5 et B2.

La Figure (4.33) montre les courbes expérimentales d'affinité chimique et la confrontation avec le modèle retenu, qui montre que ce dernier est capable de reproduire les évolutions expérimentales observées sur toute la gamme de degré d'hydratation.

La Figure (4.34) illustre les évolutions du degré d'hydratation obtenu par l'essai QAB et le modèle retenu, ici encore le modèle est capable de reproduire les essais pour les trois bétons considérés. On peut remarquer une différence entre le degré d'hydratation du B5 au chantier et au laboratoire, cette différence est due au fait que l'hydratation du béton progresse au chantier avec une température d'environ 10 °C, cette température basse introduit un retard d'hydratation par rapport à l'essai effectué au laboratoire sous une température constante de 20 °C. Pour le béton B2, la mesure a été perturbée après 3 jours d'essai, aussi nous allons nous baser sur l'affinité chimique pour reproduire le degré d'hydratation pendant 15 jours.

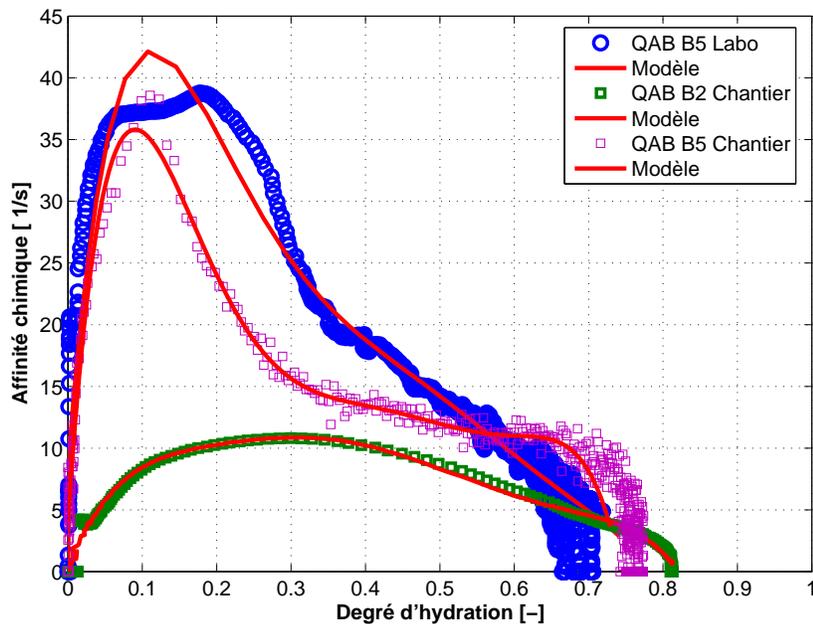


FIGURE 4.33: Bétons B5 du laboratoire, B5 du chantier et béton B2. Comparaison entre l'affinité chimique obtenue par l'essai semi-adiabatique, et le modèle retenu

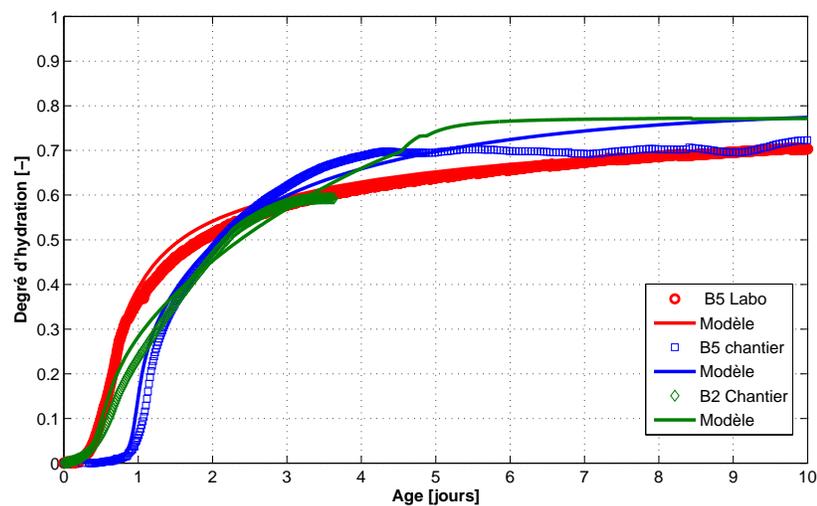
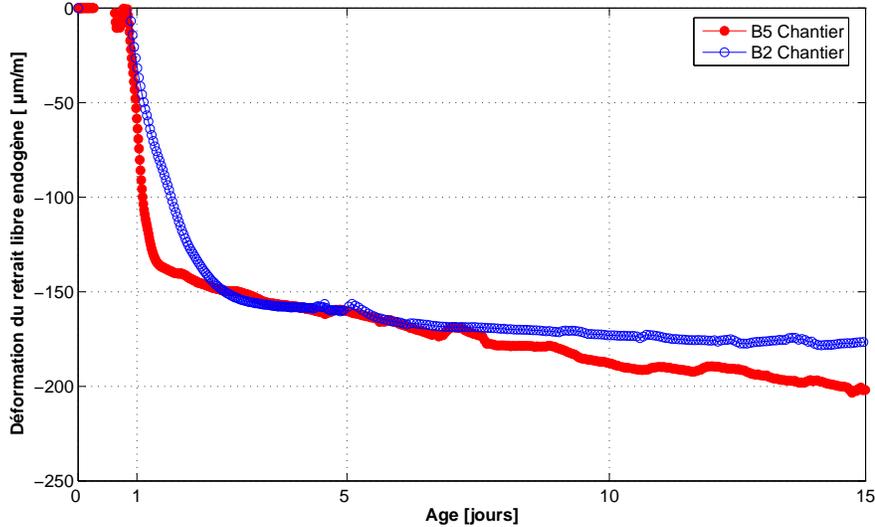


FIGURE 4.34: Bétons B5 laboratoire, B5 chantier et B2. Comparaison entre le degré d'hydratation obtenus par l'essai semi-adiabatique, et le modèle retenu.

### 8.3 Retrait libre endogène

Le retrait libre endogène a été mesuré sur une éprouvette  $16 \times 32$  cm placée à côté du colis, et soumise à des conditions endogènes. La température ambiante et la température

de l'éprouvette sont mesurées pendant toute la durée d'essai, les résultats sont donnés sur la Figure (4.35).

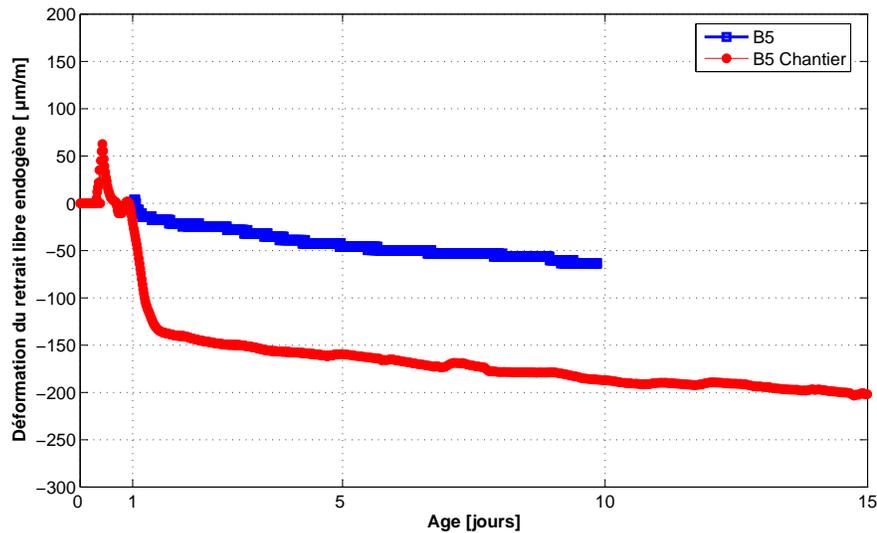


**FIGURE 4.35:** Essai sur structure massive. Evolution du retrait libre endogène avec l'âge, éprouvette  $16 \times 32$  cm des bétons B2 et B5

La Figure (4.35) illustre le retrait endogène des bétons B2 et B5, mesuré sur des éprouvettes  $16 \times 32$  cm placées au chantier. Le mesure du retrait a été effectuée par des capteur à corde vibrante (voir section 3.2). On remarque que les deux bétons présentent un retrait endogène similaire, avec une valeur plus élevée pour le B5, à 15 jour le B5 présente un retrait de  $200 \mu m/m$ , tandis que pour le B2 le retrait mesuré vaut  $175 \mu m/m$ . Il est à noter que les deux bétons B2 et B5 sont des bétons fibrés, avec un rapport E/C de 0,5 ET 0,38 respectivement, ce qui peut justifier le retrait plus important du béton B5.

En comparant le retrait endogène du B5 mesuré au laboratoire sur des éprouvettes prismatiques avec celui mesuré sur l'éprouvette  $16 \times 32$  au chantier, Figure (4.36), on constate que le retrait du béton B5 au chantier est de l'ordre de 3 fois plus important que le retrait mesuré au laboratoire. Pour justifier cette différence, il faut rappeler quelques points :

- Le retrait libre est mesuré à l'âge de 24 h au laboratoire, tandis que le retrait au chantier débute au temps zero (après la mise en place).
- La mesure du retrait au laboratoire a été faite par comparateur numérique, et au chantier nous avons utilisé des capteurs à corde vibrante.
- L'essai s'est déroulé au laboratoire sous conditions contrôlées (T 20°C, HR 50%), et au chantier les conditions sont variables.
- Le retrait libre est mesuré au laboratoire sur une éprouvette ( $7 \times 7 \times 28$  cm), et au chantier sur une éprouvette ( $16 \times 32$  cm).



**FIGURE 4.36:** Evolution du retrait libre endogène avec l'âge en laboratoire et au chantier, éprouvette  $16 \times 32$  cm du béton B5

Si l'on tient compte des remarques précédentes, les différences entre les valeurs mesurées au laboratoire et au chantier pour le même béton sont justifiées. A partir de ce résultat, on peut remarquer :

- Une fraction importante du retrait (environ  $130 \mu\text{m}/\text{m}$ ) se produit le premier jour après le coulage.
- Avec le système de mesure au laboratoire on néglige un retrait important qui se produit le premier jour.
- Le système de mesure par cordes vibrantes montre la fiabilité de ce système de mesure pour le chantier.

## 8.4 Essai à l'anneau

L'essai est effectué sur chantier à côté du conteneur placé en conditions endogènes. La température du béton et la température extérieure sont mesurées. Il est à noter que la température ambiante varie entre 10 et 20 °C pendant la période d'essai. Cette variation en température sera prise en compte dans la modélisation présentée au chapitre (5).

La Figure (4.37) montre l'évolution du retrait endogène empêché avec l'âge, mesurée avec l'anneau pour les bétons B5 et B2.

Le béton B5 présente un retrait endogène empêché à 28 jours identique de ceci du B2, par contre les montées et descentes intermédiaires du B2 peuvent être liées à la variation de la température ambiante pendant la période d'essai. L'effet de la température sur le retrait endogène a fait l'objet de nombreuses études.

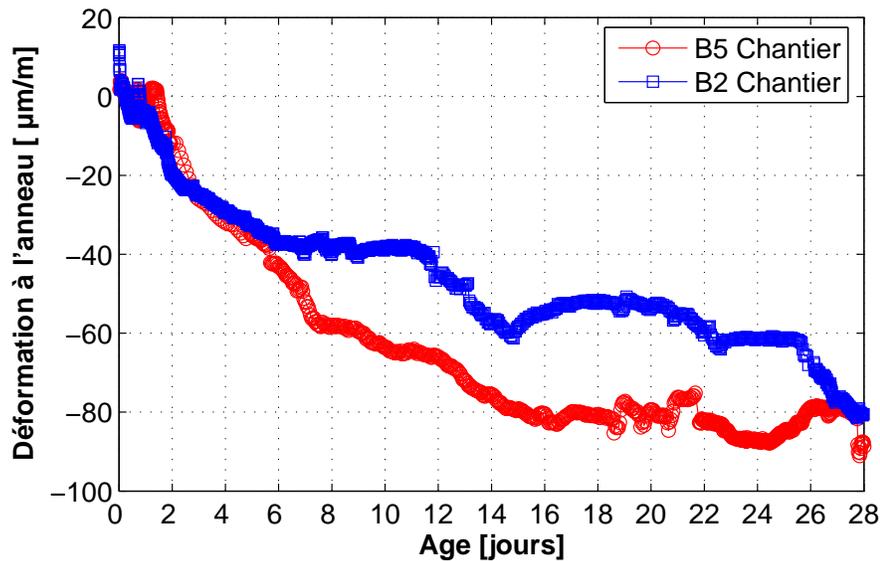


FIGURE 4.37: Evolution du retrait endogène avec l'âge mesurée sur l'anneau, bétons B2 et B5

[Bjontegaard, 1999] a effectué des essais de retrait libre sur des bétons avec un rapport  $E/C=0,4$  (et comprenant de 5 à 15 % de fumée de silice) pour différents types d'évolution de températures (continue, en dents de scie, isotherme, isotherme en dents de scie, poly-isotherme). Il a observé à différentes températures isothermes, que le retrait endogène augmente aussi bien pour une réduction que pour une augmentation de la température, comparativement aux résultats obtenus à 20 °C.

Charron [Charron, 2003] explique l'effet de la température par l'interaction complexe d'au moins trois paramètres qui modifient le développement des dépressions capillaires dans les pores et par conséquent la cinétique du retrait endogène : la cure de température qui modifie le processus d'hydratation et donc l'évolution du processus d'autodessiccation, la distribution de la taille des pores des hydrates formés, et la tension à l'interface vapeur-liquide dans le réseau des pores.

La Figure (4.38) montre une comparaison entre le retrait empêché du B5 mesuré à l'anneau, au laboratoire et au chantier.

On peut remarquer que le béton B5 a un retrait empêché presque identique en laboratoire et sur chantier, excepté que le retrait mesuré au chantier se produit avec un léger retard par rapport au retrait mesuré au laboratoire. Ceci peut être attribué à la température  $\sim 10$  °C au chantier, pour  $\sim 20$  °C au laboratoire, qui provoque un retard du processus d'hydratation et donc de l'évolution du processus d'autodessiccation.

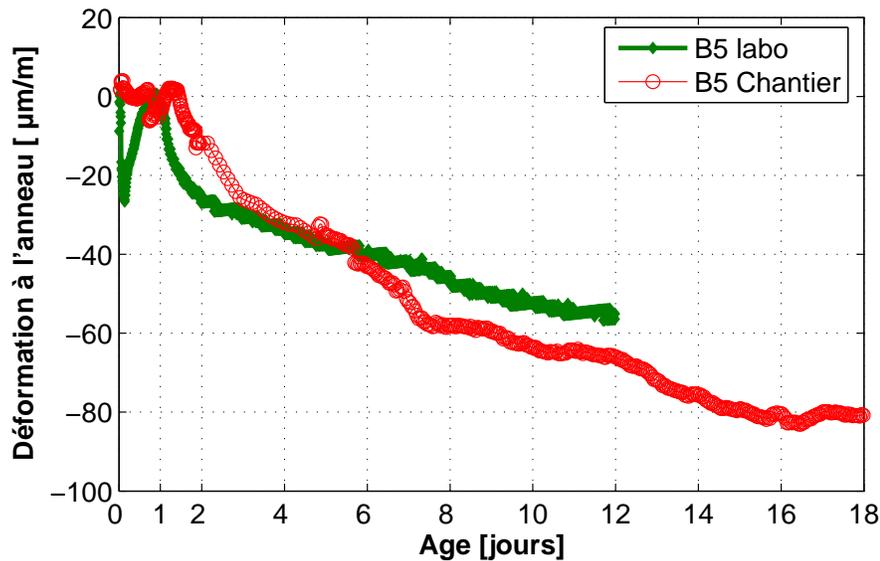


FIGURE 4.38: Evolution du retrait endogène avec l'âge mesuré sur l'anneau du béton B2, au laboratoire et au chantier

## 8.5 Déformations mesurées dans la pièce massive

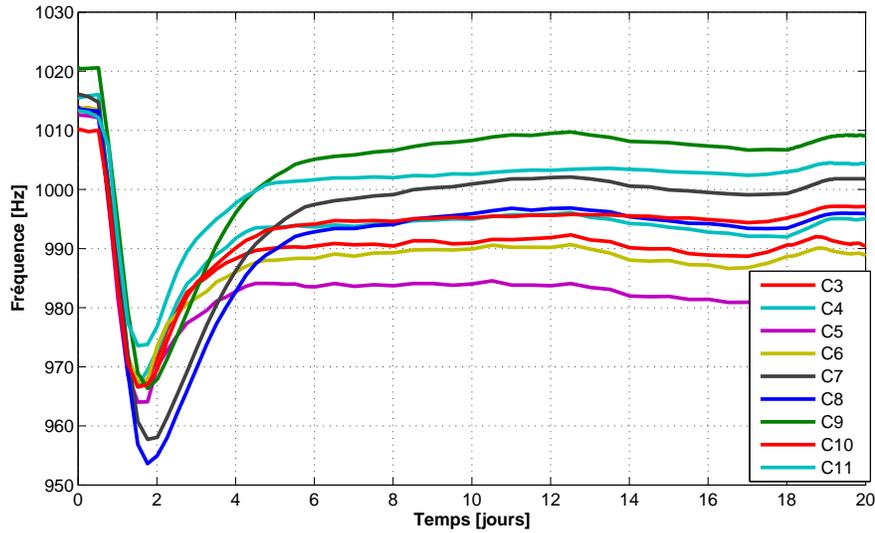
L'utilisation des capteurs souples permet de suivre l'évolution du béton même avant la prise. L'évolution des fréquences de résonance des capteurs à corde vibrante est représentée sur la Figure (4.39) pendant les 28 premiers jours d'essai. Il est à noter que le capteur C1 ayant été moins tendu que le capteur C2 au début de l'acquisition, il n'a plus répondu aux excitations de la centrale d'acquisition et la mesure est perdue. Nous rappelons que les capteurs C1, C2 sont placés respectivement dans une éprouvette témoin  $16 \times 32 \text{ cm}$ , et dans une éprouvette calorifugée  $16 \times 32 \text{ cm}$ .

L'élévation de température impose une correction de la mesure due à l'écart entre les coefficients de dilatation de la corde vibrante et du béton. Le coefficient de dilatation thermique de la corde est égal à  $12,5 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ . En ce qui concerne le béton, le coefficient de dilatation thermique varie entre  $7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  avec des granulats calcaires, et  $13 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  pour des granulats siliceux [Acker *et al.*, 2004]. Une fois ce paramètre identifié, nous pouvons effectuer le calcul des déformations corrigées de la manière suivante :

$$\varepsilon_{\text{corrigé}} = \varepsilon \times (T - T_0) \cdot (\alpha_{\text{acier}} - \alpha_{\text{béton}}) \quad (4.12)$$

L'Eurocode [Eurocode2, 1992] donne le coefficient de dilatation thermique du béton de granulats légers, qui dépend essentiellement du type de granulats utilisés, et varie très largement entre  $4 \times 10^{-6}$  et  $14 \times 10^{-6}/\text{K}$ .

Des analyses ont été effectuées par Emborg 1998, qui ont montré qu'un béton avec un coefficient de dilatation faible a moins de tendance à la fissuration thermique au jeune



**FIGURE 4.39:** Essai sur pièce massive (béton B2). Evolution des fréquences des capteurs à corde vibrante pendant 28 jours

âge.

Les différences entre  $\alpha$  en expansion (phase d'échauffement) et  $\alpha$  en contraction (phase de refroidissement) sont rapportées par peu d'investigations. Contrairement aux résultats de [Gutsch, 2002] qui a trouvé un coefficient de dilatation plus élevé en contraction qu'en expansion, [Emborg, 1998] ont rapporté un  $\alpha$  plus grand en expansion qu'en contraction. Ils ont proposé des valeurs constantes pour  $\alpha$ , qui sont indiquées dans le tableau 4.6.

Auteur	Phase d'échauffement [ $10^{-6}/^{\circ}C$ ]	Phase de refroidissement [ $10^{-6}/^{\circ}C$ ]
[Emborg, 1998]	10 - 12	7 - 9
Löfqvist 1946	12 - 12,4	6,3 - 7
cité par [Atrushi, 2003a]	12 - 12,4	6,3 - 7

**TABLE 4.6:** Valeurs de  $\alpha$  dans les cas d'expansion et contraction

En prenant un coefficient de dilatation thermique du béton égal à  $8 \times 10^{-6} / ^{\circ}C$ , nous observons un lissage quasi-parfait des fluctuations thermiques pour des ages supérieurs à 7 jours, pour lesquels le retrait évolue lentement. Cette correction permet donc d'obtenir les déformations réelles dans le béton avec une erreur de  $\pm 10 \mu m/m$  car nous ne connaissons pas précisément le coefficient de dilatation thermique du béton. Les Figures (4.40 et 4.41) illustrent les déformations corrigées en fonction du temps pour les bétons B5 et B2 respectivement.

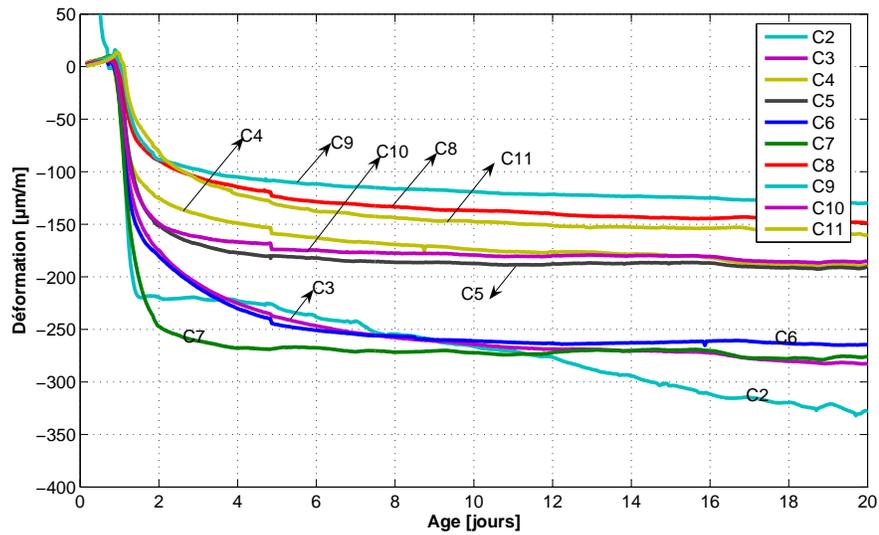


FIGURE 4.40: Essai sur structure massive (béton B5). Evolution temporelle des déformations corrigées dans les capteurs à corde vibrante

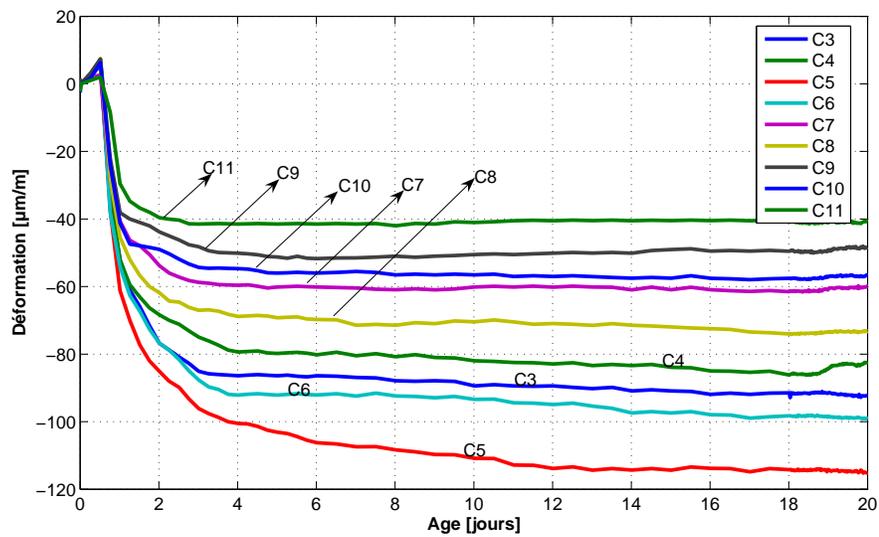


FIGURE 4.41: Essai sur structure massive (béton B2). Evolution temporelle des déformations corrigées dans les capteurs à corde vibrante

Nous pouvons remarquer que les déformations mesurées sont importantes et continues pour les 9 capteurs. Les déformations des capteurs placés au centre du conteneur (capteurs C5, C6) sont plus élevées que celle du capteur placé à côté de la surface (C11). Les capteur souples permettent de mesurer les déformations du béton en cours de prise. Nous pouvons remarquer ainsi un léger gonflement pendant les premières heures après le coulage. Ce type de d'expansion, couramment observé dans les premières heures d'hydratation des bétons, est attribué à la cristallisation de la chaux et / ou de l'ettringite.

## 9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons poursuivi l'étude du comportement du béton au jeune âge. Tout d'abord, nous avons étudié l'hydratation du ciment par l'essai de Langavant (calorimétrie semi-adiabatique), qui nous a permis de déterminer le degré d'hydratation afin d'identifier l'affinité chimique. Le retrait du béton est étudié par l'essai à l'anneau (retrait empêché) et par l'essai de retrait libre. Nous avons trouvé que le retrait endogène peut être représenté par un modèle simple en fonction de degré d'hydratation. Nous avons alors constaté une dépendance de la déformation du retrait endogène à l'égard de l'hydratation du ciment.

Ensuite nous avons étudié le fluage propre du béton en compression sous différents niveaux de chargement, une comparaison entre deux méthodes de mesure a été faite, et on a trouvé que la corrélation d'images constitue une méthode précise de mesure de la déformation de fluage du béton en compression. A la fin du chapitre nous nous sommes principalement consacré aux mesures de température et de déformations locales dans une pièce massive en béton. Nous avons remarqué que la température varie entre la peau et le cœur de la structure, cette variation crée une variation des contraintes induites, qui peuvent augmenter le risque de la fissuration.

Les résultats expérimentaux obtenus nous poussent à nous tourner, à présent, vers la modélisation numérique. Celle-ci doit nous permettre de simuler le comportement du béton au jeune âge en prenant en compte la procédure d'hydratation du ciment. Un modèle de fluage propre en fonction de l'hydratation a été développé. Le retrait endogène ainsi que le retrait thermique sont également intégrés dans le modèle. Le passage à la simulation est un bon moyen d'améliorer la compréhension des phénomènes que nous avons observé lors des essais. Le but ultime est de concevoir un outil simple qui tienne compte du comportement visco-élastique du béton. C'est le modèle que nous allons détailler dans la partie suivante du mémoire.



## **Troisième partie**

### **Modélisation macroscopique**



# Modélisation

Dans ce chapitre, nous présentons le modèle développé. Le modèle proposé s'appuie sur différentes modélisations existantes adaptées à notre cas d'étude. Le modèle d'hydratation est un modèle basé sur l'affinité chimique. Le modèle de retrait endogène est inspiré du modèle implanté dans CESAR-LCPC. Le modèle de fluage basé sur les chaînes rhéologiques.

## Sommaire

---

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>105</b>
<b>2</b>	<b>Matériaux d'étude</b>	<b>105</b>
2.1	Composition du BHP	106
2.2	Composition du BAPF	106
<b>3</b>	<b>Caractéristiques chimiques du ciment utilisé</b>	<b>107</b>
<b>4</b>	<b>Résultats d'hydratation</b>	<b>108</b>
4.1	Température et chaleur d'hydratation	108
4.2	Affinité chimique et degré d'hydratation	109
<b>5</b>	<b>Caractéristiques mécaniques</b>	<b>111</b>
5.1	Résistances mécaniques en compression et à la flexion	111
5.2	Module d'Young	113
<b>6</b>	<b>Résultats expérimentaux de retrait</b>	<b>115</b>
6.1	Retrait libre endogène	115

6.2	Perte en masse . . . . .	119
6.3	Retrait libre de séchage et perte en masse . . . . .	120
6.4	Retrait endogène empêché sur l’anneau . . . . .	123
<b>7</b>	<b>Résultats expérimentaux de fluage du BHP en compression . . . . .</b>	<b>124</b>
7.1	Influence du niveau de chargement . . . . .	124
7.2	Visualisation des champs par <i>CORRELI<sup>LMT</sup></i> et résultats de mesures . . . . .	125
<b>8</b>	<b>Résultats expérimentaux sur pièces massives . . . . .</b>	<b>129</b>
8.1	Température et chaleur d’hydratation des bétons B5 et B2 . . . . .	129
8.2	Affinité chimique et degré d’hydratation . . . . .	130
8.3	Retrait libre endogène . . . . .	131
8.4	Essai à l’anneau . . . . .	133
8.5	Déformations mesurées dans la pièce massive . . . . .	135
<b>9</b>	<b>Conclusion . . . . .</b>	<b>139</b>

---

# 1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons passer en revue les déformations différées qui apparaissent dans le béton au cours de son durcissement.

A l'heure actuelle, une modélisation prenant en compte toutes les interactions entre les différentes composantes de déformations différées n'existe pas encore. Elle nécessiterait une expérimentation lourde et très coûteuse en temps. Tel n'est pas l'objectif des développements envisagés ici. Par ailleurs, les phénomènes physico-chimiques à l'origine des déformations différées sont encore loin de faire l'unanimité dans la communauté scientifique. Pour cette raison, nous n'avons privilégié aucune théorie en particulier pour la description de chacune des composantes différées, et le modèle proposé s'appuie en conséquence sur différentes modélisations existantes. Les critères essentiels dans notre choix ont été bien entendu tout d'abord le fondement scientifique du modèle et ensuite la certitude de pouvoir déterminer tous les paramètres du modèle par des essais expérimentaux.

La déformation totale du béton en fonction du temps  $\varepsilon(t)$  est composée (i) d'une déformation sous charge, comprenant : la déformation élastique  $\varepsilon_e(t)$ , la déformation du fluage propre  $\varepsilon_{fp}(t)$  et la déformation de fluage de dessiccation  $\varepsilon_{fd}(t)$ , et (ii) d'une déformation indépendante du chargement, comprenant : la déformation de retrait endogène  $\varepsilon_{re}(t)$ , le retrait de dessiccation  $\varepsilon_{rd}(t)$  et le retrait thermique  $\varepsilon_{th}(t)$ , retrait de carbonatation etc...

En ajoutant l'ensemble de ces contributions, et en tenant compte de la déformation sous chargement thermique, la déformation totale s'écrit sous la forme suivante :

$$\varepsilon_{totale} = \varepsilon_e(t) + \varepsilon_{fp}(t) + \varepsilon_{fd}(t) + \varepsilon_{re}(t) + \varepsilon_{rd}(t) + \varepsilon_{th}(t) \quad (5.1)$$

A l'heure actuelle, il n'existe pas de modélisation unifiée prenant en compte toutes les interactions entre les différentes composantes de déformations différées. Elle nécessiterait une expérimentation lourde et très coûteuse en temps. Par ailleurs, les phénomènes physico-chimiques à l'origine des des déformations différées sont encore loin de faire l'unanimité dans la communauté scientifique [Tamtsia et Beaudoin, 2000]. Aussi, notre étude se limite aux déformations endogènes au jeune âge, et les déformations de retrait de séchage et de fluage de dessiccation ne sont pas prises en compte dans le modèle. L'équation 5.1 est ainsi réécrite en endogène :

$$\varepsilon_{totale} = \varepsilon_e(t) + \varepsilon_{fp}(t) + \varepsilon_{re}(t) + \varepsilon_{th}(t) \quad (5.2)$$

Nous n'avons pas privilégié de théorie particulière pour le calcul des composantes différées. Les critères essentiels dans notre choix portent sur le fondement scientifique du modèle et la certitude de pouvoir déterminer tous les paramètres du modèle par des essais expérimentaux simples. Avant de décrire le modèle proposé, nous allons aborder dans les paragraphes suivants les modèles existants utilisés pour modéliser les déformations thermiques, de retrait endogène et de fluage propre.

## 2 Modélisation Thermo-Chemo-Mecanique

### 2.1 Modélisation du transfert de chaleur

Le calcul du problème thermique s'effectue par la résolution de l'équation de la chaleur en régime transitoire. Les équations gouvernant le transfert de chaleur sont les suivantes :

- conservation de l'énergie (en négligeant les termes convectif et radiatif) :

$$C \frac{dT}{dt} = -\text{div} \vec{q} + L \dot{\xi} \quad (5.3)$$

- Loi de Fourier :

$$\vec{q} = -\lambda \cdot \overrightarrow{\text{grad}T} \quad (5.4)$$

En combinant les équations (5.3) et (5.4), on obtient l'équation de conduction de chaleur :

$$C \frac{dT}{dt} = \text{div}(\lambda \cdot \overrightarrow{\text{grad}T}) + L \dot{\xi} \quad (5.5)$$

où :  $C$  est la capacité thermique volumique du béton [ $J \cdot K \cdot m^{-3}$ ],

$\lambda$  : est le coefficient de conductivité thermique [ $W \cdot m^{-1} \cdot K^{-1}$ ],

$T$  : est la température absolue [K],

$t$  : est le temps [s],

$\dot{\xi}$  : est le taux de degré d'hydratation,

$L$  : la chaleur d'hydratation par unité de degré d'hydratation.

Ces deux derniers paramètres dépendent de plusieurs facteurs : la composition du béton (type de granulats, teneur en eau,...), le degré d'hydratation, et la température. Nous montrerons ainsi au cours de ce chapitre que le calcul du champ de température et du champ de degré d'hydratation implanté dans Castem résout de manière simultanée la loi cinétique macroscopique d'hydratation et l'équation de la chaleur (5.5).

L'équation (5.5) est écrite à l'intérieur du domaine occupé par le béton, et doit être complétée par des conditions initiales et aux limites aux frontières extérieures de la structure en béton étudiée. Parmi les conditions aux limites possibles, on trouve les conditions de type Dirichlet en température imposée, et les conditions de type Neumann qui portent sur le gradient de température (i.e. sur le flux sortant de chaleur  $\vec{q} \cdot \vec{n}$ ). Un autre type de condition aux limites, dit mixte ou de type Fourier, est associé à une condition d'échange linéaire. Ceci permet de prendre en compte les pertes de chaleur au travers des coffrages, d'une surface libre, etc, de la manière suivante :

$$\vec{q} \cdot \vec{n} = -\lambda \cdot \overrightarrow{\text{grad}T} \cdot \vec{n} = h(T_s - T_{ext}) \quad (5.6)$$

où :  $\vec{n}$  : est un vecteur unitaire normal extérieur à la surface d'échange,

$h$  : est le coefficient qui modélise globalement le processus d'échange avec le milieu extérieur, en caractérisant le taux d'isolation du béton en fonction du type de coffrage choisi et des données climatiques (surface ventilée ou abritée),

$T_s$  : est la valeur de la température du béton au droit de la surface d'échange (inconnue),  
 $T_{ext}$  : est la valeur de la température extérieure (air ambiant), il s'agit d'une donnée du problème.

### 3 Modélisation du Retrait thermique

Dans le cas du retrait thermique, ce n'est pas l'eau mais la température qui est le moteur des déformations. En effet, on a vu que la réaction d'hydratation entre le ciment et l'eau s'accompagne généralement d'un fort dégagement de chaleur qui passe par un pic environ une douzaine d'heures après le gâchage, ce qui correspond classiquement au début de la prise. Ensuite, une période de refroidissement très lente s'effectue sur plusieurs jours, ce qui induit un retrait thermique. D'après [Laplante, 1993], la valeur du coefficient de dilatation thermique est très élevée au tout jeune âge (lorsque le béton est à l'état frais, en l'absence de toute rigidité) mais elle se stabilise très vite vers une constante comprise entre  $7 \times 10^{-6}$  et  $13 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ . La valeur communément admise pour les bétons courants (avec gros granulats) est de  $10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ .

La déformation de retrait thermique va s'exprimer de la manière suivante :

$$\varepsilon_{th}(x, y, t) = \alpha(T_0 - T(x, y, t)) \quad (5.7)$$

avec :

$T_0$  la température initiale dans le béton juste après le gâchage [ $^\circ\text{C}$ ],

$T(x, y, t)$  la température au point de coordonnées (x,y) et à l'instant t [ $^\circ\text{C}$ ],

$\alpha$  le coefficient de proportionnalité nommé coefficient de contraction thermique [ $1/^\circ\text{C}$ ].

## 4 Modélisation du retrait endogène

### 4.1 Modèles existants

Comme nous l'avons vu au chapitre 2, l'hydratation du ciment s'accompagne d'une diminution de volume (contraction Le Châtelier), cette diminution du volume induit un retrait qui s'appelle le retrait chimique, qui représente une partie du retrait endogène. Le retrait endogène se traduit par une contraction provoquée par un processus de réorganisation de l'eau dans la pâte de ciment. Dans cette section, nous allons passer en revue un certain nombre de modèles existants qui décrivent le retrait endogène, avant de présenter la modélisation proposée dans le cadre de la thèse.

#### • Modèle intégré dans CESAR

Le logiciel CESAR a été développé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Paris. Ce logiciel de modélisation par Eléments Finis possède des applications dans de multiples domaines, notamment pour l'étude du comportement du béton au jeune âge. Dans CESAR, la déformation de retrait est calculée selon l'équation suivante [Staquet, 2004] :

$$\varepsilon_{re} = \varepsilon_{re\infty} \cdot \xi \quad (5.8)$$

D'après l'équation (5.8), le retrait est calculé dans ce modèle en se basant sur deux paramètres : le retrait ultime  $\varepsilon_{re\infty}$  qu'il convient de déterminer à partir de la composition du béton, et le degré d'hydratation  $\xi$  qui est déterminé par des simulations réalisées à l'aide du logiciel *CESAR*, à partir de résultats d'essais de calorimétrie adiabatique. L'évolution temporelle du degré d'hydratation est décrite à l'aide des deux équations suivantes :

$$\frac{d\xi}{dt} = \left[ \frac{1}{T_\infty - T_0} \frac{dT(t)}{dt} \exp\left(\frac{E_a}{RT(t)}\right) \right] \exp\left(\frac{-E_a}{RT_{ext}}\right) \quad (5.9)$$

$$\xi = \frac{T(t) - T_0}{T(\infty) - T_0} \quad (5.10)$$

Le faible nombre de paramètres entrant dans la composition du modèle le rend très intéressant. Il convient toutefois de noter que la réalisation d'un essai de calorimétrie est encore peu répandue, ceci constitue donc un inconvénient majeur à l'utilisation du modèle implanté dans *CESAR*. La précision du modèle dépend du type d'essai de retrait endogène utilisé pour générer les données d'entrée.

#### • Modèle de Le Roy

Ce modèle empirique a été développé dans le cadre de la thèse de Le Roy [**LeRoy, 1996**]. Le domaine de validité du modèle est limité aux bétons qui ont une concentration en granulats supérieure à 67% et qui présentent une résistance à la compression comprise entre 40 et 80 MPa. Le modèle est décrit par les équations suivantes :

- Avant 28 jours, si  $R_c(t)/R_{c28} < 0.1$  :

$$\varepsilon_{re} = 0 \quad (5.11)$$

- Avant 28 jours, si  $R_c(t)/R_{c28} > 0.1$  :

$$\varepsilon_{re} = (R_{c28} - 20) \left( 2.2 \frac{R_c(t)}{R_{c28}} - 0.2 \right) 10^{-6} \quad (5.12)$$

- Après 28 jours :

$$\varepsilon_{re} = (R_{c28} - 20) [2.8 - 1.1 \exp(-t/96)] 10^{-6} \quad (5.13)$$

Dans ces équations,  $R_c$  et  $t$  correspondent respectivement à la résistance à la compression du béton et au temps écoulé depuis la fabrication du matériau.  $R_{c28}$  désigne la résistance à la compression à 28 jours. La formulation de Le Roy présente l'avantage de ne nécessiter la connaissance que d'un seul paramètre, la résistance à la compression, qui peut être déterminé facilement. Pour utiliser cette formulation, il suffit donc de posséder quelques résultats expérimentaux. Par la suite, l'évolution de la résistance à la compression peut être déterminée à l'aide d'équations contenues dans les divers codes de construction. Toutefois, ce modèle est assez particulier. Tout d'abord, les équations du modèle ne font

intervenir aucun résultat de retrait, car le modèle de Le Roy est basé sur le concept de maturité qui est caractérisée indirectement par l'évolution du rapport  $R_c(t)/R_{28}$ . D'autre part, le modèle néglige le retrait qui survient avant la prise finale du matériau, c'est-à-dire lorsque  $R_c(t)/R_{c28} < 0.1$ .

#### • Modèle d'Ulm

Le retrait endogène peut être relié au degré d'hydratation du béton  $\xi$ . Des résultats expérimentaux montrent que l'évolution de retrait endogène est linéaire en fonction du degré d'hydratation [Laplante, 1993; Mounanga *et al.*, 2006]. Une relation incrémentale linéaire a été proposée par [Ulm et Coussy, 1998] pour modéliser le retrait endogène :

$$\dot{\varepsilon}_{re} = -\lambda \cdot \dot{\xi} \quad (5.14)$$

Pour  $\xi > \xi_0$

Où :  $\xi_0$  est le seuil de percolation, et  $\lambda$  est un paramètre du matériau. C'est une relation linéaire du retrait endogène en fonction de degré d'hydratation, ce qui ne peut pas être valable pour notre cas d'étude, comme l'illustrent les résultats de retrait endogène obtenus avec les bétons d'étude, Figure (4.16) du chapitre 4.

#### • Modèle Hedlund

Parmi les modèles empiriques existants de prédiction du retrait endogène au jeune âge, on trouve le modèle proposé par [Hedlund, 2000]. Dans ce modèle, la déformation de retrait endogène  $\varepsilon_{re}(t)$  est décrite par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{re}(t) = \varepsilon_{re\infty} \cdot \beta_{re\infty}(t) \quad (5.15)$$

Où :

$\varepsilon_{re\infty}$  désigne le retrait ultime

$\beta_{re\infty}(t)$  représente le développement relatif du retrait endogène.

Le retrait ultime est exprimé en fonction du rapport Eau/Liant  $E/L$ , sur la base de résultats expérimentaux, par la relation suivante :

$$\varepsilon_{re\infty} = \left[ -0,65 + 1,3 \frac{E}{L} \right] \cdot 10^{-3} \quad (5.16)$$

#### • Modèle de Loukili

Loukili [Loukili, 1996] a proposé une fonction exponentielle pour modéliser le retrait endogène :

$$\varepsilon_{re}(t) = A \exp\left(\frac{B}{\sqrt{t+C}}\right) \quad (5.17)$$

Avec : A, B, C des paramètres calculés par un processus de moindres carrées, et  $t$  le temps en jours. Le modèle de Loukili permet de prédire le retrait endogène pour la cure à 20 °C, et la valeur ultime prédite par le modèle atteint ainsi 661,5 [ $\mu m/m$ ] pour le BFUP [Kamen, 2007]. Ce modèle exponentiel a également été utilisé pour estimer le retrait endogène ultime sous différentes conditions de cure [Kamen, 2007]. Ce modèle simple peut être utilisé pour prédire l'évolution temporelle du retrait endogène pour différents

valeurs de température. Toutefois, si les conditions de température peuvent être contrôlées au laboratoire, la température est variable au cours d'un essai sur structure réelle, et le modèle de Loukili ne s'applique plus.

## 4.2 Modèle proposé

Ce modèle est inspiré du modèle implanté dans *CESAR*, mais avec des différences notables. A partir des résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de la présente thèse, nous proposons une relation non-linéaire du retrait endogène en fonction du degré d'avancement de la réaction, qui fait intervenir deux paramètres :

$$\varepsilon_{re} = \frac{A}{1 - \xi_0} (\xi - \xi_0)^B \quad (5.18)$$

Où :  $A$ ,  $B$  sont des paramètres du matériau. Le modèle proposé intègre directement le concept de degré d'hydratation du béton pour évaluer l'amplitude de retrait. L'avantage de notre modèle est que les paramètres du modèle sont identifiés à partir des résultats expérimentaux obtenus pour les différents bétons étudiés. La deuxième avantage réside dans sa facilité d'utilisation et d'implantation. Nous utilisons l'essai semi-adiabatique pour déterminer le degré d'hydratation, qui constitue le paramètre majeur de ce modèle, ce type d'essai étant plus simple et moins coûteux à réaliser que l'essai adiabatique.

## 5 Modélisation du fluage propre

### 5.1 Introduction

D'une façon générale, la loi de comportement mécanique d'un matériau exprime la correspondance fonctionnelle existant entre l'histoire des contraintes et l'histoire des déformations. A chaque instant  $t$ , la déformation  $\varepsilon(t)$  dépend de l'histoire de la contrainte  $\sigma$  jusqu'à cet instant :

$$\varepsilon(t) = F_t[\sigma]_{-\infty}^t \quad (5.19)$$

Le comportement du matériau est linéaire si la correspondance fonctionnelle entre les histoires de  $\sigma$  et de  $\varepsilon$  est de forme linéaire. Si on applique à partir d'un instant  $t_0$  une contrainte  $\sigma_0$ , on observe alors l'évolution de la déformation  $\varepsilon$  en fonction de temps :

- pour  $t < t_0$  :  $\varepsilon(t) = 0$
- pour  $t = t_0$  : la déformation subit un saut correspondant à l'élasticité instantanée du matériau
- $t > t_0$  : la déformation croît en fonction de  $t$  :  $\varepsilon = \varepsilon(t)$

Il est possible d'écrire l'évolution de  $\varepsilon$  en fonction du temps sous la forme suivante :

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 J(t) \quad (5.20)$$

Où  $J(t) = 0$  pour  $t < t_0$  La fonction  $J$  s'appelle la fonction de fluage du matériau.

Le comportement viscoélastique linéaire des matériaux vieillissants comme le béton peut être caractérisé par une fonction de complaisance  $J(t, t')$  et une fonction de relaxation  $R(t, t')$ .  $J(t, t')$  représente la déformation à l'instant  $t$  sous l'effet d'un chargement constant unitaire appliqué au temps  $t'$  [Carol et Bažant, 1993]. Pour un chargement non unitaire, la réponse en déformation est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon(t) = \Delta\sigma J(t, t') \quad (5.21)$$

ou de manière équivalente :

$$\sigma(t) = \Delta\varepsilon E(t, t') \quad (5.22)$$

Lorsque  $t = t'$ , nous avons la fonction de complaisance  $J(t', t') = 1/E(t')$ , et la fonction de relaxation  $R(t', t') = E(t')$ ,  $E(t')$  est le module d'Young à l'âge  $t'$ .

Dans le cas d'un chargement variable  $\sigma(t)$  dans le temps, on obtient la déformation de fluage propre en utilisant le principe de superposition de Boltzmann :

$$\varepsilon(t) = \int_{\tau=0}^{\tau=t} J(t - \tau) \cdot d\sigma(\tau) \quad (5.23)$$

Cette équation peut également être écrite sous la forme d'une intégration temporelle dans le cas où la contrainte est dérivable, en posant  $d\sigma(\tau) = \dot{\sigma}(\tau)d\tau$  :

$$\varepsilon_{fp}(t) = \int_{\tau=0}^{\tau=t} J(t - \tau) \dot{\sigma}(\tau) d\tau \quad (5.24)$$

où  $\varepsilon_{fp}(t)$  désigne la déformation de fluage propre  
 $J(t - \tau)$  est la fonction de fluage.

L'équation précédente montre la nécessité de prendre en compte l'histoire des contraintes pour calculer la déformation de fluage propre à un instant quelconque. Ceci présente un problème lors de la résolution d'un problème de calcul de structure en fluage par éléments finis. En effet, si le nombre d'éléments finis est élevé, et si le pas de temps est fin, les quantités de données à stocker pour calculer les déformations de fluage en tout point de la structure sont très élevées, ce qui implique un coût de calcul prohibitif. La construction du modèle de fluage propre proposé permet de s'affranchir de cette difficulté. En effet, la connaissance de la valeur de départ  $\varepsilon_{fp}(t_n)$  et de la variation des contraintes, lors du pas de temps  $t \in [t_n, t_{n+1}]$ , est suffisante pour connaître la variation de la déformation de fluage propre, quelle que soit l'histoire des contraintes [Benboudjema, 2002].

Avant de décrire le modèle de fluage propre développé dans la thèse, nous allons présenter dans les paragraphes suivants les modèles de fluage les plus couramment employés pour la béton.

## 5.2 Description des modèles de fluage propre

Il existe plusieurs modèles dans la littérature pour prédire le fluage du béton. Très peu d'études ont été réalisées sur le fluage propre en traction. Par contre, le fluage propre

en compression a fait l'objet de nombreuses études qui ont mené à l'élaboration de plusieurs modèles phénoménologiques. D'autres fonctions ont été proposées pour décrire le comportement viscoélastique par le biais de modèles rhéologiques comme le modèle de Maxwell ou le modèle de Kelvin (combinaison de ressorts et d'amortisseurs).

Avant de débiter la description des modèles, il est nécessaire de connaître la forme générale des lois de fluage. Prenons une éprouvette au cours d'un essai de fluage, dans le cas unidimensionnel la déformation totale  $\varepsilon$  est la combinaison de la déformation élastique  $\varepsilon_e$  et de la déformation de fluage propre  $\varepsilon_{fp}$  :

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_{fp} = \frac{\sigma}{E_c} + \frac{\phi\sigma}{E_{c28}} = J \cdot \sigma \quad (5.25)$$

Avec  $\phi$  le coefficient de fluage qui varie généralement en fonction des propriétés des échantillons et des conditions environnementales. Nous avons choisi de décrire ici quelques modèles qui portent sur le fluage propre du béton au jeune âge, d'autres modèles sont également brièvement mentionnés dans l'annexe C.

### 5.2.1 Modèle classique

Il existe dans la littérature une formulation classique reprise par plusieurs auteurs pour décrire le fluage propre. L'équation généralement proposée est la suivante :

$$\varepsilon = \sigma \cdot \left[ \frac{1}{E_c} + \frac{1}{E_{c28}} \cdot HR \cdot \left( \frac{T_{ext} + 25}{45} \right) \cdot \left( \frac{0,1 + 28^{0,2}}{0,1 + M^{0,2}} \right) \cdot \phi(t_c, 28j, 20^\circ C, 100\%) \right] \quad (5.26)$$

Dans l'équation ci-dessus, les conditions de température et d'hygrométrie sont traduites respectivement par les paramètres de température  $T$  et d'humidité relative  $HR$ , ainsi que par la quantité  $M$  qui désigne la maturité du béton, et a été définie au chapitre 1, section ???. L'ensemble de ces paramètres sont relativement faciles à déterminer, à l'exception de la maturité. La maturité peut être estimée à partir d'un essai de calorimétrie ou à partir d'une estimation de l'eau liée chimiquement dans le matériau. La réalisation de ces types d'essai demeure marginale, ce qui limite l'utilisation de ce modèle. Le concept de maturité est, en réalité, identique à celui de degré d'hydratation, il fixe les bornes de l'état de développement du béton entre 0 et 1.

Le coefficient de fluage  $\phi$  a été déterminé avec la formulation du CEB [Telford, 1993] (voir Annexe C). La forme de cette formulation est très intéressante, car elle associe la courbe de fluage réelle à une courbe de fluage normalisée par les conditions expérimentales réelles.

- **Le modèle de fluage Eurocode 2** Le modèle de fluage européen figurant dans l'Eurocode 2 constitue réglementairement le code de calcul à appliquer à tout élément en béton plein ou armé dans des conditions d'Etats Limites de Service en France (**Norme NF P18-711-A, 1992**). Pour les structures courantes, la vérification des déformations différées de fluage et de retrait ne semble pas toujours nécessaire. A l'inverse, lorsqu'il s'agit de structures particulièrement sensibles aux mécanismes différés, ces règles de calcul ne semblent

pas toujours suffisantes [**Eurocode2, 1992**]. La déformation différée de fluage  $\varepsilon_f(t)$  est obtenue d'après le coefficient de fluage  $\phi(t, t')$  et la raideur tangente conventionnelle à 28 jours du béton  $E_{c28}$ , selon la relation suivante :

$$\varepsilon_f(t) = \frac{\phi(t, t')}{E_{c28}} \quad (5.27)$$

Le modèle est détaillé dans l'annexe C. Il est à noter que le modèle de l'Eurocode 2 calcule la déformation de fluage totale qui comprend les fluages propre et de dessiccation, sans distinguer entre ces deux composantes de fluage, de plus ces calculs comportent une part importante d'approximation. Le modèle est basé sur un nombre important de paramètres, ce qui rend les calculs complexes.

### 5.2.2 Le modèle de Granger

Granger a étudié dans le cadre de sa thèse le comportement différé de bétons servant à la confection d'enceintes de confinement de centrales nucléaires [**Granger, 1996**]. Dans ses travaux, il a développé deux modèles, le premier consiste en une proposition de code, le deuxième est plus complexe, et prend notamment en compte les effets de la température, du vieillissement en cours de chargement,....

$$\varepsilon = \sigma \cdot \left[ \frac{1}{E_c} + \frac{3500 \cdot 10^3}{E_{c28}} \cdot \left( \frac{2.04}{0.1 + t_c^{0.2}} \right) \cdot \left( \frac{(t - t_c)^{0.35}}{(t - t_c)^{0.35} + 15} \right) \cdot \phi(t_c, 28j, 20^\circ C, 100\%) \right] \quad (5.28)$$

L'équation (5.28) présente le modèle simplifié de Granger, dont l'avantage essentiel est de ne nécessiter qu'un nombre limité de paramètres. Dans ce modèle, seule l'évaluation du module d'élasticité est requise.

Le modèle se divise en trois parties. La première partie traduit l'amplitude des déformations. La deuxième partie correspond à la fonction de vieillissement du CEB. La troisième partie est responsable de la cinétique du phénomène. Celle-ci a été extraite de la formulation de fluage du règlement de Béton Précontraint aux Etats Limites (BPEL) et modifiée pour s'adapter à la cinétique réelle du fluage propre.

### 5.2.3 Le modèle de Le Roy

Ce modèle a été développé dans le cadre de la thèse de [**LeRoy, 1996**] , en parallèle avec la création du modèle de retrait endogène. Le modèle a été adopté par la norme française AFREM. Le domaine de validité du modèle est limité aux bétons qui ont une concentration en granulats supérieure à 67 %, et qui présentent une résistance à la compression comprise entre 40 et 80 MPa. Le niveau de contraintes doit également être conservé en deçà de 70 % de la résistance mécanique. En effet l'erreur globale du modèle est estimée à 30%, lorsqu'on tient compte du calcul du retrait endogène, de dessiccation, de fluage propre et du fluage de dessiccation. Le modèle distingue les bétons avec fumée

de silice, pour lesquels l'équation (5.29) doit être employée, des bétons sans fumée de silice, auxquels est associée l'équation (5.30) :

$$\varepsilon = \sigma \cdot \left[ \frac{1}{E_c} + \frac{1}{E_{c28}} \cdot \left( 1,4 \frac{\sqrt{t-t_c}}{\sqrt{t-t_c} + 0,4 \exp(3,1 \cdot R_c(t_c)/R_{c28})} \right) \right] \quad (5.29)$$

$$\varepsilon = \sigma \cdot \left[ \frac{1}{E_c} + \frac{1}{E_{c28}} \cdot \left( \frac{3,6}{R_c^{0,37}} \frac{\sqrt{t-t_c}}{\sqrt{t-t_c} + 0,37 \exp(2,8 \cdot R_c(t_c)/R_{c28})} \right) \right] \quad (5.30)$$

Le modèle de [LeRoy, 1996] nécessite peu de paramètres, et ces paramètres sont faciles à identifier, car il est basé sur le module d'élasticité et la résistance à la compression du béton.

Le modèle de [LeRoy, 1996] se distingue des autres modèles par le fait qu'il prend en compte la présence de fumée de silice dans la formulation du béton. De fait, Le Roy a constaté que la cinétique de fluage des bétons avec fumée de silice varie selon l'âge de chargement. Ce résultat n'ayant pas été observé pour les bétons usuels (sans fumée de silice), un paramètre de cinétique a été modifié dans le modèle. La présence de fumée de silice dans le béton modifie donc la formulation du modèle. Malheureusement, le modèle ne tient pas compte de l'effet de la température sur le fluage propre. Cette caractéristique, particulièrement importante dans le cas de bétons utilisés dans des ouvrages massifs ou dans des conditions de chargement au jeune âge du matériau, sera prise en compte dans le modèle proposé.

#### 5.2.4 Modèle de Deschutter et Taerwe

Ce modèle a été développé pour évaluer le fluage propre d'une gamme de bétons en conditions scellées à une température de 20 °C. Le domaine de validité de ce modèle est limité à des niveaux de chargement inférieurs à 40 % de la résistance mécanique, i.e.  $\sigma/R_c < 0,4$ , ainsi qu'à un degré d'hydratation supérieur à 0,25. Le modèle est décrit par l'équation suivante :

$$\varepsilon = \sigma \cdot \left[ \frac{1}{E_c} + \frac{1}{E_{c28}} P_1(\xi) (1 + P_2(\xi) \cdot \alpha^2) \left( \frac{t-t_c}{600\xi^3 + t-t_c} \right)^{0,35} \right] \quad (5.31)$$

Les paramètres  $P_1$ ,  $P_2$  et  $\xi$  varient selon le type de ciment, ils sont définis en détail en Annexe C. Le nombre de paramètres intervenant dans cette formulation demeure similaire aux autres modèles.

Il s'agit globalement de paramètres faciles à identifier, si l'on fait abstraction du degré d'hydratation. Comme mentionné plus tôt, cette variable rend l'usage du présent modèle difficile d'approche pour la plupart des laboratoires. La principale particularité de ce modèle est qu'il a été développé pour décrire le comportement de bétons ordinaires et de bétons contenant des laitiers de hauts-fourneaux. Selon le type de ciment, certaines fonctions décrivant l'influence du degré d'hydratation doivent être modifiées

Globalement, cette formulation de type hyperbolique est complexe. Il semble difficile de distinguer l'influence des différents paramètres. Les inconvénients de ce modèle sont liés aux limites d'utilisation prescrites par les auteurs. Premièrement, le modèle ne peut simuler qu'un essai de fluage propre usuel à 20 °C. Dans le contexte d'une étude de comportement du béton au jeune âge ou d'un béton utilisé dans un ouvrage massif, les effets de température peuvent être importants, et amènent à envisager une autre formulation.

### 5.3 Description des modèles rhéologiques de fluage

Les modèles rhéologiques sont largement utilisés pour décrire le comportement non-newtonien des solutions de polymères et des polymères fondus (ex. pâte de silicone). Ces polymères se caractérisent par des déformations qui présentent à la fois un aspect élastique et un aspect visqueux. Le modèle le plus simple de fluide viscoélastique consiste à additionner les contraintes d'origine élastique et les contraintes d'origine visqueuse :

$$\sigma = \sigma_{elast} + \sigma_{visq} = E \cdot \gamma + \eta \dot{\gamma} \quad (5.32)$$

où  $E$  est un module d'élasticité et  $\gamma$  est la déformation. Une représentation graphique de ce modèle, dit solide de Kelvin-Voigt, est l'association en parallèle d'un ressort et d'un amortisseur. Nous pouvons également associer en série un ressort et un amortisseur (modèle du liquide de Maxwell). Les modèles de Kelvin et Maxwell ont évidemment des analogues en électricité : une résistance et un condensateur en parallèle ou en série. Les deux modèles font apparaître un temps de relaxation caractéristique  $\tau = \eta/E$  qui est l'analogie du temps caractéristique  $R_c$  en électricité. Certains chercheurs ont utilisés les modèles rhéologiques (ressort et amortisseur) pour représenter le comportement viscoélastique du béton [Bažant et Chern, 1985, 1989; De Schutter, 1999; Boe Hauggaard *et al.*, 1999]. Ces modèles rhéologiques peuvent exprimer la fonction de fluage ou de relaxation comme une somme d'exponentielles ou série de Dirichlet [De Borst et Van Den Boogaard, 1994] :

$$J(t) = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{1}{E_i} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{E_i}{\eta_i} t\right) \right] \quad (5.33)$$

où  $E_i$  [MPa] et  $\eta_i$  [MPa.s] sont la rigidité et la viscosité élémentaires de la  $i^{\text{ème}}$  chaîne de Kelvin-Voigt. Il est possible de se représenter la fonction de fluage comme un ensemble d'équations linéaires [Carol et Bažant, 1993]. Les chaînes de Kelvin-Voigt et Maxwell sont les plus utilisées pour modéliser le fluage du béton. Certains chercheurs ont utilisé une seule unité de Kelvin-Voigt pour représenter le fluage propre du béton [De Schutter, 1999; Boe Hauggaard *et al.*, 1999].

### 5.4 Modèle proposé

En se basant sur l'observation expérimentale de la linéarité entre la déformation de fluage et les contraintes (pour des contraintes inférieures à 30 - 50 % de la résistance en

compression), la déformation de fluage peut être écrite sous la forme suivante, pour un état de contrainte  $\sigma$  constant :

$$\varepsilon_{fp}(t, t') = J(t, t') \cdot \sigma \quad (5.34)$$

où  $t$  est le temps,  $t'$  est l'âge d'application des contraintes, et  $J(t, t')$  est le tenseur de complaisance de fluage du quatrième ordre.

Le modèle de fluage propre proposé dans ce travail est une chaîne de Kelvin-Voigt, et il est illustré sur la Figure (5.1). Il est similaire au modèle de fluage propre proposé par [De Schutter, 1999; Boe Hauggaard *et al.*, 1999]. Nous allons écrire l'équation

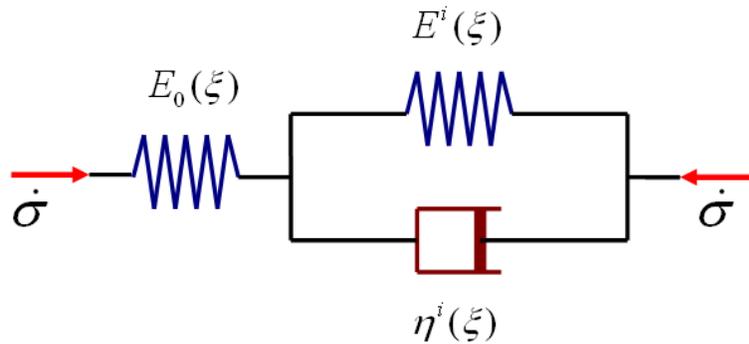


FIGURE 5.1: Modèle rhéologique de la chaîne Kelvin-Voigt

différentielle qui décrit l'unité  $i$  de Kelvin Voigt, en exprimant l'increment de la contrainte appliquée :

$$\dot{\sigma} = \dot{\sigma}_{ressort}^i + \dot{\sigma}_{amortisseur}^i \quad (5.35)$$

où  $\sigma_{re}^i$  désigne la contrainte dans le ressort, et  $\sigma_{am}^i$  la contrainte dans l'amortisseur.

La loi de comportement du ressort conduit à écrire l'increment de la contrainte sous la forme suivante :

$$\dot{\sigma}_{ressort}^i = E_{fp}^i(\xi) \cdot \dot{\varepsilon}_{fp}^i \quad (5.36)$$

où  $E_{fp}^i$  est la rigidité du ressort dans l'unité  $i$  de Kelvin-Voigt. De façon similaire, la loi de comportement de l'amortisseur s'écrit :

$$\sigma_{amortisseur}^i = \eta_{fp}^i(\xi) \cdot \dot{\varepsilon}_{fp}^i \quad (5.37)$$

où  $\eta_{fp}^i$  désigne la viscosité de l'amortisseur dans l'unité  $i$  de Kelvin-Voigt.

[De Schutter, 1999] a exprimé les paramètres du matériau en fonction du degré d'hydratation du ciment. Ces paramètres ont été décrits en fonction du temps [Boe Hauggaard *et al.*, 1999]. La relation proposée par [De Schutter, 1999] a été identifiée pour le béton étudié dans le cadre de cette thèse, on obtient :

$$E_{fp}^i(\xi) = \frac{E_{fp\infty}^i}{2,082 - 1,608\xi} \left[ \frac{\xi - \xi_0}{\xi_\infty - \xi_0} \right]^\beta \quad (5.38)$$

où  $E_{fp\infty}^i$  représente la rigidité finale (pour  $\xi = \xi_\infty$ ) du ressort dans l'unité  $i$  de Kelvin-Voigt,  $\xi_0, \xi_\infty$  désignent respectivement le degré d'hydratation au début et à la fin de l'essai. Le temps de relaxation  $\tau_{fp}^i(\xi)$ , qui est défini de la façon suivante :

$$\tau_{fp}^i(\xi) = \frac{\eta_{fp}^i(\xi)}{E_{fp}^i(\xi)} \quad (5.39)$$

dépend du matériau.

Si on dérive l'équation (5.37), on obtient :

$$\dot{\sigma}_{amortisseur}^i = \frac{\partial}{\partial \xi} \left[ \eta_{fp}^i(\xi) \cdot \dot{\epsilon}_{fp}^i \right] = \eta_{fp}^i(\xi) \cdot \ddot{\epsilon}_{fp}^i + \dot{\eta}_{fp}^i(\xi) \cdot \dot{\epsilon}_{fp}^i \quad (5.40)$$

Par substitution des équations (5.35), (5.36), (5.40), nous obtenons une équation différentielle non linéaire du deuxième degré :

$$\dot{\sigma} = E_{fp}^i(\xi) \cdot \dot{\epsilon}_{fp}^i + \eta_{fp}^i(\xi) \cdot \ddot{\epsilon}_{fp}^i + \dot{\eta}_{fp}^i(\xi) \cdot \dot{\epsilon}_{fp}^i \quad (5.41)$$

Cette équation peut encore être écrite de la manière suivante :

$$\ddot{\epsilon}_{fp}^i + \left( \frac{\dot{\eta}_{fp}^i(\xi) + E_{fp}^i(\xi)}{\eta_{fp}^i(\xi)} \right) \dot{\epsilon}_{fp}^i = \frac{\dot{\sigma}}{\eta_{fp}^i(\xi)} \quad (5.42)$$

Pour résoudre l'équation non linéaire (5.42), nous supposons que les propriétés du matériau sont constantes au cours d'un pas de temps, cette approximation est valable si le pas de temps choisi est suffisamment petit, Figure (5.2).

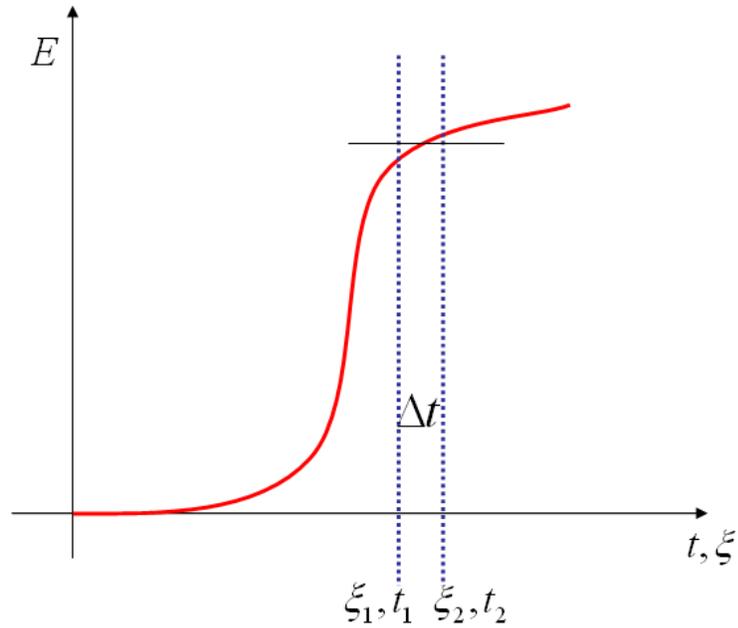
On suppose que la déformation de fluage propre initiale est nulle, et que la contrainte est appliquée à l'instant  $t = 0$  :

$$\epsilon_{fp}(t = 0) = 0, \quad \sigma(t = 0) = 0 \quad (5.43)$$

Les propriétés moyennes sur l'intervalle  $[t_n, t_{n+1}]$  sont données par les équations suivantes :

$$\left\{ E_{fp}^i(\xi) = E_{fp}^i \left( \frac{\xi_n + \xi_{n+1}}{2} \right); \dot{E}_{fp}^i(\xi) = \frac{E_{fp}^i(\xi_{n+1}) - E_{fp}^i(\xi_n)}{\Delta t_n}; \xi \in [\xi_n, \xi_{n+1}] \right\} \quad (5.44)$$

Avec un pas de temps fin, nous pouvons approcher l'équation (5.42) par la relation suivante :



**FIGURE 5.2:** Evolution des propriétés du matériau au cours d'un pas de temps

$$\ddot{\varepsilon}_{fp}^i + \left( \frac{\bar{E}_{fp}^i(\xi)}{\bar{\eta}_{fp}^i(\xi)} \right) \dot{\varepsilon}_{fp}^i = \frac{\dot{\sigma}}{\bar{\eta}_{fp}^i(\xi)} \quad (5.45)$$

Cette équation différentielle de deuxième degré possède des solutions homogènes et particulières, partant de l'équation homogène on peut ainsi écrire :

$$\ddot{\varepsilon}_{fp}^i + \left( \frac{\bar{E}_{fp}^i(\xi)}{\bar{\eta}_{fp}^i(\xi)} \right) \dot{\varepsilon}_{fp}^i = 0 \quad (5.46)$$

Les solutions homogènes sont de forme :

$$\varepsilon_{fp}^i(hom) = \lambda_1 + \lambda_2 \cdot \exp \left( -t \cdot \frac{\bar{E}_{fp}^i(\xi)}{\bar{\eta}_{fp}^i(\xi)} \right) \quad (5.47)$$

La solution particulière est de forme :

$$\varepsilon_{fp}^i(par) = \frac{\dot{\sigma}}{\bar{E}_{fp}^i(\xi)} \cdot t \quad (5.48)$$

La solution totale est obtenue en effectuant la somme des solutions homogène et particulière :

$$\varepsilon_{fp}^i(tot) = \lambda_1 + \lambda_2 \cdot \exp \left( -t \cdot \frac{\bar{E}_{fp}^i(\xi)}{\bar{\eta}_{fp}^i(\xi)} \right) + \frac{\dot{\sigma}}{\bar{E}_{fp}^i(\xi)} \cdot t \quad (5.49)$$

En utilisant les conditions initiales (équation 5.43), pour  $(t = 0; \varepsilon_{fp}^i = 0)$  on obtient :

$$\varepsilon_{fp}^i(tot) = \lambda \left[ 1 - \exp \left( -t \cdot \frac{\bar{E}_{fp}^i(\xi)}{\bar{\eta}_{fp}^i(\xi)} \right) \right] + \frac{\dot{\sigma}}{\bar{E}_{fp}^i(\xi)} \cdot t \quad (5.50)$$

En dérivant l'équation (5.50) et en prenant en compte l'équation (5.37), nous obtenons :

$$\text{Pour } t = 0; \dot{\varepsilon}_{fp}^i(0) = \dot{\sigma}_{am}^i(0) / \bar{\eta}_{fp}^i \Rightarrow$$

$$\lambda = \left( \frac{1}{\bar{E}_{fp}^i} \right) \cdot \sigma_{am}^i(0) - \left( \frac{\bar{\eta}_{fp}^i}{\bar{E}_{fp}^{2i}} \right) \quad (5.51)$$

## 5.5 Algorithme de résolution numérique

L'équation constitutive non linéaire est résolue en utilisant l'algorithme suivant.

Pour calculer la déformation de fluage, les contraintes sont linéarisées à chaque pas du temps :

$$\sigma(t) = \sigma_n + \Delta\sigma_{n+1} \left( \frac{t - t_n}{\Delta t_n} \right) \quad (5.52)$$

où  $\Delta t_n = t_{n+1} - t_n$ ,  $t \in [t_n; t_{n+1}]$ ,  $\Delta\sigma_{n+1} = \sigma_{n+1} - \sigma_n$ ,  $\sigma_n$  la contrainte au pas de temps  $n$ ,  $t_n$  est le temps au pas de temps  $n$ . L'increment de la déformation de fluage peut écrire :

$$\Delta\varepsilon_{fp}^{n+1} = \varepsilon_{fp}^{n+1} - \varepsilon_{fp}^n = a_{fp} + b_{fp} \cdot \sigma^n + c_{fp} \cdot \sigma^{n+1} \quad (5.53)$$

où :

$$a_{fp} = \sum_i \frac{\sigma_{am}^i}{\bar{E}_{fp}^i(\xi)} \left[ 1 - \exp \left( -\Delta t \cdot \frac{\bar{E}_{fp}^i(\xi)}{\bar{\eta}_{fp}^i(\xi)} \right) \right] \quad (5.54)$$

$$b_{fp} = - \sum_i \frac{\dot{\sigma}^i}{\bar{E}_{fp}^i(\xi)} \left[ \Delta t - \frac{\bar{\eta}_{fp}^i(\xi)}{\bar{E}_{fp}^i(\xi)} \left( 1 - \exp \left( -\Delta t \cdot \frac{\bar{E}_{fp}^i(\xi)}{\bar{\eta}_{fp}^i(\xi)} \right) \right) \right] \quad (5.55)$$

$$c_{fp} = -b \quad (5.56)$$

On peut également calculer l'increment de la contrainte dans l'amortisseur :

$$\sigma_{am}^{i, n+1} = \Delta\sigma^{n+1} \cdot \left( \frac{\bar{\eta}_{fp}^i(\xi)}{\Delta t \cdot \bar{E}_{fp}^i(\xi)} \right) \left[ 1 - \exp \left( -\Delta t \cdot \frac{\bar{E}_{fp}^i(\xi)}{\bar{\eta}_{fp}^i(\xi)} \right) \right] + \sigma_{am}^{i, n} \cdot \exp \left( -\Delta t \cdot \frac{\bar{E}_{fp}^i(\xi)}{\bar{\eta}_{fp}^i(\xi)} \right) \quad (5.57)$$

Nous avons ainsi besoin de connaître la contrainte et la déformation au pas de temps  $n$  pour calculer la déformation de fluage au pas de temps  $n + 1$ , et le stockage de l'histoire

des contraintes n'est pas nécessaire. Avant d'écrire la loi multiaxiale du fluage, nous rappelons la loi de comportement de Hooke qui est décrite par la relation suivante dans le cas multi-axial :

$$\varepsilon = E^{-1} \cdot G \cdot \sigma \quad (5.58)$$

où :

$$G = \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \quad (5.59)$$

Avec :  $E$  : le module d'Young du matériau,  $\nu$  est le coefficient de Poisson de fluage, ce paramètre peut être considéré constant [Bažant *et al.*, 1997] et égal au coefficient de Poisson de l'élasticité linéaire ( $\nu = 0.2$ ) On peut écrire l'équation (5.53) :

$$\Delta \varepsilon_{fp}^{n+1} = \varepsilon_{fp}^{n+1} - \varepsilon_{fp}^n = A_{fp} + B_{fp} \cdot \sigma^n + C_{fp} \cdot \sigma^{n+1} \quad (5.60)$$

L'incrément de la contrainte  $\Delta \sigma_{n+1}$  à la fin du pas de temps  $n$  est mis à jour par la relation suivante :

$$\Delta \sigma_{n+1} = E \cdot \Delta \varepsilon_e^{n+1} = E \cdot (\Delta \varepsilon^{n+1} - \Delta \varepsilon_{fp}^{n+1} - \Delta \varepsilon_{re}^{n+1} - \Delta \varepsilon_{th}^{n+1}) \quad (5.61)$$

## 5.6 Paramètres du modèle

Le modèle viscoélastique fait intervenir un certain nombre de paramètres, nous pouvons distinguer des paramètres correspondant au comportement du matériau, et des paramètres dépendant du modèle du fluage. Les paramètres dépendant du matériau sont les résistances classiques du béton en traction  $f_t$  et en compression  $f_c$ . Ces résistances sont représentées en fonction du degré d'hydratation  $\xi$ , qui constitue le paramètre majeur du modèle, et dont l'évolution dépend du type du ciment utilisé. Les paramètres du modèle de fluage sont  $\tau_i$ ,  $\eta_i$  et  $E_i$ , nous les avons décrits en fonction du paramètres principal  $\xi$ .

## 5.7 Modèle d'endommagement élastique isotrope

Une variable d'endommagement scalaire  $D$  est utilisée pour décrire la micro-fissuration. Cette variable d'endommagement  $D$  associée au processus de dégradation mécanique induit par le développement des micro-fissures, est définie par le rapport entre l'aire occupée par les micro-fissures créées et l'aire totale du matériau. Les contraintes apparentes  $\sigma$  s'écrivent :

$$\sigma = (1 - D) \cdot \tilde{\sigma} = E(\xi) \cdot \varepsilon_e \quad (5.62)$$

Où :  $\varepsilon_e$  est la déformation élastique,  $E(\xi)$  et le tenseur de rigidité élastique dépendant du degré d'hydratation.

La déformation élastique  $\varepsilon_e$  s'écrit par :

$$\dot{\varepsilon}_e = \dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}_{fp} - \dot{\varepsilon}_{re} - \dot{\varepsilon}_{th} \quad (5.63)$$

Où :  $\dot{\varepsilon}$  est la déformation totale,  $\dot{\varepsilon}_{fp}$  est la déformation du fluage propre,  $\dot{\varepsilon}_{re}$  est la déformation du retrait endogène,  $\dot{\varepsilon}_{th}$  est la déformation thermique.

Le critère d'endommagement est donné par le critère de Mazars [**Mazars, 1984**] :

$$f = \hat{\varepsilon} - \kappa_0 \quad (5.64)$$

Où :  $\kappa_0$  est le seuil de déformation en traction et  $\hat{\varepsilon}$  la déformation de traction équivalente :

$$\hat{\varepsilon} = \sqrt{\langle \varepsilon_e \rangle_+ : \langle \varepsilon_e \rangle_+} \quad (5.65)$$

La variable d'endommagement est reliée aux variables d'endommagement en compression  $D_c$  et en traction  $D_t$  par la relation suivante :

$$D = (1 - \gamma_t)D_c + \gamma_t D_t \quad (5.66)$$

Où :  $\gamma_t$  est reliée à la déformation de compression et de traction créée par les contraintes principales de traction et de compression [**Mazars, 1984**]. L'évolution des variables d'endommagement en traction  $D_t$  et en compression  $D_c$  est formulée comme suit :

$$D_x = 1 - \frac{\kappa_0}{\hat{\varepsilon}} [(1 + A_x) \exp(-B_x \hat{\varepsilon}) - A_x \exp(-2B_x \hat{\varepsilon})] \quad (5.67)$$

Où :  $A_x$  et  $B_x$  ( $x = t$  pour la traction et  $x = c$  pour la compression) sont des paramètres matériaux constants, contrôlant la partie non linéaire de la courbe contrainte-déformation. Dans notre étude nous ne considérons que l'endommagement du à la traction, car les contraintes en compression sont très petites par rapport à la résistance en compression.

La résistance à la traction évolue en fonction de degré d'hydratation selon l'équation (4.10) [**De Schutter, 1999**].

L'évolution du seuil de déformation en traction figurant dans l'équation (5.67) est calculée à partir de l'évolution de la résistance à la traction, équation (4.6), et du module d'Young, équation (4.10) :

$$\kappa_0 = \frac{F_t(\xi)}{E(\xi)} \quad (5.68)$$

Dans notre modèle, la densité de l'énergie de dissipation  $g_{Ft}$  associée à la rupture en traction est donnée par la relation suivante :

$$g_{Ft} = \frac{F_t(\xi)(1 + A_t/2)}{B_t} \quad (5.69)$$

Elle est reliée à l'énergie de rupture  $G_{Ft}$  et à la longueur caractéristique  $l_c$  :

$$g_{Ft} = \frac{G_{Ft}}{l_c} \quad (5.70)$$

L'énergie de rupture dépend du degré d'hydratation [De Schutter et Taerwe, 1997] :

$$G_{Ft}(\xi) = G_{Ft} \left( \frac{\xi - \xi_0}{\xi_\infty - \xi_0} \right)^\delta \quad (5.71)$$

[De Schutter et Taerwe, 1997] a trouvé pour un ciment CEM I 52,5 que  $\delta = 0,46$  conduit à un excellent ajustement avec les données expérimentales.

Il convient de noter finalement que le modèle ne permet pas de reproduire les déformations inélastiques observées après déchargement, ni la dilatation et l'aspect unilatéral.

## 6 Conclusions

Une modélisation macroscopique, fondée sur la compréhension des phénomènes physico-chimiques qui sont à l'origine des déformations différées, et qui recourt ainsi à des lois de comportement intrinsèques pour le comportement différé du béton couplées à une étude de l'évolution du degré d'hydratation, a été proposée dans ce chapitre. Ce type d'approche s'est révélée indispensable pour tenir compte de la variation des déformations dans les structures massives.

Dans une première étape, la prise en compte de l'hydratation a été introduite par une boucle thermique dans le code aux éléments finis Castem pour calculer l'évolution du degré d'hydratation du béton. Avec cette boucle thermique, on peut prendre en compte la variation de la température du milieu ambiant. Ensuite nous avons créé une boucle mécanique permet de calculer la déformation du fluage par le modèle développé. Un modèle d'endommagement élastique isotrope a été ensuite été couplé avec le modèle de fluage afin de prédire les risques de fissurations dans le béton.

nous allons présenter dans le chapitre suivant l'identification des paramètres du modèle, ensuite des simulations numériques à l'échelle de l'éprouvette et à l'échelle de la structure seront présentées pour tester la robustesse du modèle et le valider.

## Validation du modèle

Dans ce chapitre nous présentons des simulations des essais réalisés, et une validation de notre modèle a été effectuée sur une structure massive. Le calcul de la température au sein de la structure est validé par comparaison des températures au cœur et en surface mesurées et déterminées par la modélisation. Cette comparaison montre une bonne concordance entre expérience et modèle. La déformation mesurée en différents points de la structure est comparée à celle obtenue numériquement. Une excellente concordance est obtenue entre les mesures expérimentales et la modélisation, ce qui montre que le modèle est également capable de traduire le comportement observé à l'échelle de la structure. La cartographie de la contrainte illustrée dans la pièce massive nous permet de distinguer les zones qui sont soumises à la contrainte de traction (risque de fissuration).

### Sommaire

---

<b>1</b>	<b>Introduction</b> . . . . .	<b>145</b>
<b>2</b>	<b>Modélisation Thermo-Chemo-Mecanique</b> . . . . .	<b>146</b>
	2.1 Modélisation du transfert de chaleur . . . . .	146
<b>3</b>	<b>Modélisation du Retrait thermique</b> . . . . .	<b>147</b>

<b>4</b>	<b>Modélisation du retrait endogène . . . . .</b>	<b>147</b>
4.1	Modèles existants . . . . .	147
4.2	Modèle proposé . . . . .	150
<b>5</b>	<b>Modélisation du fluage propre . . . . .</b>	<b>150</b>
5.1	Introduction . . . . .	150
5.2	Description des modèles de fluage propre . . . . .	151
5.3	Description des modèles rhéologiques de fluage . . . . .	155
5.4	Modèle proposé . . . . .	155
5.5	Algorithme de résolution numérique . . . . .	159
5.6	Paramètres du modèle . . . . .	160
5.7	Modèle d'endommagement élastique isotrope . . . . .	160
<b>6</b>	<b>Conclusions . . . . .</b>	<b>162</b>

---

# 1 Introduction

Nous avons développé un modèle qui décrit le comportement différé du matériau sous des sollicitations mécaniques diverses (traction, compression, traction-compression combinées). Afin de vérifier que le modèle développé reproduit correctement la réalité du comportement observé, des simulations numériques sont effectuées. Le modèle a été implanté dans code de calcul CAST3M. Des simulations numériques sont faites à l'aide de ce code en utilisant des éléments finis de type QUA4, QUA8, et CUB8. Une analyse détaillée des résultats est proposée, et une comparaison est effectuée entre les résultats des simulations numériques et les résultats expérimentaux obtenus en laboratoire et à l'échelle de la structure. Dans la première partie, les simulations numériques sont réalisées sur l'essai de calorimétrie semi-adiabatique. L'objectif est d'identifier, d'analyser et de valider le modèle d'hydratation du ciment. L'identification des différents paramètres introduits dans le modèle au jeune âge nécessite de travailler sur des exemples concrets de matériaux. Les lois empiriques identifiées pour ces matériaux peuvent être ensuite adaptées à d'autres types de bétons. Dans un premier temps, pour identifier le modèle d'hydratation, nous nous sommes basés sur la campagne expérimentale réalisée sur les différentes formulations de béton étudiées (chapitre 4), à savoir les bétons BHPM, BHP1, B5. Dans un second temps, des simulations d'essais de retrait libre endogène ont été effectuées en 3D, ensuite nous avons simulé l'essai à l'anneau en 2D, afin d'identifier les paramètres de fluage. Dans un dernier temps, des simulations ont été réalisées sur des structures en grandeur réelle et en conditions de chantier.

## 2 Identification des paramètres thermiques et d'hydratation

La détermination des paramètres de transfert de chaleur d'un matériau poreux est un problème complexe. Dans certaines conditions, ces matériaux pourront par exemple se trouver soumis à des transferts plus ou moins couplés de chaleur et d'humidité. Les spécificités du béton durcissant accroissent cette complexité. Les modifications micro-structurales importantes subies par le matériau, accompagnées d'une libération de chaleur, imposent des temps de prise de mesures relativement courts afin de pouvoir suivre avec précision l'évolution des paramètres thermophysiques [Mounanga, 2003]. Dans notre étude, nous allons déterminer la chaleur massique et la capacité thermique du ciment à partir d'essais de calorimétrie semi-adiabatique, et nous allons nous baser sur l'étude de [Mounanga, 2003] pour choisir les valeurs de conductivité thermique.

### 2.1 Chaleur massique du ciment $Q_{Totale}$ ou $Q_{\infty}$

Plusieurs études ont été menées sur l'hydratation des phases d'un ciment Portland [Taylor, 1990; Van Breugel, 1991]. Selon ces auteurs, la quantité de chaleur libérée lors de l'hydratation complète du ciment peut être évaluée à partir de sa composition

minéralogique selon l'équation (1.23). La chaleur d'hydratation de chaque ciment a été estimée à l'aide de sa composition minéralogique donnée dans le Tableau (6.1). Nous présentons ici un exemple de calcul de la chaleur massique du ciment CEM I utilisé dans l'étude à partir de la formule de **Bogue** (équation (1.22)). La composition chimique du ciment utilisé est donnée dans le Tableau (6.1) du chapitre 4, que nous rappelons ci-dessous. Dans une première étape, les teneurs des phases sont déterminées par les équations de Bogue (1.22), ensuite on multiplie chaque constituant par la chaleur massique correspondante, selon l'équation (1.23), pour obtenir la chaleur massique du ciment.

Phases	teneurs massiques [%]	chaleur massique phases [kJ/kg]	chaleur massique ciment [kJ/kg]
$C_3S$	67,52	510	451,13
$C_2S$	14,43	260	
$C_3A$	3,74	1100	
$C_4AF$	6,84	410	
$CSbH_2$	4,73		
$CCb$	2,95		

**TABLE 6.1:** Calcul de la chaleur massique du ciment CEM I Le Teil

Des calculs sont faits pour le Ciment CEM I (52,5 N CE PM-ES-CP2 NF Le Havre) utilisé dans les formulations du béton B2, la chaleur massique de ce ciment est de 488,44 [kJ/kg].

Dans son étude, [Van Breugel, 1991] a calculé des valeurs de  $Q_\infty$  en utilisant les résultats de chaleur d'hydratation des différentes phases proposées par plusieurs auteurs. Les différentes valeurs de  $Q_\infty$  lui ont alors permis de déterminer les degrés d'hydratation correspondants. Sa conclusion est alors que pour le même ciment, le degré d'hydratation final peut varier de 4 % d'un auteur à l'autre. Les formules de Bogue ne sont pas applicables pour tous les types de ciment, comme dans le cas du ciment composé CEM V (qui contient des laitiers et des cendres volantes), ou le ciment pouzzolanique CEM IV.

Actuellement, des indications limitées sont disponibles pour quantifier la chaleur d'hydratation de systèmes cimentaires contenant des ajouts supplémentaires. Pour les ciments contenant des constituants secondaires (laitier de haut fourneau ou fillers calcaires), [Divet, 2003] a considéré ces phases comme inertes au jeune âge de l'hydratation. Il est à noter que [Waller, 1999] a défini un degré d'hydratation du ciment prenant en compte les phases réactives du ciment, et a défini un degré d'hydratation du ciment et un degré d'hydratation des pouzzolanes. [Schindler et Folliard, 2003] a décrit et quantifié l'influence de l'addition de différents dosages de cendres volantes (classe C, et F) et des laitiers sur la chaleur d'hydratation de béton. Il a présenté un modèle qui peut être utilisé pour prédire la chaleur d'hydratation de différents ciment avec différents dosages d'additions. La chaleur totale d'hydratation  $Q_{Totale}$  pour le ciment et les additions à une hydratation de 100 % peut être modélisée par l'équation suivante :

$$Q_{Totale} = Q_u \cdot C_c \quad (6.1)$$

Avec :

$Q_{Totale}$  la chaleur totale d'hydratation du béton [ $J/m^3$ ],  
 $C_c$  la teneur en matériaux cimentaires [ $g/m^3$ ],  
 $Q_u$  la chaleur ultime d'hydratation du béton [ $J/g$ ],

$$Q_u = Q_{ciment} \cdot \rho_{ciment} + 461 \cdot \rho_{laitier} + Q_{cendre} \cdot \rho_{cendre} \quad (6.2)$$

Avec :

$\rho_{ciment}$  la proportion de ciment dans le béton,  
 $\rho_{laitier}$  la proportion du laitier dans le béton,  
 $\rho_{cendre}$  la proportion de la cendre volante dans le béton,  
 $Q_{cendre}$  la chaleur d'hydratation de la cendre volante [ $J/g$ ],  
 $Q_{ciment}$  la chaleur d'hydratation du ciment [ $J/g$ ]. Dans le cas du CEM V, nous allons utiliser les caractéristiques des constituants du ciment données par le fabricant, c'est-à-dire que nous prenons (67,2 %  $C_3S$ ; 8,8 %  $C_2S$ ; 7,3 %  $C_3A$ ; 11,1 %  $C_4AF$ ), voir annexe A. En appliquant l'équation (6.1) avec 0,56 de ciment, 0,22 de Laitier, et 0,22 de Cendres, on arrive à calculer la chaleur massique du CEM V, qui s'élève à 422,59 [ $kJ/kg$ ].

## 2.2 Conductivité thermique $\lambda$

• La conductivité thermique du béton dépend de celle de ses constituants (ciment, granulat, eau, air occlus) et de leur proportion dans le mélange. Nous présentons dans le Tableau (6.2) des valeurs de la conductivité thermique et de la capacité calorifique des constituants du béton. [Missenard, 1965] situe la conductivité thermique d'un béton

	Conductivité thermique $W m^{-1} K^{-1}$	Capacité calorifique $J kg^{-1} K^{-1}$
Granulats	1,4 - 4,3	750 - 800
Pâte de ciment $E/C$ (0,25-0,6)	1,3 - 1,	1140 - 1600
Béton	1,5 - 3,5	800 - 1200
Eau	0,5	4200
Air	0,03	10500

**TABLE 6.2:** Conductivité thermique et capacité calorifique des constituants du béton [Middess et Young, 1981]

ordinaire, contenant 10 % d'air occlus, entre 1,1 et 2,3  $W m^{-1} K^{-1}$  et pour un volume d'air occlus de 15 %, la conductivité thermique est comprise entre 1 et 2  $W m^{-1} K^{-1}$ . Il a donné les valeurs de la conductivité thermique de différents bétons à 15 °C, qui sont de l'ordre de 0,75 – 0,85  $W m^{-1} K^{-1}$ . Ces valeurs de conductivité thermique du béton sont similaires à celles données par l'ACI [ACI, 1994], qui est de l'ordre de 1,7 – 2,53  $W m^{-1} K^{-1}$ .

• L'âge du béton influe peu sur la valeur de sa conductivité thermique. [Kim et al., 2003] ont enregistré une faible variation de la conductivité de la pâte de ciment en fonction

du temps : pour une pâte de rapport  $E/C = 0,4$  conservée en salle humide à  $20^{\circ}\text{C}$ , la variation de la conductivité thermique mesurée entre 3 et 28 jours, demeure inférieure à 5%. [Bastian et Khelidj, 1995] ont observé que la conductivité thermique d'un béton de rapport  $E/C$  proche de 0,6, mesurée à partir de la fin du malaxage et jusqu'à 28 jours, ne variait pas non plus de façon significative au cours du temps, cette valeur varie entre 2 et  $2,1 \text{ W m}^{-1} \text{ K}^{-1}$ .

- [Kim *et al.*, 2003] ont observé qu'à un âge donné, une augmentation de la température de ( $20$  à  $60^{\circ}\text{C}$ ) se traduisait par une dimension de l'ordre de 10 à 20 % de la conductivité thermique.

- Au regard des résultats obtenus par [Mounanga, 2003], dans son étude sur la conductivité thermique de la pâte de ciment avec différents rapport  $E/C$  et à différentes températures ( $10, 20, 30, 40^{\circ}\text{C}$ ). Il a trouvé que la température n'est pas un paramètre influant significativement sur l'évolution de la conductivité thermique des pâtes de ciment durcissantes, si l'on excepte les premières heures d'hydratation. En fin d'essai et pour un même rapport  $E/C$ , la différence entre les valeurs mesurées à différentes températures et la valeur moyenne calculée sur les 4 températures étudiées, est inférieure à 5 %. Concernant le rapport  $E/C$  il a observé que la variation du rapport  $E/C$  ne modifie pas sensiblement la conductivité thermique des pâtes de ciment. La conductivité thermique varie par contre en fonction du ferrailage de la pièce de béton. Les valeurs courantes admises dans le module TEXO-CESAR LCPC vont de ( $60 \text{ J/h/cm}^{\circ}\text{C} = 1,667 \text{ W/m/K}$ ) pour les pièces peu ferrillées à ( $110 \text{ J/h/cm}^{\circ}\text{C} = 3,05 \text{ W/m/K}$ ) pour les pièces très ferrillées. [De Morais *et al.*, 2006] a utilisé une relation pour calculer les limites inférieure et supérieur de la conductivité thermique en fonction de la température :

$$\lambda_{inf} = 1,36 - [0,136 + 0,0057(T/100)](T/100) \quad (6.3)$$

$$\lambda_{sup} = 2 - [0,2451 + 0,0107(T/100)](T/100) \quad (6.4)$$

$T$  est la température ambiante [ $^{\circ}\text{C}$ ].

En appliquant l'équation précédente pour une température de ( $20^{\circ}\text{C}$ ), on trouve une valeur qui varie entre ( $1,33$  et  $1,95 \text{ W/m/K}$ ).

Une valeur moyenne constante de ( $2,3 \text{ W/m/K}$ ) a été prise par [Di Luzio et Cusatis, 2009] dans ses simulations sur un béton à hautes performances BHP.

[Staquet, 2004] a pris une valeur de ( $1,667 \text{ W/m/K}$ ) (pièce non ferrillée) dans ses calcul avec le modèle TEXO-CESAR LCPC. Pour une raison de simplicité, la valeur du paramètre est prise constante pour les différents bétons étudiés, et vaut ( $1,667 \text{ W/m/K}$ ).

### 2.3 Capacité thermique volumique $C$

Les résultats expérimentaux obtenus par [Mounanga, 2003] sur les propriétés thermophysiques des pâtes de ciment durcissantes au très jeune âge montrent qu'au delà des premières heures d'hydratation, l'influence de la température n'est pas sensible. Il n'est pas possible d'établir un lien direct entre l'histoire des températures subies par le matériau et les évolutions de sa capacité calorifique volumique. Une définition de la capacité thermique a été présentée dans le paragraphe (7.1) du chapitre 3. Par ailleurs, le rapport  $E/C$

a une faible influence sur l'évolution de la capacité thermique des pâtes de ciment au jeune âge. [De Schutter et Taerwe, 1995] a mesuré une décroissance linéaire de la capacité calorifique d'un béton en fonction du degré d'hydratation. Par contre [Bastian et Khelidj, 1995] n'ont pas observé de modification fondamentale de la capacité calorifique volumique d'un béton entre la fin du coulage et 28 jours, ils ont toutefois noté une capacité thermique volumique initiale plus élevée, qu'ils attribuent à l'eau non liée chimiquement. La capacité calorifique volumique du béton varie en fonction de la composition du béton. Néanmoins pour les bétons les plus courants, la valeur habituellement utilisée dans le module TEXO est ( $2,4 J/cm^3 = 2,4 \times 10^6 J/m^3$ ). En connaissant la composition de chaque béton étudié, ainsi que les capacités thermiques massiques de ses constituants, on peut calculer la capacité thermique de chaque béton par l'équation (3.17) (chapitre 3, section 7.1). Nous présentons dans le Tableau (6.3) les calculs de capacité calorifique pour les différents bétons étudiés. La capacité calorifique volumique est calculée en divisant la capacité massique par la masse volumique.

Béton	Capacité calorifique massique $W kg^{-1}K^{-1}$	masse volumique $\rho$	Capacité calorifique volumique $J m^{-3}K^{-1}$
BHPM	1002,45	2397	$2,4027 \times 10^6$
BHP1	1044,32	2387	$2,4923 \times 10^6$
B5	1021,42	2418	$2,468 \times 10^6$
B2	1065,49	2380	$2,5357 \times 10^6$

TABLE 6.3: Capacités calorifiques massique et volumique des différents bétons étudiés

## 2.4 Coefficient d'échange $h$

C'est le coefficient qui modélise globalement le processus d'échange avec le milieu extérieur en caractérisant le taux d'isolation du béton en fonction du type de coffrage choisi et des données climatiques (surface ventilée ou abritée). Pour les calculs dans TEXO CESAR-LCPC, [Staquet, 2004] a utilisé les valeurs suivantes :

$h = 11,16 kJ/h/m^2/K$  ( $3,1W/K/m^2$ ) pour le moule en PVC,

$h = 21,16 kJ/h/m^2/K$  ( $5,877W/K/m^2$ ) pour la surface libre en atmosphère ventilée.

Le coefficient d'échange thermique avec l'extérieur a été calé sur la réponse mesurée en température. Nous avons pris une valeur de coefficient d'échange égale à  $h = 3$  pour les simulations des essais en laboratoire (les éprouvettes sont protégées par une feuille d'aluminium), et  $h = 6$  pour les cas de simulations sur structures réelles.

## 2.5 Énergie d'activation $E_a$

Dans la littérature l'énergie d'activation est estimée par différentes recommandations. Hansen et Pedersen [Hansen et Pedersen, 1977] ont proposé la formulation suivante pour l'énergie d'activation en fonction de la température, qui permet de représenter plusieurs

types de ciments Danois :

$$T \geq 20^{\circ}\text{C} \Rightarrow E(T) = 33,5[\text{kJ/mol}] \quad T < 20^{\circ}\text{C} \Rightarrow E(T) = 33,5 + 1,470(20 - T)[\text{kJ/mol}] \quad (6.5)$$

Dans plusieurs cas la formule de [Hansen et Pedersen, 1977] est utilisée indépendamment du type de ciment ou d'ajout. La Rilem 119-TCE [Springenschmid, 1997] recommande la même valeur d'énergie d'activation, 48,804 [kJ/mol], indépendamment du type de ciment, toutefois une valeur plus grande est préconisée pour les ciments au laitier. Par contre selon [Carino et V.M., 1991], l'énergie d'activation dépend de la composition chimique du ciment, de sa finesse, du type, de la quantité du ciment et de l'ajout minéral utilisé. [Carino et V.M., 1991] donne plusieurs valeurs de l'énergie d'activation, qui varient entre 41 et 67 [kJ/mol], ces valeurs varient en fonction du type de ciment. Selon ce qui précède il est évident qu'il existe plusieurs contradictions quand au choix d'une valeur appropriée de l'énergie d'activation. Dans notre étude nous avons utilisé la méthode des vitesses [D'Aloia et al., 2001] pour identifier l'énergie d'activation du ciment CEM V. Dans cette méthode, au minimum deux histoires thermiques distinctes du béton sont nécessaires afin de calculer  $E_a$ . Pour le béton avec le ciment CEM V, nous avons trouvé une valeur moyenne d'énergie d'activation de  $E_a = 47,47110 [\text{kJ/mol}]$  ou  $E_a/R = 5700$ . Dans le cas du béton avec le CEM I, la valeur d'énergie d'activation a été prise égale à  $E_a = 33,3 [\text{kJ/mol}]$  ou  $E_a/R = 4000$ . Après avoir déterminé les paramètres thermiques de chaque béton étudié, nous arrivons à représenter la température mesurée pendant l'essai de calorimétrie semi-adiabatique, et ensuite nous obtenons le degré d'hydratation de chaque béton, cf. Figure (4.6) du chapitre 4, qui montre l'évolution du degré d'hydratation des bétons étudiés au cours du temps. Ces degrés d'hydratation sont ensuite utilisés pour la détermination de l'évolution des propriétés mécaniques dans les modèles de retrait endogène et de fluage propre.

### 3 Propriétés mécaniques

Le calcul des déformations de fluage passe par la caractérisation du module d'élasticité pour différents âges du matériau. Parmi les moyens de détermination de ce module, nous avons utilisé le méthode de mesure par ultrasons, une comparaison entre la méthode destructive et dynamique ayant été faite au (paragraphe 2.3) du chapitre 3. La résistance du béton en compression et en traction a été présentée en fonction du degré d'hydratation dans le paragraphe 5.1 du chapitre 4.

#### 3.1 Module d'Young

La rigidité se développe dans le matériau en fonction de l'avancement de la réaction d'hydratation. Tant que la percolation des phases solides (prise du matériau) n'apparaît pas, le matériau ne présente pas de rigidité importante et le module d'Young peut être considéré comme nul. Nous avons pris dans le modèle une valeur de degré d'hydratation initial de  $\xi_0 = 0,2$ , à partir de cette valeur le matériau commence à présenter une

rigidité significative. La valeur que nous avons retenue est proche de la valeur  $\xi_0 = 0,25$  considérée par [De Schutter, 1999] dans le cas d'un béton avec ciment CEM III. Pour bien décrire l'évolution du module d'élasticité du béton au cours de l'hydratation, nous nous sommes inspirés des travaux de De Schutter [De Schutter, 1999]. Ce dernier a proposé une relation semi-empirique entre le module d'Young et le degré d'hydratation du ciment. La relation s'écrit sous la forme suivante :

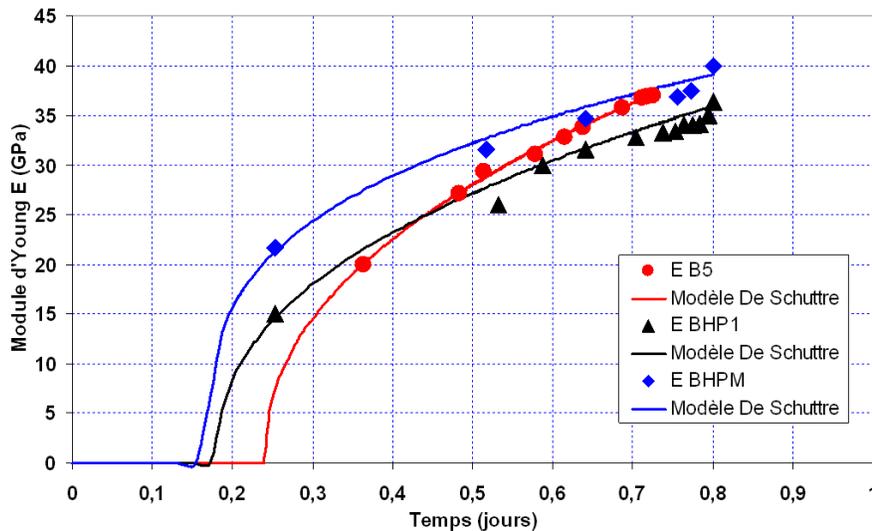
$$E(\xi) = E_{\infty} \left( \frac{\xi - \xi_0}{\xi_{\infty} - \xi_0} \right)^{\beta} \quad (6.6)$$

où :  $E_{\infty}$  est le module d'Young ultime pour une hydratation complète [GPa],

$\xi_0$  représente le degré d'hydratation initial correspondant au seuil de percolation mécanique,

$\beta$  est un paramètre dépendant principalement du type de ciment.

La Figure (6.1) présente une comparaison entre les mesures expérimentales du module d'Young du béton et le modèle de De Schutter. On note une très bonne concordance entre expérience et module d'Young calculé sur l'ensemble de l'évolution du degré d'hydratation. La représentation en fonction du degré d'hydratation laisse penser que le module d'Young tend à croître de façon importante lorsque le degré d'hydratation atteint la valeur finale (ici 0.8), en réalité le module d'Young a plutôt tendance à évoluer lentement, tandis que le degré d'hydratation se stabilise plus vite encore (cf. Figure (4.11) du chapitre 4). Le Tableau (6.4) indique les valeurs identifiées pour les paramètres de module d'Young



**FIGURE 6.1:** Mesures expérimentales et calcul numérique de l'évolution du module d'Young en fonction du degré d'hydratation, d'après le modèle De Schutter (équation 6.6).

pour les différents bétons étudiés. Les mesures expérimentales du module d'Young sont

effectuées par ultrasons (voir paragraphe 2.3 du chapitre 3). La mesure par ultrasons nous fournit une valeur moyenne de la rigidité, car le principe des mesures ultrasonores est basé sur la vitesse des ondes qui traversent l'éprouvette, et cette vitesse change largement en fonction du rapport E/C. Pour cette raison et pour conserver l'eau dans l'éprouvette endogène, nous avons mesuré le module d'Young sur une éprouvette protégée contre la dessiccation.

Béton	$\xi_0$ [-]	$\xi_\infty$ [-]	$\beta$ [-]	$E$ [GPa]
B5	0,24	0,715	0,5	36,9
BHP1	0,17	0,756	0,6	35,1
BHPM	0,18	0,70	0,3	40,

TABLE 6.4: Paramètres du module d'Young identifiés pour les bétons étudiés

### 3.2 Résistances à la compression $R_c$ et à la traction $F_t$

Dans ce paragraphe nous avons essayé de représenter l'évolution de la résistance du béton en compression en fonction de degré d'hydratation  $\xi$ . La résistance en traction a été mesurée par l'essai de traction par flexion 4 points. La Figure (6.2) regroupe les principaux résultats concernant les propriétés mécaniques des matériaux testés. Les éprouvettes utilisées pour ces essais sont conservées dans les mêmes conditions que les éprouvettes des autres essais (essai de retrait libre et essai sur anneau). La Figure (6.2) représente

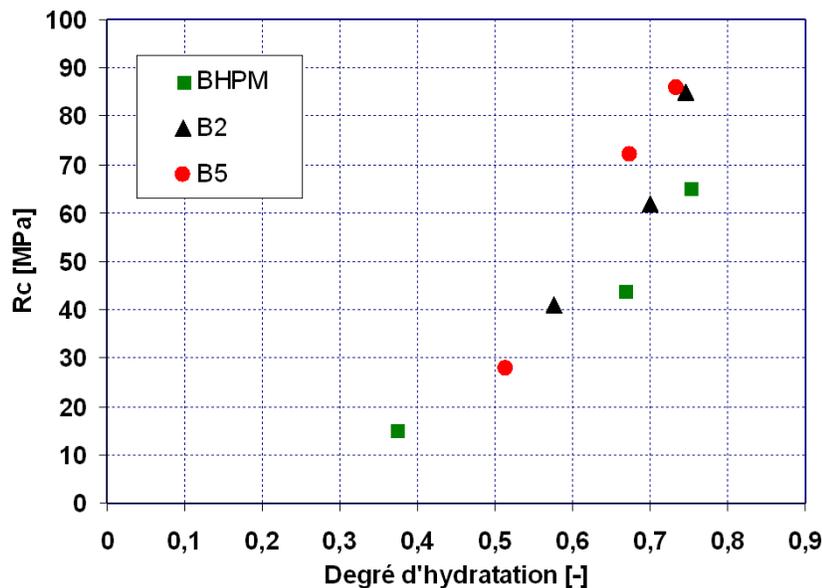


FIGURE 6.2: Résistances en compression et à la traction du béton en fonction du degré d'hydratation.

l'évolution des résistances obtenues pour les formulations du béton étudiées, en fonction du degré d'hydratation. On a regroupé les valeurs des résistances en compression et en traction dans le Tableau A.4 de l'Annexe A.

Les résistances obtenues augmentent de manière significative lorsque le degré de d'hydratation dépasse la valeur de  $\xi = 0,5 - 0,6$  selon le béton considéré. Ceci s'explique par le fait que le degré d'hydratation évolue très vite au départ, et que  $\xi = 0,5 - 0,6$  est atteint au bout de 2 jours environ, ensuite le degré d'hydratation évolue plus lentement (cf. Figure 4.6 du chapitre 4).

## 4 Simulation des essais réalisés au laboratoire

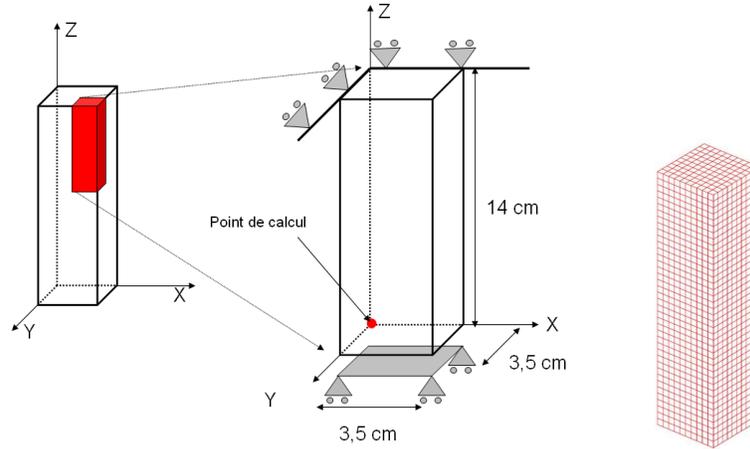
Les différents paramètres nécessaires à la simulation numérique du comportement du béton au jeune âge sont donnés dans le paragraphe (2). Des simulations numériques sont réalisées afin de simuler l'hydratation du ciment et la déformation due à l'hydratation sur des éprouvettes de béton  $7 \times 7 \times 28$  cm. Le code de calcul utilisé est CAST3M. Nous avons choisi de modéliser l'avancement de la réaction d'hydratation à partir du seuil de percolation  $\xi_0 = 0,2$  au-dessous duquel le module d'Young est nul. Nous avons ensuite effectué une simulation d'essai de fluage propre en compression sur l'éprouvette prismatique en béton. Enfin, l'essai à l'anneau a été simulé sur des géométries 2D. Ces simulations ont permis de vérifier le modèle et d'identifier les paramètres.

### 4.1 Retrait endogène libre

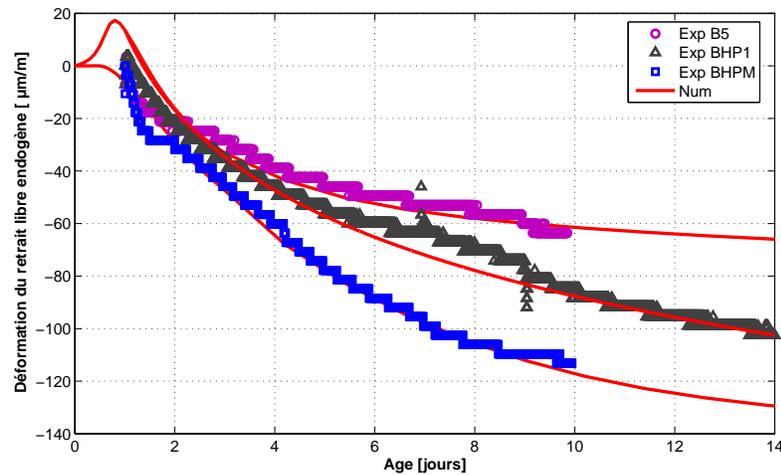
Pour simuler l'essai de retrait libre mesuré sur les éprouvettes prismatiques, un quart de l'éprouvette est simulé en 3D. La Figure (6.3) montre le maillage et les conditions aux limites employés dans le calcul. L'élément utilisé est l'élément cubique CUB8 avec une taille de maille qui s'élève à  $3,5$  mm. La Figure (6.3) indique le point de calcul des déformations pour la comparaison avec les déformations mesurées au cœur de l'éprouvette. La Figure (6.4) représente les résultats des simulations de retrait libre endogène. On peut remarquer que la simulation numérique offre une bonne concordance avec les points expérimentaux. L'ajustement des paramètres est effectué par la méthode des moindres carrés, selon l'équation (5.18), et le tableau 6.5 synthétise les résultats obtenus pour les paramètres du modèle de retrait endogène pour les trois bétons (B5, BHPM, BHP).

On remarque que le retrait libre du béton B5 a tendance à se stabiliser plus rapidement que le BHPM, et la simulation de l'essai de retrait libre donne une très bonne corrélation avec la mesure expérimentale, ce qui peut servir pour caractériser les paramètres constitutifs de ce béton en vue d'effectuer des simulations numériques au jeune âge.

Il est à noter que dans le modèle on n'a pas pris en compte le gonflement apparaissant pendant les premières heures d'hydratation, ce gonflement demande une étude approfondie qui sort du cadre de ce mémoire.



**FIGURE 6.3:** Condition aux limites et le maillage aux éléments finis adoptés pour l'essai de retrait endogène (3D)



**FIGURE 6.4:** Courbes expérimentales et numériques de l'évolution des déformations de retrait endogène au cours du temps

Béton	$\xi_o$	$A$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	$B$ [-]
B5 Labo	0,2	-170	1,8
BHPM	0,2	-63	4,1
BHP1	0,2	-90	0,7

**TABLE 6.5:** Ajustement des paramètres du modèle de retrait endogène proposé par l'équation 5.18

## 4.2 Retrait empêché à l'anneau

L'essai à l'anneau permet d'évaluer la déformation visqueuse (ou de fluage) dans l'anneau de béton en soustrayant à la somme cumulative des déformations dans l'anneau soumis au retrait empêché, la valeur du retrait mesuré dans une éprouvette (de mêmes dimensions que l'anneau) et soumise simplement au retrait libre. Cette méthode a été utilisée par [Pigeon *et al.*, 2000; Charron, 2003] pour obtenir la déformation de fluage à partir d'essais de retrait empêché et libre.

### 4.2.1 Simulation de l'essai à l'anneau en 2D

Dans ce paragraphe, nous apportons une modélisation 2D simplifiée de l'essai à l'anneau à l'aide des chaînes rhéologiques, qui peuvent apporter des informations quantitatives sur les déformations non linéaires développées dans le béton (fluage, microfissuration). Elle peuvent permettre notamment de caractériser la propriété d'un béton à relaxer plus ou moins les contraintes engendrées par le retrait empêché. Pour cette raison nous avons développé et implanté un modèle de fluage propre dans le code aux éléments finis Castem-Développement. La chaîne utilisée est représentée de la manière suivante (Figure 6.5) :

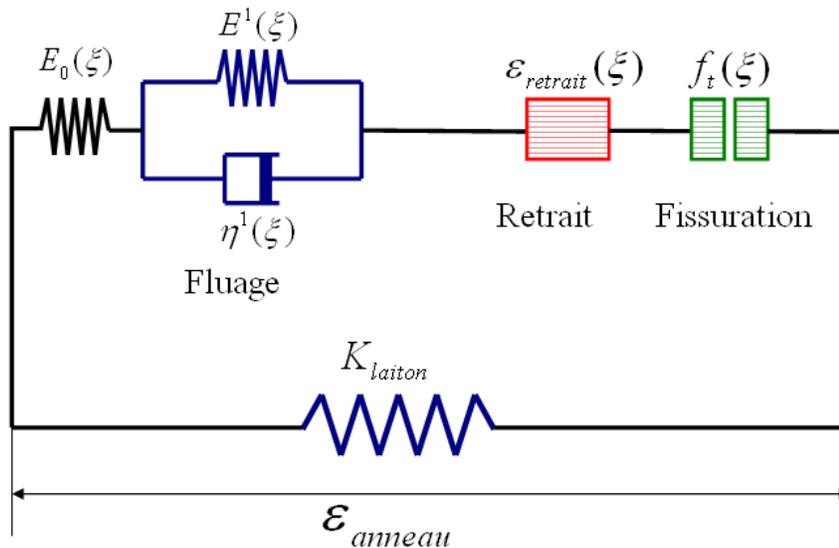


FIGURE 6.5: Modélisation de l'essai à l'anneau par des chaînes rhéologiques

La représentation de l'essai par ce modèle implique quelques hypothèses qui sont les suivantes :

- L'anneau est supposé infiniment grand selon la direction orthoradiale, le champ de contraintes de traction uniaxiales est supposé uniforme dans une section ( $\theta$  constante sur la Figure 6.6) de béton étudiée.
- Les sections de bétons restent droites et orthoradiales après déformation.

- Les conditions extérieures (endogène ou de séchage) des éprouvettes prismatiques et de l’anneau doivent être identiques.

Nous pouvons décrire l’équilibre des contraintes dans la chaîne rhéologique de la façon suivante :

$$d\sigma = d\sigma_{\text{laiton}} + d\sigma_{\text{béton}} = 0 \quad (6.7)$$

A partir de l’équation (3.10) du chapitre 4 nous pouvons écrire les équations de comportement pour l’anneau en laiton et l’anneau en béton :

$$d\sigma_{\text{laiton}} = K \cdot d\epsilon_{\text{anneau}} \quad (6.8)$$

$$d\sigma_{\text{béton}} = E_{\text{béton}} \cdot d\epsilon_e \quad (6.9)$$

On détermine ainsi  $d\epsilon_e$  en remplaçant dans l’équation (6.7) :

$$d\epsilon_e = -K \cdot \frac{d\epsilon_{\text{anneau}}}{E_{\text{béton}}} \quad (6.10)$$

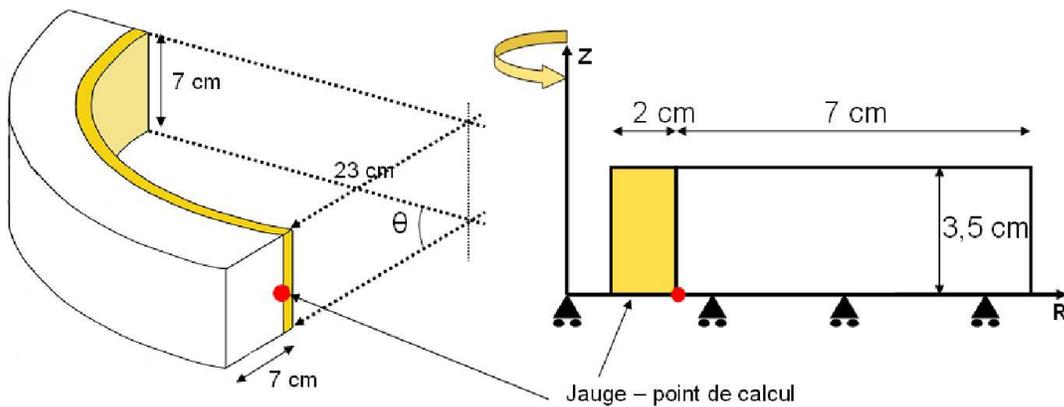
Les déformations totales mesurées avec l’anneau sont la somme des déformations élastiques, de retrait libre, des déformations thermiques, et viscoélastiques comme le fluage, équation (6.11) :

$$\epsilon_{\text{anneau}} = \epsilon_e(t) + \epsilon_{fp}(t) + \epsilon_{re}(t) + \epsilon_{th}(t) \quad (6.11)$$

Il nous reste à isoler la partie des déformations viscoélastiques (fluage) que l’on veut calculer :

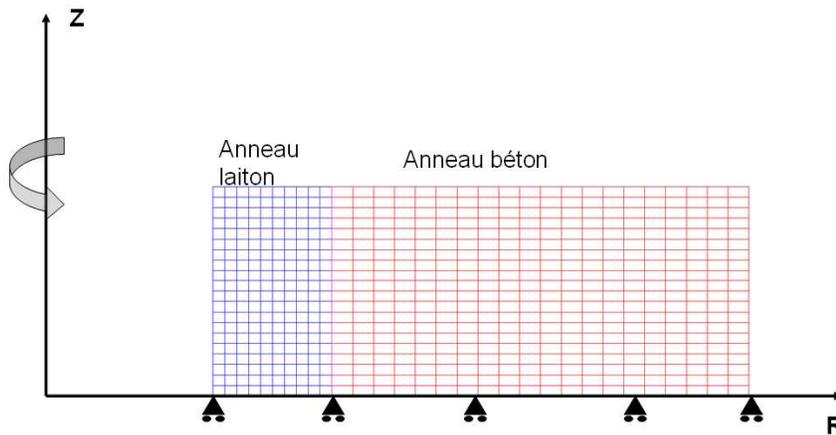
$$\epsilon_{fp}(t) = \epsilon_{\text{anneau}} - \epsilon_e(t) - \epsilon_{re}(t) - \epsilon_{th}(t) \quad (6.12)$$

L’ajustement des paramètres de fluage est réalisé en simulant l’essai à l’anneau en conditions axisymétriques. La Figure (6.6) représente les conditions aux limites et la géométrie utilisées pour l’essai à l’anneau.



**FIGURE 6.6:** Géométrie et conditions aux limites utilisées pour les simulations numériques de l’essai à l’anneau

Les déformations endogènes calculées au centre de l'anneau sont comparées avec les mesures réalisées au niveau d'un point situé au centre de l'anneau, qui est proche de la surface de contact laiton-béton (Figure 6.6). Le maillage éléments finis utilisé pour discrétiser l'anneau en béton est représenté sur la Figure (6.7).



**FIGURE 6.7:** Maillage élément fini utilisé pour la simulation de l'essai à l'anneau

Nous présentons sur la Figure (6.8) les résultats des simulations de l'essai à l'anneau avec l'ajustement du modèle proposé. Nous pouvons remarquer que la modélisation amène une bonne corrélation avec les résultats expérimentaux, avec une difficulté d'identification des paramètres pour le béton BHPM. Ce béton a une déformation de retrait endogène plus irrégulière que le BHP1 et le B5, ce qui rend l'identification des paramètres de fluage plus difficile.

La Figure (6.9) montre la contrainte  $\sigma_{\theta\theta}$  dans l'anneau de béton à quinze jours. On peut remarquer que la contrainte (en traction)  $\sigma_{\theta\theta}$  s'élève à une valeur de 1,47 MPa, cette valeur reste inférieure à la résistance du béton en traction, ce qui implique que l'anneau n'a pas fissuré.

### 4.3 Fluage propre en compression

Les simulations numériques ont été menées dans le but de vérifier que le modèle est capable de reproduire l'évolution des déformations de fluage propre sous chargement constant. La Figure (6.10) représente les courbes expérimentales avec l'identification du modèle proposé avec une chaîne de Kelvin. Les paramètres identifiés d'après les simulations sont regroupés dans le tableau 6.6.

La Figure (6.10) montre qu'une seule chaîne de Kelvin suffit à reproduire complètement les déformations de fluage pour l'ensemble des bétons étudiés.

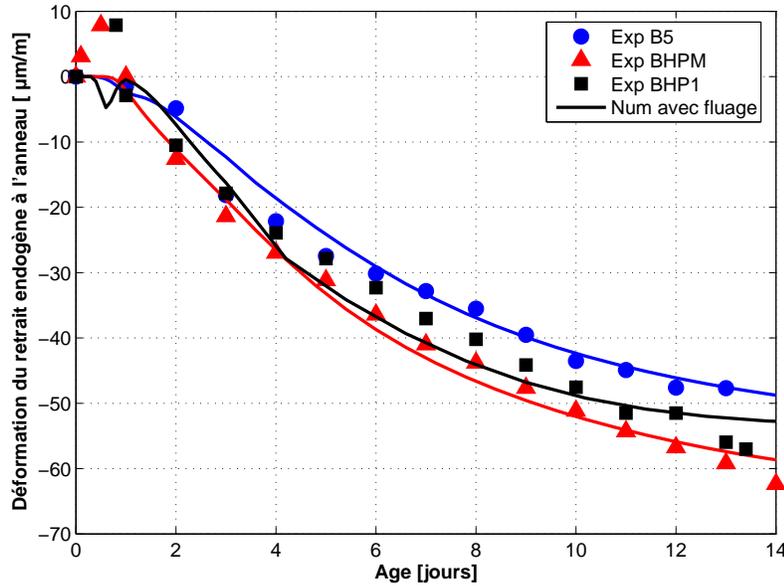


FIGURE 6.8: Courbes expérimentales et numériques de l'évolution des déformations de retrait endogène à l'anneau au cours du temps

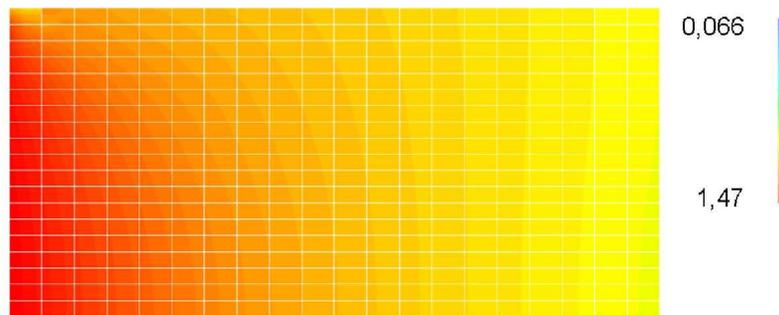


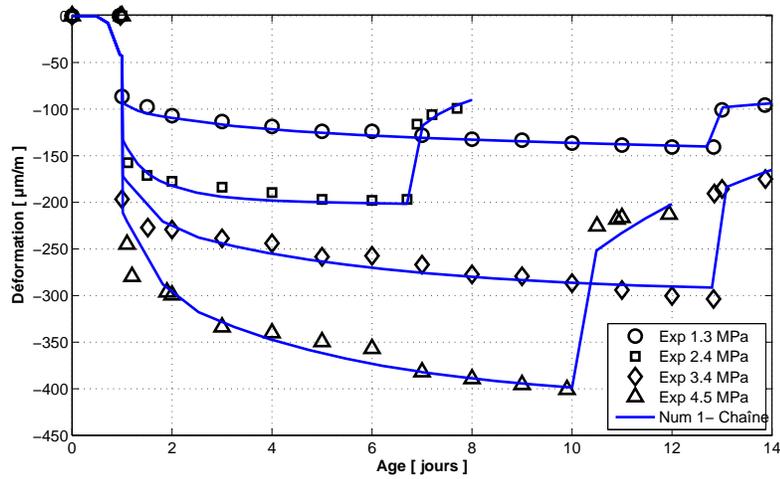
FIGURE 6.9: Evolution de la contrainte  $\sigma_{\theta\theta}$  dans l'anneau en béton B5

Chargement [MPa]	$E_1$ [GPa]	$\tau_1$ [j]
1,36	$1,55 \times 10^{11}$	5
2,4	$1,25 \times 10^{11}$	5
3,4	$1,15 \times 10^{11}$	5
4,55	$0,85 \times 10^{11}$	5

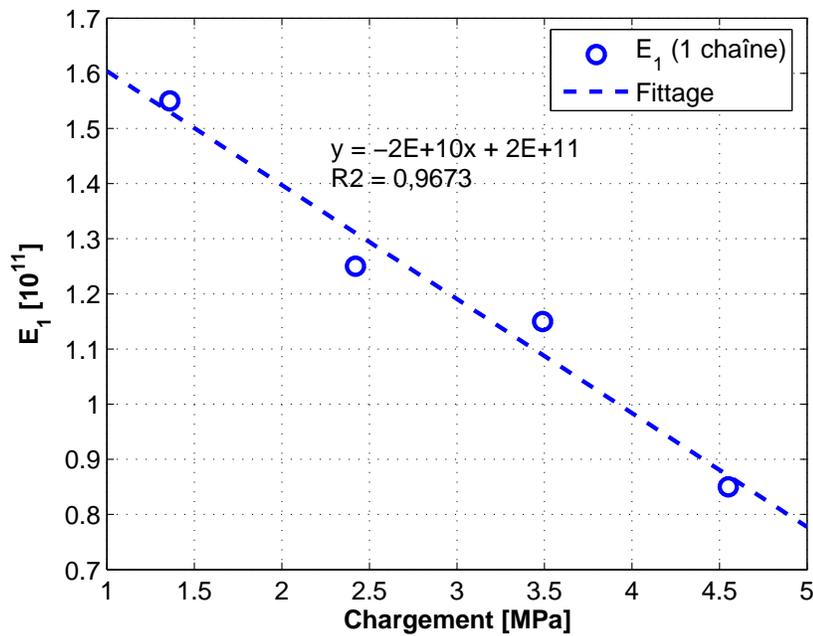
TABLE 6.6: Paramètres de fluage propre identifiés pour différents niveaux de chargement

#### 4.3.1 Paramètre $E_1$

La Figure (6.11) représente l'évolution du paramètre  $E_1$  avec le niveau de chargement appliqué.



**FIGURE 6.10:** Confrontation entre expérience et simulations numériques basées sur un modélisation par chaînes de Kelvin

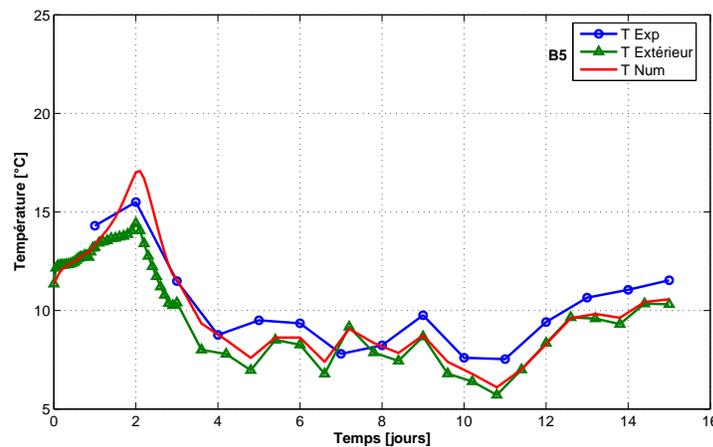


**FIGURE 6.11:** Evolution du paramètre  $E_1$  en fonction du chargement appliqué, cas d'une chaîne de Kelvin-Voigt

On peut remarquer une relation linéaire décroissante entre  $E_1$  et le chargement appliqué. Quand on augmente le chargement,  $E_1$  diminue, ce qui autorise des déformations de fluage plus importantes dans le béton.

## 5 Simulations à l'échelle de la structure

Dans ce paragraphe nous allons effectuer des simulations à l'échelle de la structure, en essayant d'identifier les déformations mesurées. Les déformations sont calculées à partir du modèle identifié sur éprouvettes en laboratoire (essai semi-adiabatique, essais de retrait libre et empêché). Seul le coefficient d'échange a été modifié pour caler les températures calculées avec celles mesurées dans la pièce massive. La structure étudiée est une pièce de  $4,5 \text{ m}^3$  réalisée dans un environnement réel, pour contrôler le comportement thermique du béton utilisé, ainsi que le comportement mécanique et prédire le risque de fissuration. La géométrie de cette pièce est donnée sur la Figure (3.28) de la section 8.2.2, chapitre 3. Dans les essais réalisés au chantier, les conditions aux limites sont différentes de celles du laboratoire. Ainsi la température et les conditions hygrométriques sont variables, de telles variations sont diurnes et saisonnières. Les variations de la température mesurées sur l'éprouvette placée à l'air libre sont prises en compte dans la simulation réalisée.

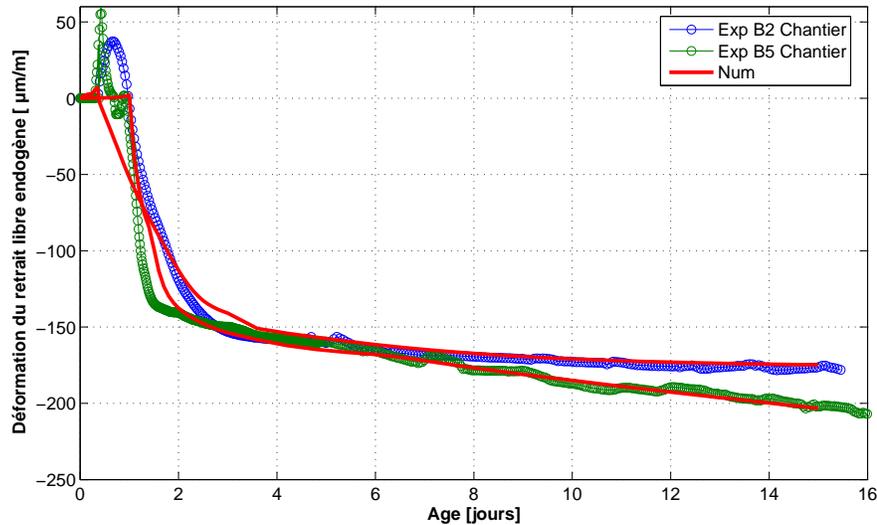


**FIGURE 6.12:** Evolution de la température mesurée au cœur de l'éprouvette  $16 \times 32 \text{ cm}$  et simulations pour le béton B5

La Figure (6.12) présente la température mesurée au cœur de l'éprouvette  $16 \times 32 \text{ cm}$  avec la variation de la température ambiante, ainsi que l'évolution de température calculée. On peut remarquer qu'on arrive à reproduire la température mesurée au cœur de l'éprouvette en prenant en compte la température ambiante.

### 5.1 Retrait endogène libre

Comme dans les essais réalisés au laboratoire, nous allons identifier le modèle de retrait endogène à partir des essais sur éprouvettes ( $16 \times 32 \text{ cm}$ ), ensuite nous allons identifier le fluage propre en traction produit dans l'essai à l'anneau. Il est à noter que la température extérieure - constante au laboratoire - varie avec le temps dans le cas du chantier, cette variation de température sera prise en compte dans les simulations effectuées.



**FIGURE 6.13:** Evolutions expérimentales et numériques des déformations de retrait endogène d'une éprouvette  $16 \times 32 \text{ cm}$  au cours du temps

La Figure (6.13) illustre le résultat des simulations, on remarque que le modèle de retrait endogène proposé offre une bonne corrélation avec les points expérimentaux. Sur cette figure, le béton B5 présente un retrait endogène plus élevé à 15 jours, tandis que le béton B2 commence à se stabiliser à partir de 7 jours. Le tableau (6.7) regroupe les paramètres du retrait endogène identifiés à partir de ces simulations.

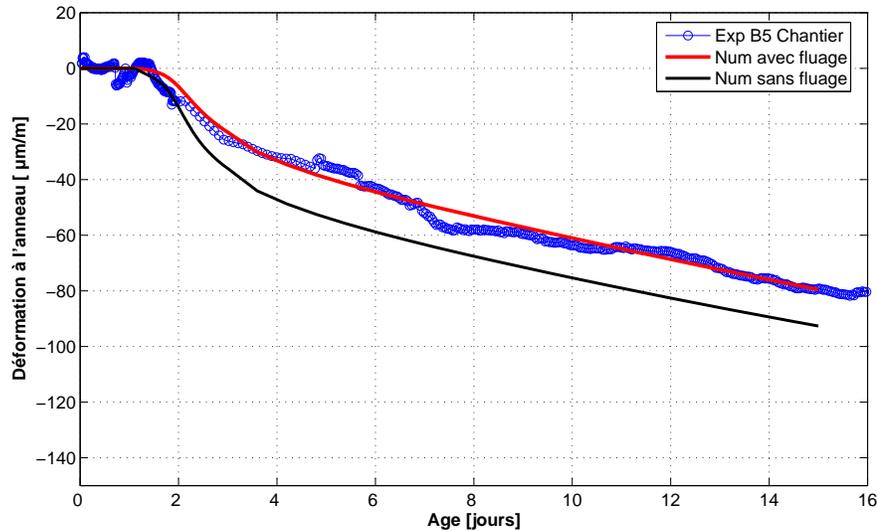
Béton	$\xi_o$	$A [\mu\text{m}/\text{m}]$	$B [-]$
B5	0,2	-230	0,3
B2	0,2	-230	0,7

**TABLE 6.7:** Ajustement des paramètres du modèle de retrait endogène donné par l'équation (5.18)

## 5.2 Retrait empêché à l'anneau

Les conditions aux limites et la géométrie étant celles représentées sur la Figure (6.6), nous comparons à présent les déformations endogènes mesurées au niveau des jauges situées sur l'anneau en laiton et les déformations calculées en un point au centre de l'anneau voisin de la surface de contact laiton-béton. Le maillage de l'anneau en béton est donné sur la Figure (6.7). La seule différence entre l'essai au laboratoire et au chantier réside dans la variation de la température ambiante pendant l'essai.

La Figure (6.14) montre la confrontation entre les mesures du retrait empêché à l'anneau du béton B5 réalisée sur chantier, et les simulations numériques. La comparaison



**FIGURE 6.14:** Courbes expérimentale et numérique de l'évolution des déformations de retrait endogène à l'anneau au cours du temps (béton B5)

entre le retrait empêché à l'anneau et le résultat du modèle élastique montre que le modèle de comportement du béton retenu ne reproduit pas complètement la réalité. En effet, un phénomène particulièrement sensible au jeune âge, le fluage, doit être pris en compte. Ce résultat montre la nécessité de développer un modèle qui prenne en compte le fluage au jeune âge. En appliquant notre modèle de fluage et après avoir identifié les paramètres du fluage propre, la simulation parvient à reproduire la courbe expérimentale de retrait empêché à l'anneau, comme l'illustre la Figure (6.14). Le tableau (6.8) représente les paramètres de fluage identifiés par l'essai à l'anneau.

Béton	$E_1$ [GPa]	$T_1$ [jours]
B5	$1,9 \times 10^{10}$	5
B2	$9, \times 10^{10}$	5

**TABLE 6.8:** Paramètres de fluage identifiés lors de l'essai à l'anneau

La Figure (6.15) montre l'ajustement du modèle de fluage lors de la simulation de l'essai à l'anneau, obtenu pour le béton B2.

### 5.3 Simulations en 2D

Pour modéliser le conteneur en 2D, les conditions de symétrie nous permettent de limiter l'étude à un quart de la pièce, la géométrie et le maillage sont représentés sur la Figure (6.16). Les points  $P_1, \dots, P_4, P_P, P_F, P_G, P_D$  indiqués sur la figure représentent les points de calcul des contraintes.

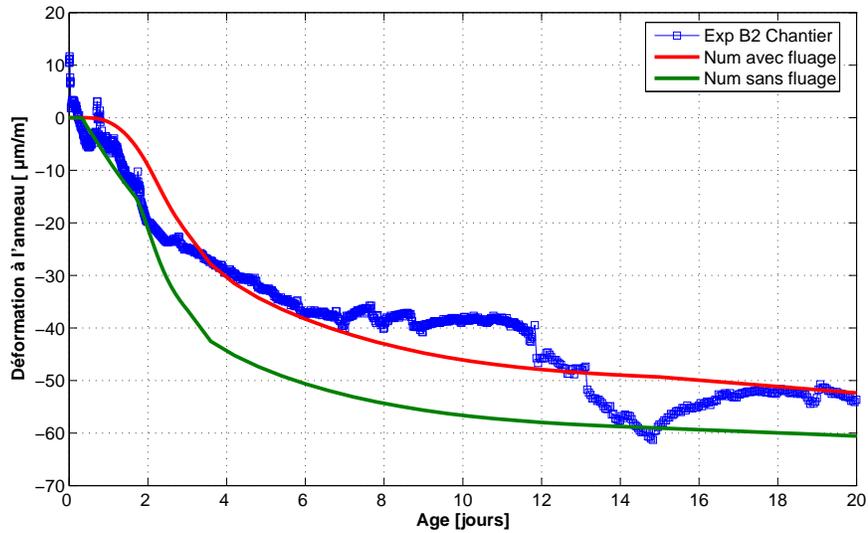


FIGURE 6.15: Courbes expérimentales et numériques de l'évolution des déformations de retrait endogène à l'anneau au cours du temps (béton B2)

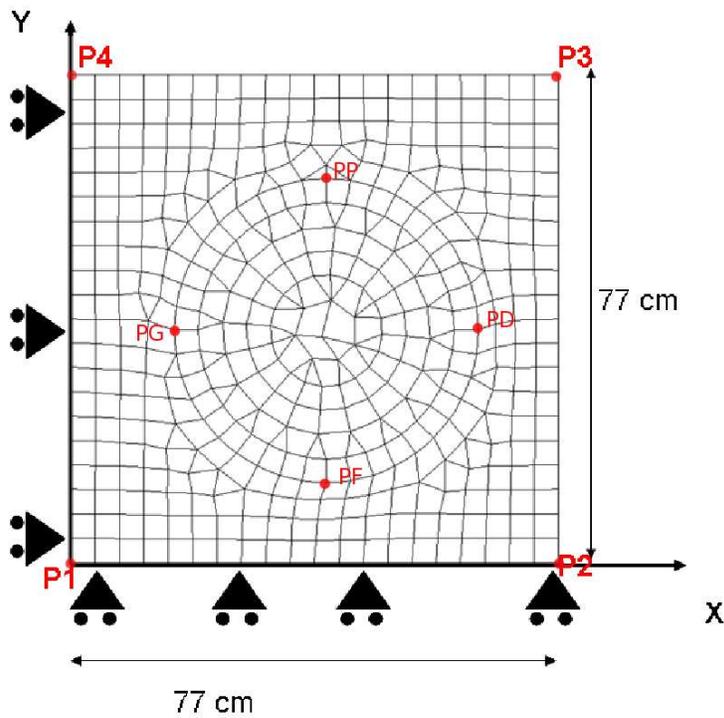
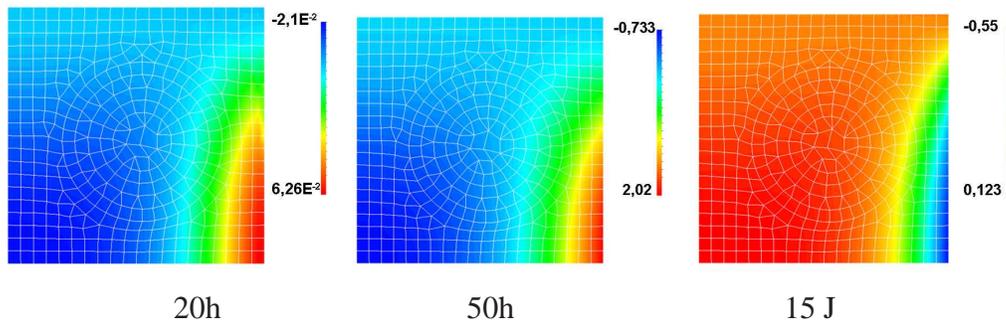


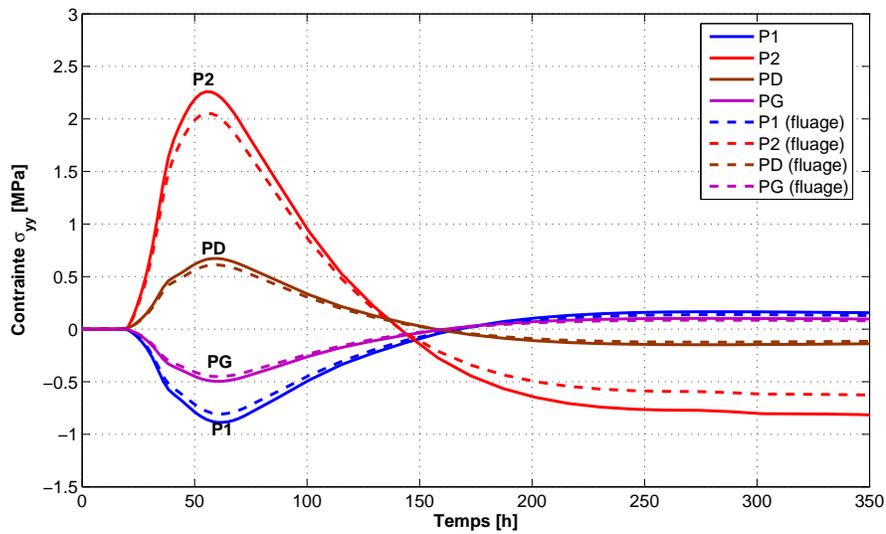
FIGURE 6.16: Géométrie et maillage utilisés pour les simulations 2D de la pièce massive

Nous avons effectué le calcul en conditions de déformations planes, l'élément utilisé est l'élément QUA8, avec un maillage irrégulier de  $20 \times 20$  éléments.



**FIGURE 6.17:** Cartographie de la contrainte  $\sigma_{yy}$  dans la pièce massive en béton B5

La Figure (6.17) illustre la cartographie de la contrainte  $\sigma_{yy}$  dans la pièce étudiée, à 20 h, 50 h et 15 jours après le coulage. On peut remarquer que la peau de la pièce (au niveau du point P2) est mise en traction à 72 h (2,02 MPa) tandis que le cœur (P1) est en compression, mais après refroidissement, le cœur de la pièce (point P1) est tendu alors que la peau (point P2) est comprimée.



**FIGURE 6.18:** Evolution de la contrainte  $\sigma_{yy}$  dans la pièce massive en béton B5

La Figure (6.18) présente l'évolution de la contrainte  $\sigma_{yy}$  dans la pièce massive en béton B5. La contrainte au niveau du point P2 (surface de la pièce) arrive à une valeur en traction de 2,3 MPa à 50 h, par contre le cœur (point P1) est en compression et la contrainte s'élève à 0,9 MPa à 50 h. Nous pouvons remarquer l'effet du fluage (relaxation des contraintes) qui réduit la contrainte jusqu'à 23 %. On peut également constater que la contrainte de traction diminue rapidement au sein de la pièce lorsqu'on s'éloigne de la peau, au niveau du point  $P_D$ , la contrainte représente 20 % de la contrainte calculée au

point  $P_2$ . Les écarts entre les contraintes de compression s'atténuent au cours du temps et se stabilisent au bout de 250 heures, comme on peut le constater en comparant  $\sigma_{yy}$  au niveau des points  $P_1, P_2, P_G$  et  $P_D$ .

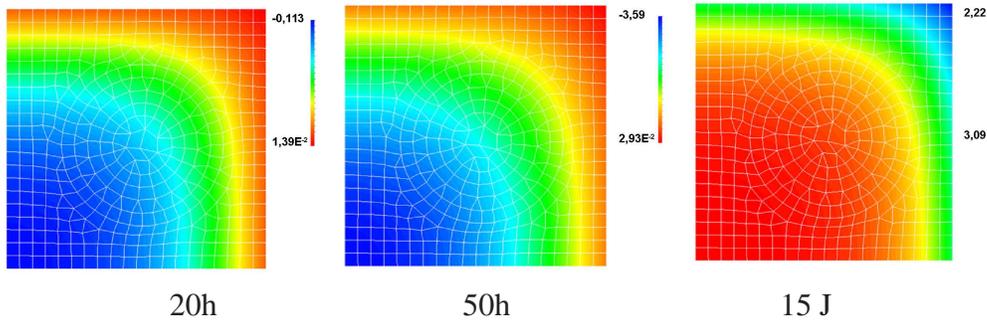


FIGURE 6.19: Evolution de la contrainte  $\sigma_{zz}$  dans la pièce massive en béton B5

La Figure (6.19) illustre l'évolution des contraintes  $\sigma_{zz}$  dans la pièce massive en béton B5. Nous pouvons remarquer que la contrainte  $\sigma_{zz}$  en traction, plus élevée que  $\sigma_{yy}$ , atteint 3 MPa au cœur de la pièce après 15 jours. Cette contrainte peut provoquer des microfissures si la résistance du béton en traction est inférieure 3 MPa, ce n'est pas le cas dans notre étude car le béton B5 présente une résistance très importante en traction (7,2 MPa).

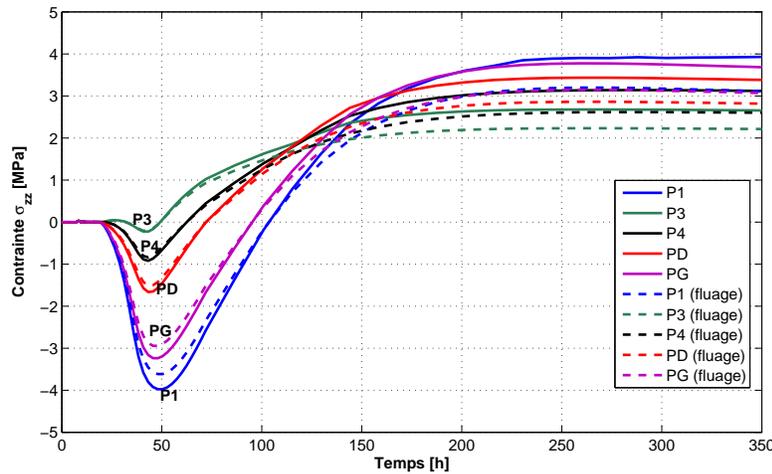


FIGURE 6.20: Evolution de la contrainte  $\sigma_{zz}$  dans la pièce massive en béton B5.

Ainsi, la Figure (6.21) montre que les contraintes développées dans la pièce restent inférieures à la résistance en traction, et il n'y a donc pas de risque de fissuration avec le béton B5, cette absence de fissuration a également été confirmée par l'observation des pièces massives au cours des essais réalisés. Par contre la Figure (6.21) indique qu'il y aurait eu des fissurations si la pièce avait été confectionnée avec un béton ordinaire.

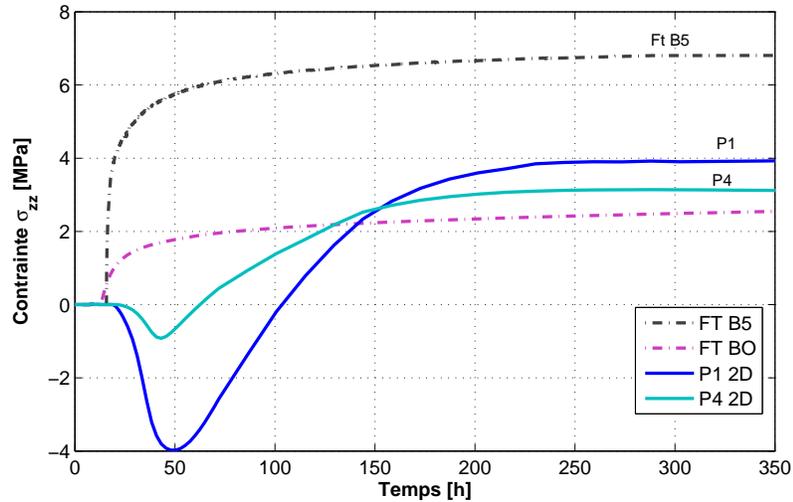


FIGURE 6.21: Comparaison entre les résultats des calculs de la contrainte  $\sigma_{zz}$  et la résistance du béton en traction dans la pièce massive (béton B5)

## 5.4 Simulations en 3D

Pour modéliser le conteneur en 3D, nous avons choisi de tenir compte des conditions de symétrie et de modéliser un huitième de la géométrie. La géométrie, le maillage et les conditions aux limites utilisées sont présentés sur la Figure (6.22).

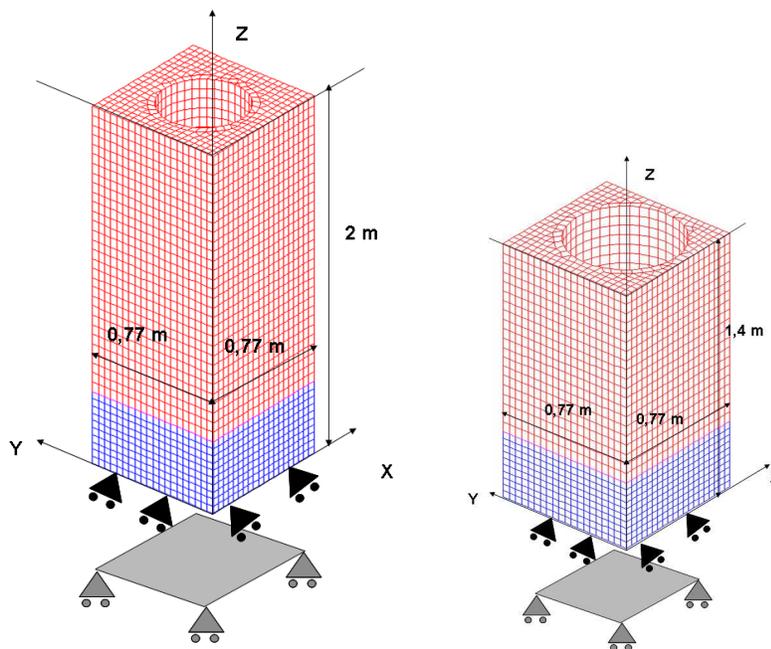
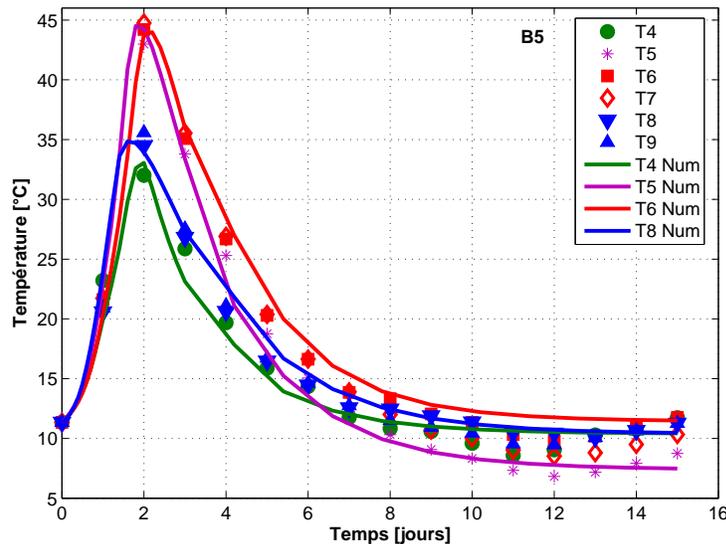


FIGURE 6.22: Géométrie et maillage utilisés pour les conteneurs en bétons B5 et B2

Ce calcul en 3D est nécessaire pour identifier les déformations mesurées par les capteurs placés en différents points au cœur du conteneur, et pour déterminer la réponse complète de la structure.

#### 5.4.1 Evolution de la température dans les pièces massives

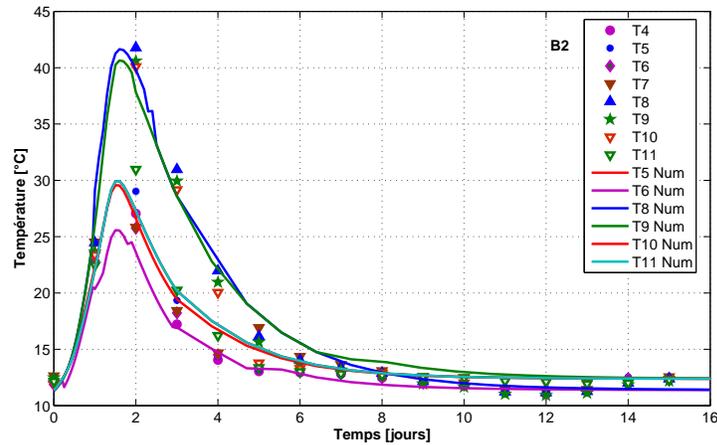
La structure massive est instrumentée par des capteurs à corde vibrante (décrits au chapitre 4, section 8.1) et des thermocouples, ce qui va nous permettre de valider la prévision de la température par le modèle d'hydratation. Les paramètres thermiques identifiés par l'essai semi-adiabatique sur une éprouvette de  $16 \times 32 \text{ cm}$  sont pris en compte dans le calcul. Le calcul d'hydratation au sein de la structure est tout d'abord validé par comparaison entre les températures mesurées au cœur et en surface et les températures déterminées par la modélisation. Cette comparaison est illustrée sur les Figures (6.23) et (6.24). Le positionnement des capteurs de mesure est indiqué sur les Figures 3.28 et 3.29 du chapitre 3, pour les bétons B5 et B2 respectivement.



**FIGURE 6.23:** Evolution des températures mesurées et calculées dans la pièce massive pour le béton B5, (trait continu = modélisation, symboles = mesures)

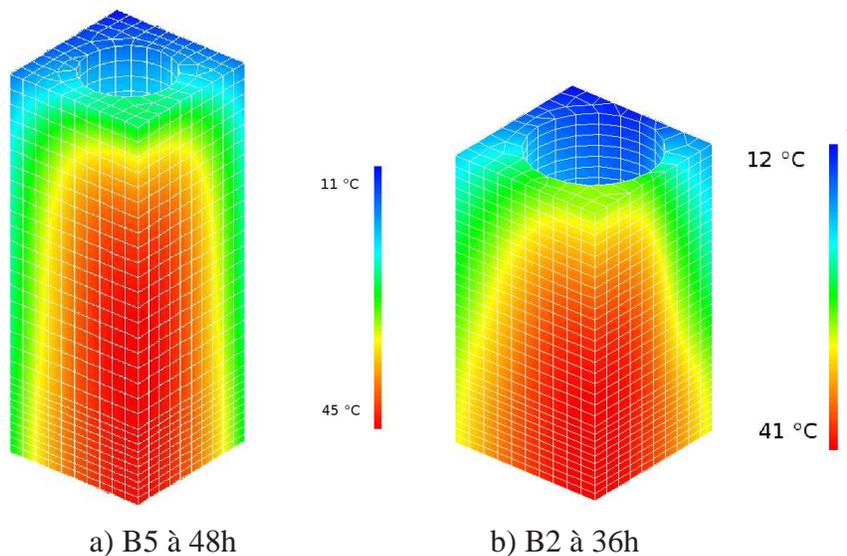
On observe que la température s'est élevée à 48 h jusqu'à  $45 \text{ }^\circ\text{C}$  (points T5, T6) au cœur de la pièce en béton B5. Par contre la température au voisinage de la peau est beaucoup plus réduite (points T4, T8, T9), et culmine à  $32 \text{ }^\circ\text{C}$ . Dans le cas du béton B2, la température atteint  $41 \text{ }^\circ\text{C}$  au cœur de la pièce (points T8, T9), tandis que la température au voisinage de la peau ne dépasse pas  $27 \text{ }^\circ\text{C}$  (points T4, T5, T6).

La comparaison entre les températures mesurées et déterminées par la modélisation (Figures 6.23 et 6.24) montre la bonne concordance entre expérience et modèle pour les deux bétons étudiés. Les températures obtenues par le modèle numérique, représentées en



**FIGURE 6.24:** Evolution des températures mesurées et calculées dans la pièce massive en béton B2,(trait continu = modélisation, symboles = mesures)

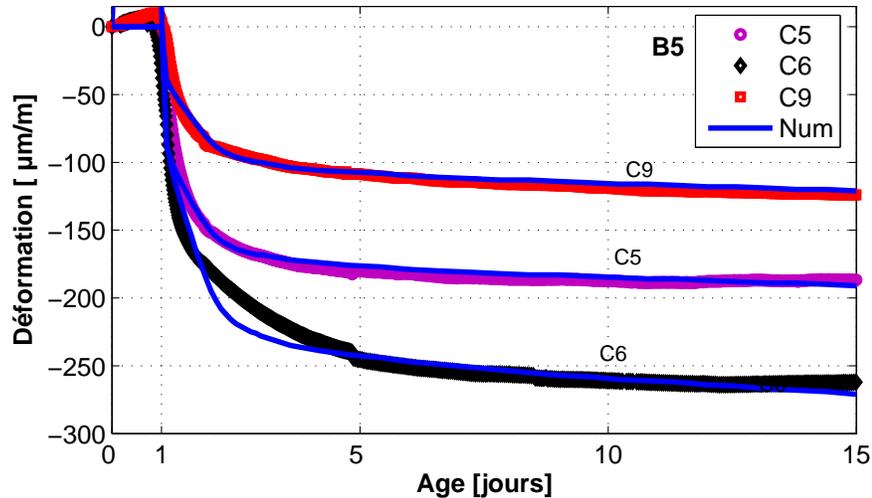
courbes continues sur les figures, ont ainsi été comparées aux mesures faites sur site en plusieurs points de la structure : au cœur et au voisinage de la surface libre. Ceci permet de valider notre modèle de prédiction de la température au sein du béton. Les distributions de température à l'intérieur de la pièce massive sont représentées sur la Figure (6.34 sous forme d'isovaleurs.



**FIGURE 6.25:** Distribution des températures calculées dans les pièces massives en béton B2 et B5

### 5.4.2 Déformations dans les pièces massives

Les déformations induites par les variations de température en différents points de la pièce sont mesurées par des capteurs à corde vibrante (chapitre 3, section 8.1.2). Ces déformations sont comparées à celles obtenues numériquement ce qui permet une première validation du modèle de comportement mécanique au jeune âge sur des structures massives. Nous avons utilisé les mesures de trois capteurs pour les comparer avec les résultats numériques.



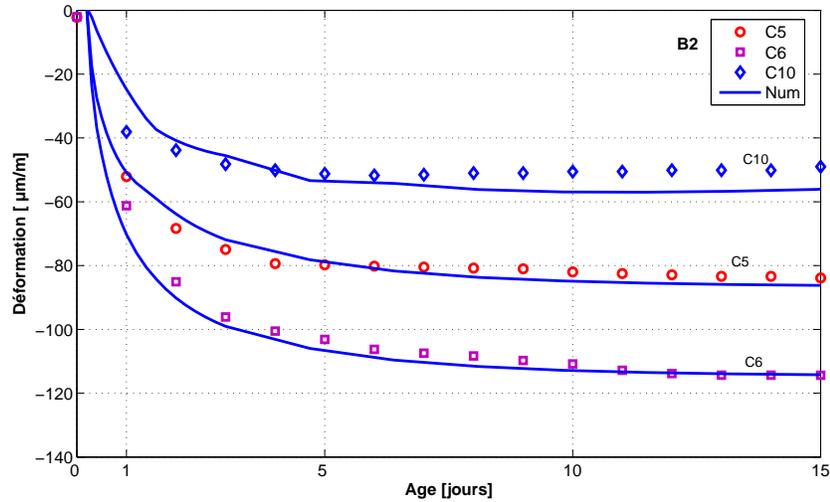
**FIGURE 6.26:** Comparaison des déformations mesurées dans la pièce massive avec les simulations numériques pour le béton B5

Comme l'illustrent les Figures (6.26) (6.27), une excellente concordance est obtenue entre les mesures expérimentales et la modélisation, pour les deux bétons B2 et B5.

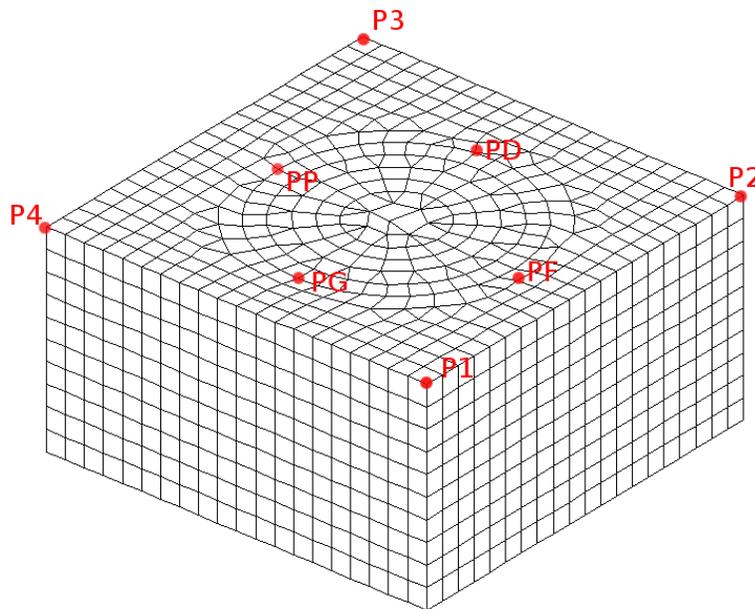
### 5.4.3 Contraintes dans les pièces massives

L'application du modèle mécanique permet également d'étudier l'évolution des contraintes dans la structure au cours de l'essai. Le gradient thermique imposé entre le cœur et la peau du béton provoque le développement d'un système de contraintes auto-équilibrées, avec une traction en surface qui se manifeste sous l'effet de la contraction empêchée par le cœur. Nous allons étudier le développement des contraintes en différents points de la pièce. Ces points sont repérés sur la Figure (6.28), ils correspondent aux zones de risque de fissuration et coïncident avec les points de mesure indiqués sur la Figure (3.27) du chapitre 3.

La Figure (6.30) représente l'évolution des contraintes verticales en différents points de la pièce (P1 au cœur, P4 à la surface). On remarque que la contrainte atteint sa valeur maximale à 50 h, et on peut également remarquer que le cœur de la pièce (P1) à 50 h est en compression, tandis que la surface (P4) est sollicitée à la traction sous l'effet de



**FIGURE 6.27:** Comparaison des déformations mesurées dans la pièce massive avec les simulations numériques pour le béton B2



**FIGURE 6.28:** Points de calcul des contraintes dans la pièce massive en béton B5

la contrainte empêchée par le cœur. Cette situation s'inverse après 6 jours, lorsque la température de la structure baisse, et la déformation devient négative et conduit, comme le montre la Figure (6.30), à un système d'auto-contraintes inversé avec une compression en surface et une traction au cœur. Il est important de souligner que la contrainte au niveau de la peau peut générer des fissures lorsque le béton présente une résistance en traction

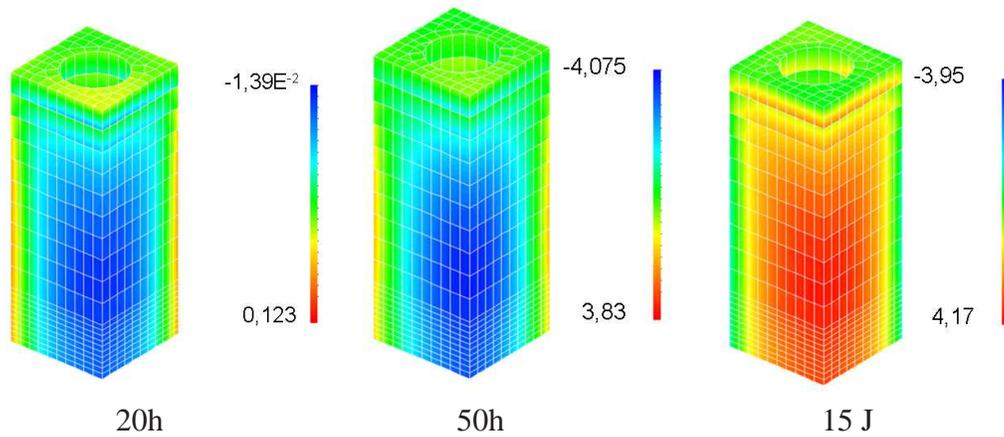


FIGURE 6.29: Cartographie de la contrainte  $\sigma_{zz}$  dans la pièce massive en béton B5

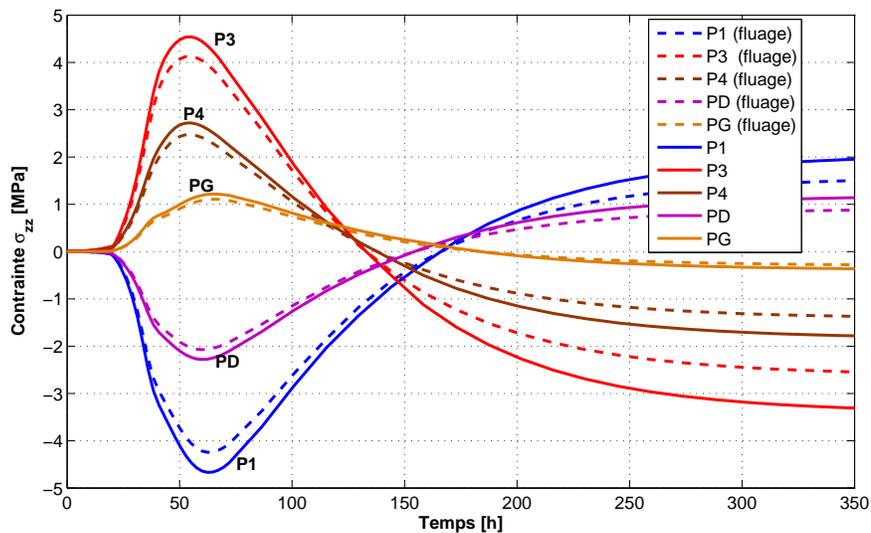


FIGURE 6.30: Evolution de la contrainte  $\sigma_{zz}$  dans la pièce massive en béton B5

faible. Ce n'est pas le cas dans notre étude, car nous utilisons dans la pièce massive un béton fibré qui a une résistance à la traction très élevée.

Les Figures (6.31) et (6.32) représentent respectivement la distribution tridimensionnelle et l'évolution des contraintes  $\sigma_{yy}$  dans la pièce massive en béton B5. Les conclusions que l'on peut tirer sont qualitativement similaires pour  $\sigma_{yy}$  et  $\sigma_{zz}$ .

## 6 Application à une pile de pont

Le cas d'étude présenté dans cette section porte sur une pile de pont dégradée et renforcée par une couche de béton. La pile de pont originelle est constituée de béton ordi-

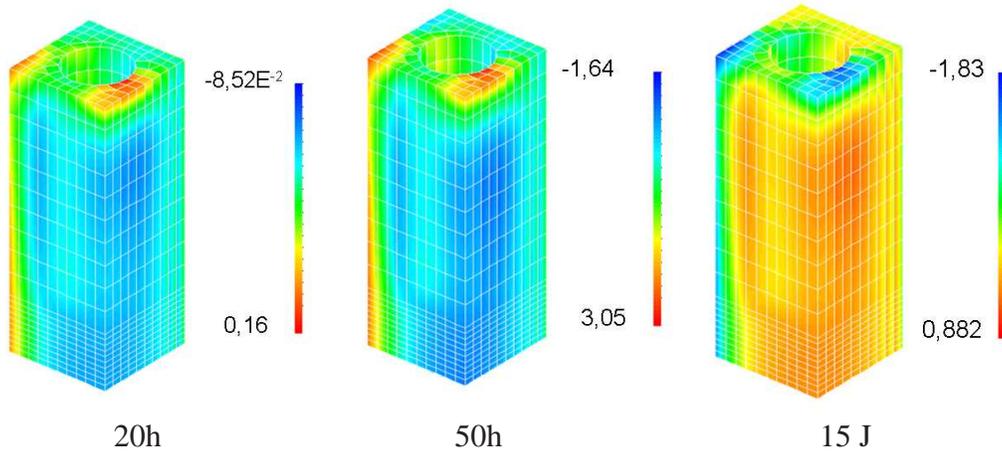


FIGURE 6.31: Cartographie de la contrainte  $\sigma_{yy}$  dans la pièce massive en béton B5

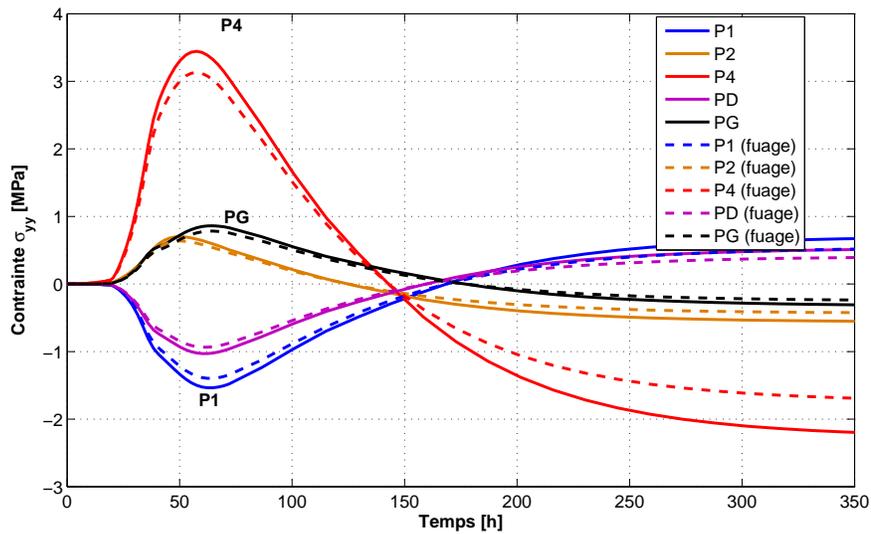
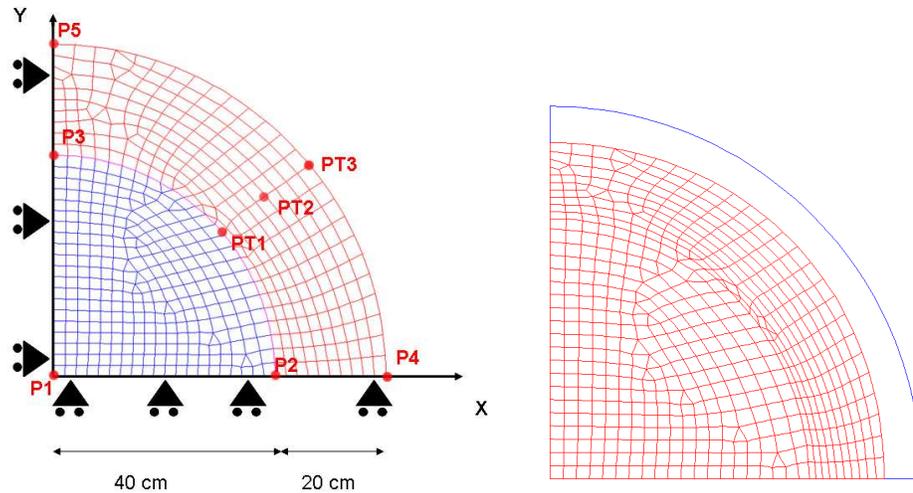


FIGURE 6.32: Evolution de la contrainte  $\sigma_{yy}$  dans la pièce massive en béton B5

naire, et on emploie successivement un béton ordinaire et un béton B5 pour la réparation.

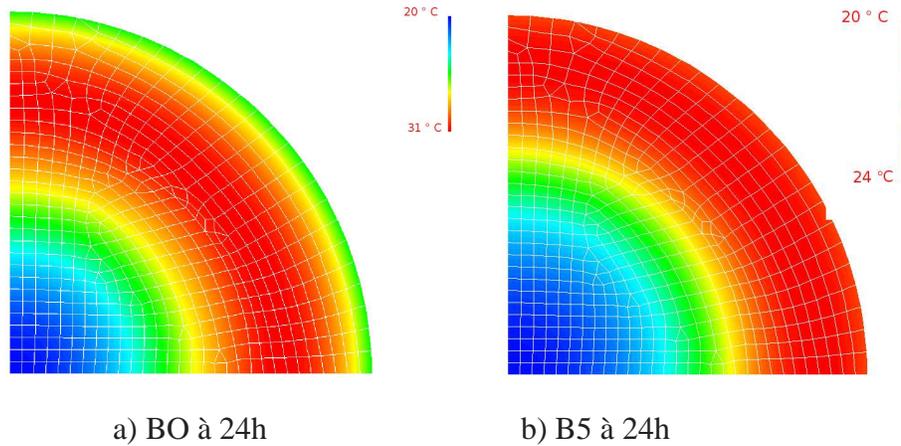
Dans cette étude nous allons employer les paramètres d'un béton ordinaire (BO) utilisé par [Benboudjema et Torrenti, 2008]. Ces paramètres figurent dans le tableau D.2 de l'Annexe D. L'idée de ces calculs est d'appliquer notre modèle à l'étude du comportement d'une couche de béton utilisée pour renforcer un poteau de pont. Nous allons traiter la simulation avec deux bétons : le premier béton utilisé est béton ordinaire (BO), le deuxième béton est un béton autoplacant fibré (BAPF), le béton B5 étudié au cours du travail de thèse. La Figure (6.33) représente la géométrie et le maillage du poteau avec la couche de renforcement .



**FIGURE 6.33:** Géométrie et maillage utilisés dans la simulation de la pile de pont renforcé

La Figure (6.33) illustre le maillage déformé après 20 jours. On observe une contraction du poteau, à peu près uniforme sur l'ensemble de sa circonférence.

Les résultats du calcul thermique sont présentés sur la Figure (6.34).



**FIGURE 6.34:** Evolution de la température mesurée dans la pile de pont renforcée par du béton ordinaire

Notre modèle thermo-mécanique est appliqué au poteau renforcé par les deux types de béton. Nous considérons deux lois de comportement différentes, une loi élastique et une loi élastique avec prise en compte du fluage.

La Figure (6.34) montre que la température s'élève jusqu'à 31 °C à 24 h pour le béton BO. On peut constater que l'échauffement est moins important pour le béton B5. Les Figures (6.35 et 6.36) représentent respectivement l'évolution de la contrainte  $\sigma_{zz}$  aux points P2 et P3 (indiqués sur la Figure 6.33) dans le poteau de béton ordinaire et de

béton B5. Sur des deux figures, on a superposé l'évolution des résistances à la traction  $F_t$  mesurées pour les deux bétons au cours des essais de laboratoire, afin d'évaluer le risque de fissuration. Les résultats obtenus en contraintes montrent que le béton ordinaire fissure au bout de 4 jours (résistance à la traction atteinte), tandis qu'en employant le béton B5 la structure ne présente pas de risque de fissures, y compris au très jeune âge.

Il est ainsi à noter que l'utilisation de béton ordinaire pour ce cas de renforcement est risquée, car des fissures peuvent se développer au très jeune âge. La fissuration apparaît comme le résultat direct d'un état de contraintes développé qui dépasse la résistance du béton en traction.

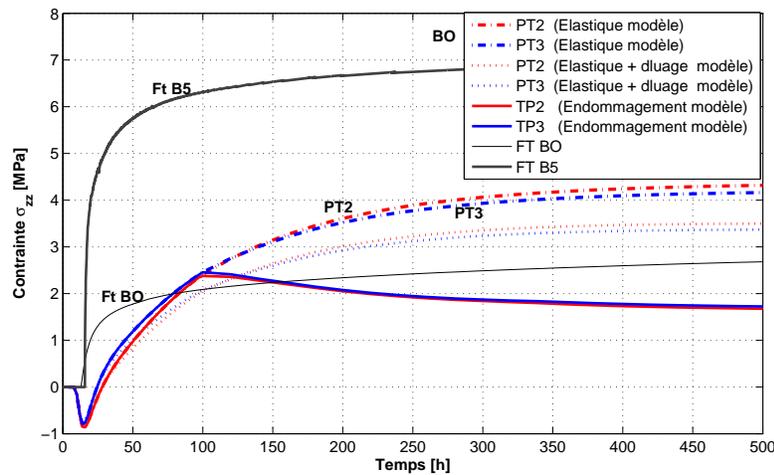


FIGURE 6.35: Evolution de la contrainte  $\sigma_{zz}$  dans la pile de pont en béton BO

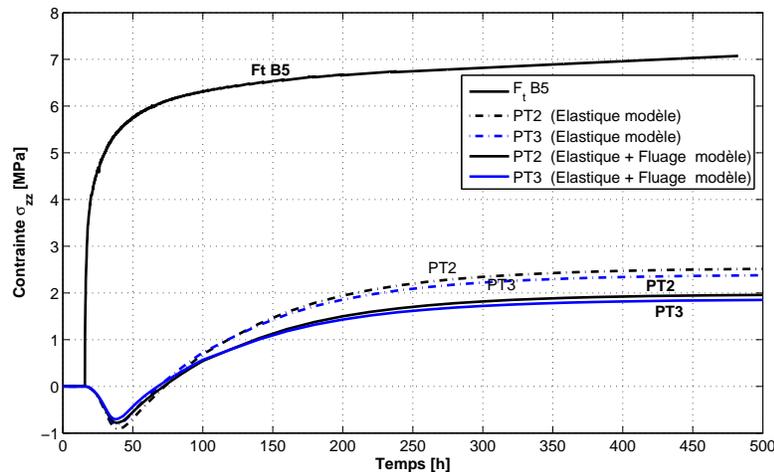
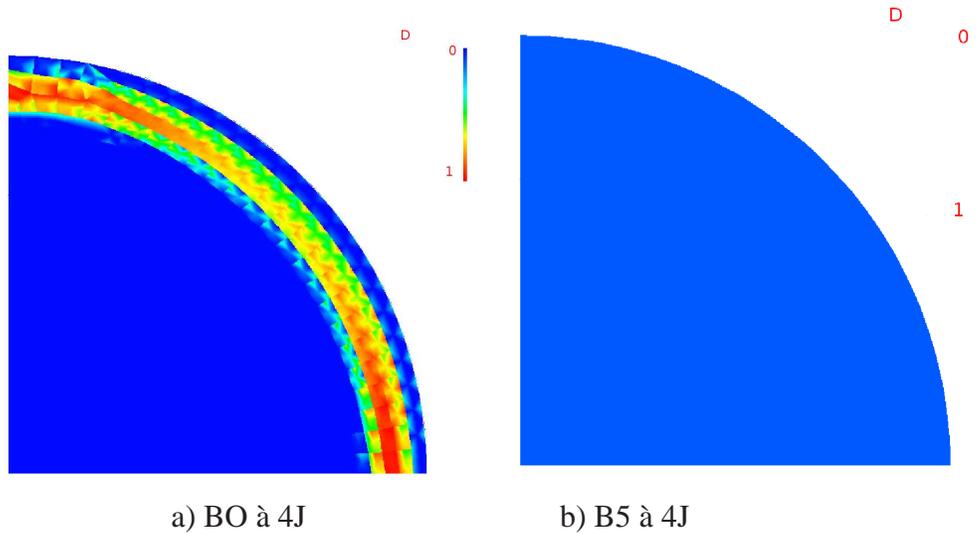


FIGURE 6.36: Evolution de la contrainte  $\sigma_{zz}$  dans la pile de pont en béton B5

La Figure (6.37) représente le champ d'endommagement obtenu pour les deux bétons BO et B5, en utilisant la loi de comportement de Mazars présentée au chapitre 5. En accord avec l'étude des contraintes, le champ d'endommagement montre un endommagement très localisé et maximum au voisinage de la peau, qui implique la fissuration pour le béton ordinaire, tandis que le béton B5 ne présente aucune fissuration.



**FIGURE 6.37:** Evolution de l'endommagement dans la pile de pont renforcée par du béton BO et du béton B5

## 7 Conclusion

Le modèle présenté a pour finalité de mesurer les impacts du choix des matériaux et des techniques retenues pour la construction d'une pièce massive sur un chantier. Il prend en compte l'hydratation dans des conditions similaires à la réalité, afin de coupler les conséquences de cette hydratation avec un modèle mécanique viscoélastique et endommageable permettant de modéliser le comportement du béton en cours d'hydratation. Le modèle de prévision du comportement mécanique au jeune âge a été confronté à des essais de laboratoire, ce qui a permis de montrer la bonne concordance entre les résultats numériques et expérimentaux. Une validation du modèle a également été proposée sur deux structures massives fabriquées en bétons B5 et B2. Les calculs présentés dans ce chapitre nous ont permis d'avoir une idée du comportement du béton au cours de son hydratation progressive, ils permettent aussi de prévoir le développement des contraintes au jeune âge.

# Conclusion générale

## **Objectifs de cette recherche**

L'objectif initial de cette recherche était de mieux comprendre le comportement du béton au jeune âge.

L'étude bibliographique a permis de caractériser les aspects prépondérants du comportement du béton au jeune âge. Les retraits endogène et thermique apparaissent comme des phénomènes majeurs dans les structures massives, qui sont responsables du fluage lorsque le retrait est empêché. L'évolution des propriétés mécaniques au jeune âge est l'un des principaux mécanismes qui permettent de limiter ou d'éviter la fissuration. Tant que les contraintes (ou les déformations) générées sont inférieures au seuil (en contraintes ou en déformations) de rupture, aucune fissuration ne peut apparaître, et la structure reste en service, car l'apparition de fissures dans des structures à usage particulier (ex. centrale nucléaire, ..) peut avoir des conséquences dramatiques liées aux fonctions de la structure. Le comportement viscoélastique (relaxation ou fluage) peut permettre de réduire les contraintes, ou autoriser une déformation plus élevée et ainsi éviter la fissuration du béton. La compréhension fine des mécanismes physiques et chimiques à l'origine du comportement macroscopique nous a guidé dans le développement et l'analyse des résultats expérimentaux, ainsi que dans la mise en oeuvre d'une modélisation cohérente. Cette compréhension a nécessité la caractérisation complète des propriétés mécaniques et physiques qui assurent le bon fonctionnement du béton dans les structures massives au jeune âge.

Dans ce contexte, nous avons tenté de répondre aux questions suivantes :

- Quelle est l'influence de l'hydratation sur le comportement du béton dans les structures massives ?
- Est-il possible de développer un modèle qui permette de bien décrire le comportement du béton au jeune âge ?
- Comment prendre en compte le fluage propre dans la modélisation ?
- Est-ce que le modèle développé peut être appliqué à l'échelle de structures réelles ?

## **Organisation de l'étude**

Les travaux effectués durant cette thèse se décomposent en trois parties principales. Dans la première partie, nous avons effectué une revue de la littérature afin de cerner la problématique du comportement du béton au jeune âge. Le premier aspect étudié au cha-

pitre 1 concerne l'hydratation du ciment, cet aspect est très important pour mieux comprendre la problématique des variations volumiques du béton au jeune âge abordée ensuite au chapitre 2. La seconde partie est consacrée au programme expérimental. Après avoir présenté au chapitre 3 les dispositifs expérimentaux utilisés et les protocoles développés, nous avons réalisé une campagne expérimentale d'identification des caractéristiques des bétons choisis. Des essais de retrait et de fluage ont été effectués au laboratoire et au chantier, dont les résultats sont présentés au chapitre 4. Cette étude expérimentale est réalisée dans le but d'identifier et de valider les paramètres du modèle numérique proposé dans la troisième partie. Dans la troisième et dernière partie, nous explicitons d'abord le cadre de la modélisation mathématique et numérique, ensuite nous présentons au chapitre 5 le modèle développé. Après une phase de validation de l'outil d'analyse, nous effectuons des simulations sur des essais en laboratoire et sur des essais sur structure réelle au chapitre 6.

### **Bilan et apports de l'étude**

**Outils d'analyse expérimentale** : Dans un premier temps, nous avons effectué une série d'essais de caractérisation mécanique classique (résistance en compression et à la traction, module d'Young) sur deux types de bétons, un Béton Auto-Plaçant Fibré et un Béton Hautes Performances. Pour le module d'Young nous avons utilisé deux méthodes de mesures de type destructive (essai de compression) et non destructive (par mesures ultrasonores), la comparaison entre les deux méthodes montre une erreur acceptable, de l'ordre de 5 %.

Ensuite une série d'essais de calorimétrie semi-adiabatique ont été effectués sur les bétons étudiés, ces essais donnent l'évolution du degré d'hydratation de chaque béton en fonction du temps. L'hydratation du ciment est très influencée par la température ambiante, des essais ont été réalisés à 10 °C et à 20 °C, qui montrent qu'à 10 °C la progression de l'hydratation est très lente.

Les essais de retrait libre montrent que le béton auto-plaçant fibré présente un retrait endogène plus faible que le BHP, ces résultats montrent l'intérêt de l'ajout de fibres au béton. Ces essais nous ont permis d'identifier les paramètres du modèle de retrait endogène proposé en fonction du degré d'hydratation.

Les essais de retrait empêché à l'anneau, réalisés en laboratoire et au chantier, mettent en évidence la présence de fluage propre en traction, ces essais ont permis d'identifier les paramètres du modèle de fluage.

Un nouvel essai de fluage avec exploitation de la technique de corrélation d'image a également été développé, qui présente une bonne concordance avec les mesures par jauges extensométriques. L'utilisation de différentes techniques a ainsi permis de valider les résultats obtenus.

**Outil d'analyse numérique** : Afin de pouvoir effectuer une analyse approfondie du comportement du béton au jeune âge, nous avons intégré le modèle proposé décrit en détail au chapitre 5 dans le code aux éléments finis CAST3M du CEA.

Ce modèle permet de prendre en compte l'évolution des propriétés mécaniques au cours de l'hydratation, et les variations volumiques liées aux retraits endogène et thermique. Plus spécifiquement, nous avons développé un modèle viscoélastique qui décrit

le fluage propre au jeune âge. Ce modèle viscoélastique est représenté par un modèle rhéologique de Kelvin, qui comprend de une à trois chaînes en série. Les effets de l'hydratation sont explicitement pris en compte en écrivant le modèle en fonction du degré d'hydratation, qui apparaît ainsi comme une variable d'état au même titre que la déformation ou la température. Le degré d'hydratation est déterminé à partir de l'équation de l'affinité chimique, cette dernière est décrite en fonction du degré d'hydratation par une loi d'Arrhenius. Les paramètres de l'affinité ont été identifiés à partir de l'essai de calorimétrie semi-adiabatique. L'intégration temporelle de la fonction d'affinité fournit le degré d'hydratation qui évolue au cours du temps. Le retrait endogène, le fluage propre et l'évolution des propriétés mécaniques sont écrites en fonction du degré d'hydratation, qui constitue le paramètre prépondérant au jeune âge. Pour compléter la description de la non-linéarité du comportement mécanique, le modèle d'endommagement de Mazars a été utilisé et intégré dans le calcul du comportement visco-élastique endommageable.

La phase d'identification montre que ce modèle reproduit bien le comportement d'éprouvettes en laboratoire. L'essai de calorimétrie semi-adiabatique a été simulé afin d'identifier les paramètres d'hydratation, nécessaires à la simulation des essais de retrait endogène libre, de retrait empêché de fluage propre qui sont ensuite présentés.

Pour finir, le modèle proposé a été employé pour simuler des essais sur structures massives en grandeur réelle, et l'utilisation des paramètres - identifiés principalement par les résultats d'essais en laboratoire - conduit à bonne concordance entre mesures expérimentales et simulations. Il convient également de souligner que bien que le séchage n'ait pas été pris en compte dans ce travail, le modèle parvient à reproduire le comportement observé lors des essais, car l'essentiel de la structure présente un comportement endogène. Une application à un cas concret de réparation d'une pile de pont est finalement présentée.



# Perspectives

A l'issue de ce travail de recherche, un certain nombre de perspectives se dégagent, qui concernent des aspects tant expérimentaux que de modélisation.

## Du point de vue expérimental

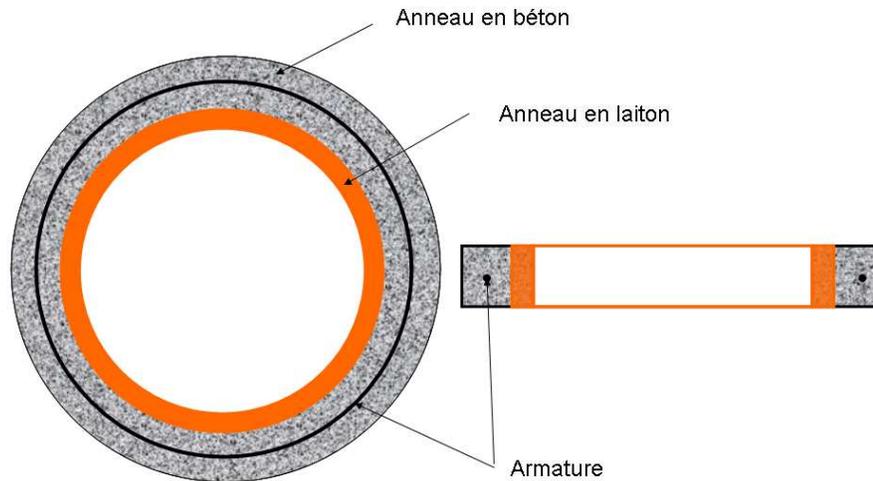
- Au sujet du fluage avec corrélation d'images, l'intérêt des résultats obtenus ne saurait faire oublier la nécessité de les compléter par des essais de fluage en traction. Il serait également intéressant d'envisager des histoires de sollicitation plus complexes, tels que des chargements par paliers. Dans le cas d'un essai de fluage propre en traction, le montage à réaliser est plus complexe que celui du fluage de dessiccation, car dans le cas du fluage propre, le montage doit assurer une étanchéité contre la dessiccation. La solution utilisée dans notre étude (vitre en verre) peut être exploitée également dans le cas de fluage en traction.

- Dans l'essai à l'anneau, je souligne l'importance de développer un essai à l'anneau avec une double couche de béton, ce nouvel essai peut ainsi simuler le cas de reprise de bétonnage ou la réparation par une couche de béton non armé. Il est également à noter qu'il serait très intéressant d'étudier le comportement du béton dans l'essai à l'anneau en présence d'armatures dans le béton (Figure 6.38) Ce nouvel essai est à l'étude dans le cadre d'une thèse en cours au Laboratoire de Mécanique et Technologie.

## Du point de vue de la modélisation

Les améliorations que l'on pourrait apporter au modèle que nous avons proposé sont les suivantes :

- Tout d'abord, une modélisation microscopique de l'hydratation peut être couplée avec notre modèle, par l'utilisation d'une approche d'homogénéisation multi-échelles qui permettrait de mieux prendre en compte l'hétérogénéité de composition et la différence entre les pâtes de ciment, les mortiers et les bétons.
- Nous pouvons également envisager de relier notre modèle avec le modèle microscopique de retrait de dessiccation développé par [Monge, 2007], ce modèle de retrait



**FIGURE 6.38:** Schéma d'un nouvel essai à l'anneau avec une armature.

est basé sur les équations de Kelvin-Laplace, il prend en compte la couche d'eau adsorbée et l'évolution de rayon du ménisque en fonction du degré d'hydratation. Ce modèle a été développé dans le cadre d'une étude de la fissuration de mortiers en couches minces. Une intégration de ce modèle de retrait de séchage nous permettrait d'appliquer notre modèle dans le cas de couches minces, et d'une manière générale pour l'ensemble des configurations de structures en béton. Toutefois, la prise en compte de géométries quelconques rend nécessaire la prise en compte du fluage de dessiccation dans la modélisation.

- Enfin, nous pourrions affiner la description du comportement au jeune âge de nos matériaux en considérant le gonflement initial mesuré au cours de nos essais de retrait, et modélisé par [Michaud, 2008].

# Bibliographie

- AASHTO : *Standard practice for estimating the crack tendency of concrete*. Designation, pp-34 édn, 1989.
- ACI : *Prediction of creep, shrinkage and temperature effects in concrete structures*. ACI Manual of Concrete Practice : Materials and General Properties of Concrete, 1992a.
- ACI : Aci committee 207, mass concrete, aci manual of concrete practice, part 1. *American Concrete Institute*, 1994.
- C. ACI : Prediction of creep, shrinkage and temperature effects in concrete structures. *ACI*, (209R-82), 1992b.
- P. ACKER : Retraits et fissurations du béton. Rap. tech., Documents Scientifiques et Techniques de l'Association Française pour la Construction (AFPC), 1992.
- P. ACKER : Micromechanical analysis of creep and shrinkage mechanisms. In F.-J. ULM, Z. BAZANT et F. WITTMANN, édés : *Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and other Quasi-Brittle Materials*, p. 15–25. Concreep6, Boston, USA, 2001.
- P. ACKER, R. EYMARD et J. PIAU : *Structural analysis of concrete structures : accounting for thermal and hygral effects*. Annales des Ponts et Chaussées, 1991.
- P. ACKER, J. TORRENTI et M. GUÉRINET : *La maîtrise de la fissuration au jeune âge : condition de durabilité des ouvrages en béton*, chap. 6, p. 217–246. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2008.
- P. ACKER, J. M. TORRENTI et F. J. ULM : *Comportement du béton au jeune âge*. Traité MIM, série Matériaux de construction, Hermès, 2004.
- P. ACTER : Retrait et fissuration du béton. *Document Scientifique et Technique, Association Française pour la Construction*, p. 10–40, Septembre 1992.
- N. AFNOR : Mesure de la chaleur d'hydratation des ciments par calorimétrie semi adiabatique, dite méthode du calorimètre de langavant. *NF*, ISSN 0335-3391, 1988.

- P. AITCĪN, A. NEVILLE et P. ACKER : Les différents types de retrait du béton. *Bullin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris*, (215):41–51, 1998.
- S. ALTOUBAT et D. LANGE : A new look at tensile creep of fiber reinforced concrete. *ACI Special Publication on Fiber Reinforced Concrete*, 2003.
- A. ANDRIEUX : *Un modèle de matériau microfissuré. Application aux roches et au béton*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1983.
- S. D. ATRUSHI : *Tensile and Compressive Creep of Early Age Concrete : Testing and Modelling*. Thèse de doctorat, Trondheim, Norway, 2003a.
- S. D. ATRUSHI : *Tensile and Compressive Creep of Early Age Concrete : Testing and Modelling*. Thèse de doctorat, The Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway, 2003b.
- M. BADOUX et N. FELLAY : Air permeability tests on cracked reinforced concrete wall elements. *In Structural Engineering for Meeting Urban Transportation Challenges*. 16th Congress of IABSE, Lucerne, Switzerland, 2000.
- L. BARCELO : *Influence de la caractéristique des ciments sur la structuration et le comportement dimensionnel des matériaux cimentaires au jeune âge*. Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan, 2001.
- P. BARRET et D. BERTRANDIE : Fundamental hydration kinetic features of the major cement constituents :  $Ca_3SiO_5$  and  $\beta Ca_2SiO_4$ . *Journal de Chimie Physique*, 83 (11/12):765–775, 1986.
- G. BASTIAN et A. KHELIDJ : Propriétés thermophysiques d'un béton fraîchement coulé. *Bulletin de liaison des LCPC*, 200:25–35, 1995.
- Z. BAŽANT et S. BAWEJA : Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures model b3. *Material and Structures*, 28(6):357–365, July 1995.
- Z. BAŽANT et S. BAWEJA : Short form of creep and shrinkage prediction model b3 for structures of medium sensitivity. *Material and Structures*, 29(10):587–593, december 1996.
- Z. P. BAŽANT et J. CHERN : Concrete creep at variable humidity : constitutive law and mechanism. *Materials and Structures*, 18(103):1–20, 1985.
- Z. BAŽANT : State of the art report on creep and shrinkage of concrete. *Mathematical Modelling*, p. 41–80, 1988.
- Z. BAŽANT et J. CHERN : Solidification theory for concrete creep. ii : verification and application. *Journal of Engineering mechanics*, 115(8):1704–1725, 1989.

- Z. BAŽANT, A. HAUGGAAED, S. BAWEJA et F. ULM : Microprestress-solidification theory for concrete creep. i : Aging and drying effects. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(11):1188–1194, 1997.
- Z. BAŽANT et T. WANG : Mathematical model for creep and thermal shrinkage of concrete at high temperature. *Nuclear Engineering Design*, (76):183–191, 1983.
- Z. BAŽANT et F. WITTMAN : *Creep and Shrinkage in Concrete Structures*. Wiley & Sons, New York, 1982.
- Z. BAZANT et Y. XI : Drying creep of concrete : constitutive model and new experiments separating its mechanisms. *Materials and Structures*, 27:3–14, 1994.
- Z. BAZANT : L'instabilité d'un milieu continu et la résistance en compression. *Bulletin de la RILEM*, (33):99, 1967.
- F. BENBOUDJEMA : *Modélisation des déformations diffères du béton sous sollicitations biaxiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires*. Thèse de doctorat, U. F. R. De Sciences et Technologies Université Marne La Vallée, 2002.
- F. BENBOUDJEMA et J. TORRENTI : Early-age behaviour of concrete nuclear containments. *Nuclear Engineering and Design*, 238:2495–2506, 2008.
- D. BENTZ, S. MIZELL, S. SATTERFIELD, J. DEVANEY, W. GEORGE, P. KETCHAM, J. GRAHAM, J. PORTEFIELD, D. QUENARD, F. VALLEE et H. SALLEE : The visible cement data set. *Journal of Research of the National Institute of Standards and Technology 2, NIST*, 2002.
- D. P. BENTZ : Three-dimensional computer simulation of portland cement hydration and microstructure development. *Journal of the American Ceramic Society*, 80(1):3–21, 1997.
- A. BEZJAK et I. JELENIC : On the determination of rat constants for hydration processes in cement pastes. *Cement and Concrete Research*, 10(4):553–563, July 1980.
- A. BISHOP et G. BLIGHT : some aspects of effective stress in saturated and party saturated soils. *Géotechnique*, 13:177–197, 1963.
- B. BISSONNETTE et M. PIGEON : Tensile creep at early ages of ordinary, silica fume and fiber reinforced concretes. *Cement and Concrete Research*, 25(5):1075–1085, 1995.
- B. BISSONNETTE et M. PIGEON : Le comportement viscoélastique du béton en traction et la compatibilité déformationnelle des réparations. *Matériaux et Constructions*, 33:108–118, 2000.

- O. BJONTEGAARD : *Thermal dilatation and autogenous deformation as driving forces to selfinduced stresses in high performance concrete*. Thèse de doctorat, trondheim, Norway, 1999.
- A. BOE HAUGGAARD, L. DAMKILDE et P. F. HANSEN : Transitional thermal creep of early age concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 125(4):458–465, avril 1999.
- R. BOGUE : *The Chemisty of Portland Cement*. Reinhold Publishing Corp., New York, 1947.
- M. BOUASKER, P. MOUNANGA, P. TURCRY, A. LOUKILI et A. KHELIDJ : Chemical shrinkage of cement pastes and mortars at very early age effect of limestone filler and granular inclusions. *Cement and Concrete Composites*, 30:13–22, January 2008.
- B. BOUNY, C. THIERRY, C. GILLES, D. LOÏC, G. JOSETTE, G. JEAN, H. DOMINIQUE, P. GÉRARD et V. GÉRALDINE : *Caracterisations microstructurales et propriétés relatives à la durabilité des bétons. Méthode de mesure et d'essais de Laboratoire. Méthodes d'essais n°58*. Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées, Février 2002.
- F. BOURQUIN et M. JOLY : A magnet-based vibrating wire sensor : design and simulation. *Smart Mater. Struct.*, 14:247–256, 2005.
- BPEL91 : *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*. Bulletin Officiel du Ministère de l'Équipement des Transports et du Logement, 1999.
- P. BRIOLE : Etude théorique des appareils à corde vibrante : cas de l'extensomètre c110, comparaison des fonctionnements en amorti et en entretenu. Rap. tech., Telemac, [http ://www.telemac.fr/](http://www.telemac.fr/), 1987.
- P. BROWN, C. HARNER et E. PROSEN : The effect of inorganic salts on tricalcium silicate hydration. *Cement and Concrete Research*, 16(1):17–22, 1986.
- J. BYFORS : *Plain concrete at early ages*. Thèse de doctorat, Swedish Cement and Concrete Institute, 1980.
- Y. CAO et R. DETWILER : Backscattered electron imaging of cement pastes cured at elevated temperatures. *Cement and Concrete Research*, 25(3):627–638, 1995.
- J. N. CARINO et M. V.M. : *Maturity method*. CRC PRESS, second edition éd'n, 1991.
- R. CARLSON et T. READING : Model of studying shrinkage cracking in concrete building walls. *ACI Structures Journal*, 85(4):395–404, 1988.
- I. CAROL et Z. BAŽANT : Viscoelasticity with aging caused by solidification of nonaging constituent. *Journal of Engineering Mechanics*, 119(11):3961, November 1993.

- J. P. CHARRON : *Contribution à l'étude du comportement au jeune âge des matériaux cimentaires en conditions de déformations libre et restreinte*. Thèse de doctorat, Faculté des études supérieures de l'Université Laval, 2003.
- J.-P. CHARRON, J. MARCHAND, B. BISSONNETTE et B. GERARD : Etude comparative de modèles phénoménologique décrivant le comportement au jeune âge du béton. partie 1. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28(2):314–322, 2001.
- M. CHEYREZY et M. BEHLOUL : Creep and shrinkage of ultra-high performance concrete. In F.-J. ULM, Z. BAZANT et W. F. H., eds : *Concreep 6, Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and other Quasi- Brittle Materials*, p. 527–538, 2001.
- B. DALGLEISH, A. GHOSE, H. JENNINGS et P. PARATT : The correlation of micro-structure with setting and hardening in cement paste. In *International Conference on Concrete at Early Ages*, vol. 1, p. 137–143. RILEM, Paris, 1982.
- L. D'ALOÏA : Guide d'utilisation de la maturométrie. Rap. tech., Résultats et recommandations du projet national CALIBÉ, 2004.
- L. D'ALOÏA, H. KADA et S. LECRUX : Guide d'utilisation de la maturométrie. *Projet National Calibé - Résistance du béton dans l'ouvrage, rapport IREX, France*, 2001.
- D. DAMIDOT : *Etude de l'hydratation du silicate tricalcique en suspensions diluées par microcalorimétrie isotherme*. Thèse de doctorat, Université de Bourgogne, U.F.R. des Sciences et Techniques, 1999.
- R. DE BORST et A. VAN DEN BOOGAARD : Finite-element modeling of deformation and cracking in early age concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 120(12), 1994.
- F. DE LARRARD : Formulation et propriétés des bétons à très hautes performances. Rap. tech. 149, LCPC, 1988.
- C. DE MORAIS, P. HICHER, I. BENAZZOUZ et L. T. J. Y. : Transferts thermo-hydriques dans un élément en béton exposé à une température élevée : approches numérique et expérimentale. In AUGC, éd. : *Construire : les nouveaux défis*. La Grande Motte, 2006.
- G. DE SCHUTTER : Degree of hydration based kelvin model for the basic creep of early age concrete. *Materials and Structures*, 32(4):260–265, 1999.
- G. DE SCHUTTER et L. TAERWE : General hydration model for portland cement and blast furnace slag cement. *Cement and Concrete Research*, 25(3):593–604, 1995.
- G. DE SCHUTTER et L. TAERWE : Degree of hydration-based description of mechanical properties of early age concrete. *Materials and Structures*, 29:335–344, 1996.

- G. DE SCHUTTER et L. TAERWE : Towards a more fundamental non-linear basic creep model for early age concrete. *Magazine of Concrete Research*, 49(180):195–200, 1997.
- G. DE SCHUTTER et L. TAERWE : Fictitious degree of hydration method for the basic creep of early age concrete. *Materials and Structures*, 33:370–380, 2000.
- G. DI LUZIO et G. CUSATIS : Hygro-thermo-chemical modeling of high performance concrete. i : Theory. *Cement and Concrete Composites*, 31:301–308, 2009.
- S. DIAMOND, J. OLEK et Y. WANG : The occurrence of two-tone structures in room-temperature cured cement pastes. *Cement and Concrete Research*, 28(9):1237–1243, 1998.
- L. DIVET : La formation différée de l'ettringite dans les bétons de parties d'ouvrages massives, synthèse des études de ponts dégradés. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 244-245:91–111, Mai-Juin-Juillet-Août 2003.
- L. DORMIEUX : Application des méthodes d'homogénéisation au transport des milieux poreux. *In Tranfert*. Lille, France, 2006.
- B. EL-JAIZAIRI et J. ILLSTON : Simultaneous semi-isothermal method of thermogravimetry and derivative thermogravimetry, and its application to cement pastes. *Cement and Concrete Research*, 7(3):247–258, 1977.
- M. EMBORG : *Development of mechanical behaviour at early ages*, chap. Prevention of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages, p. 77–148. RILEM Technical Committee 119, Taylor & Francis éd., 1998.
- B. ESPION : Evaluation du retrait et du fluage du béton dans les codes de calcul actuels en Europe et aux États-Unis. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées : Le fluage dans les ouvrages en béton*, p. 21–27, Février 1998. Spécial XX.
- EUROCODE2 : Eurocode 2, calcul des structures en béton et document d'application nationale. *Normalisation Française*, p. 18–711, 1992.
- EUROCODE2 : *Calcul des structures en béton, Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. Comité Européen de Normalisation, B-1050 Bruxelles, Décembre 2004.
- X. FENG, E. GARBOCZI, D. BENTZ, P. STUTZMAN et T. MASON : Estimation of the degree of hydration of blended cement pastes by a scanning electron microscope point-counting procedure. *Cement and Concrete Research*, 34:1787–1793, 2004.
- M. FUKUHARA, S. GOTO, K. ASAGA, M. DAIMON et R. KONDO : Mechanisms and kinetics of C<sub>4</sub>A<sub>F</sub> hydration with gypsum. *Cement and Concrete Research*, 11:407–414, 1981.

- E. GARBOCZI et D. BENTZ : Multi-scale analytical/numerical theory of the diffusivity of concrete. *Advanced Cement-Based Materials*, 8:77–88, 1998.
- E. GARBOCZI et D. BENTZ : Percolation aspects of cement paste and concrete - properties and durability. p. 147–164, 1999.
- E. M. GARTNER et J. M. GAIDIS : *Materials Science of Concrete*, vol. I, p. 95. American Ceramic Society, Westerville, 1989.
- R. GHOSH : A hypothesis on mechanism of maturing creep of concrete. *Materials and Structures*, 6(31):23–26, 1973.
- L. GRANGER : *Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Avril 1996.
- W. GRAY et B. SCHREFLER : Thermodynamic approach to effective stress in partially saturated porous media. *European Journal of Applied Mechanics in Solids*, 20:521–538, 2001.
- M. GRZYBOWSKI et S. SHAH : Shrinkage cracking of fiber-reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, 87(2):138–148, 1990.
- A. GUIDOUM : *Simulation numérique 3D des comportements des bétons en tant que composites granulaires*. Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1994.
- A. GUTSCH et F. ROSTÀY : Young concrete under high tensile stresses creep, relaxation and cracking. In R. SPRINGENSCHMID, éd. : *Thermal Cracking in Concrete at Early Ages*, p. 111–118. RILEM International Symposium, E & FN Spon, London, 1994.
- A. GUTSCH : Properties of early age concrete- experiments and modelling. *Materials and Structures*, 35:76–79, 2002.
- W. GUTTERIDGE et J. DALZIEL : Filler cement. the effect of the secondary component on the hydration of portland cement : Part 1. a fine non-hydraulic filler. *Cem. Concr. Res*, 20(5):778–782, 1990.
- S. HAGIHARA, Y. MASUDA et S. NAKAMURA : Creep behaviour of high-strength concrete in early age. 6th International Symposium on High Strength/High Performance Concrete, 2002.
- P. HANSEN et E. PEDERSEN : Maturity computer for controlled curing and hardening of concrete. *Nordic Concr Res*, 1(19):21–25, 1977.
- A. HAOUSS : *Comportement au jeune âge des matériaux cimentaires - caractérisation et modélisation chimio-hydro-mécanique du retrait*. Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan, 2007.

- H. HEDLUND : *Hardening concrete measurement and evaluation of non elastic deformation and associated restraint stresses*. Thèse de doctorat, Université de Lulea, Suède, 2000.
- F. HILD, J. PÉRIÉ et M. CORET : Mesure de champs de déplacement 2d par corrélation d'image numérique 2d. Rap. tech., LMT-ENS Cachan, 1999.
- F. HILD, B. RAKA, M. BAUDEQUIN, S. ROUX et F. CANTELAUBE : Multiscale displacement field measurements of compressed mineral-wool samples by digital image correlation. *Applied Optics*, 41:6815–6828, 2002.
- A. B. HOSSEIN et J. WEISS : Assessing residual stress development and stress relaxation in restrained concrete ring specimens. *Cement and Concrete Composites*, 26:531–540, 2004.
- C. HUET : Coupled size and boundary-condition effects in viscoelastic heterogeneous and composite bodies. *Mechanics of Materials*, 31(12):787–829, 1999.
- S. IGARASHI et M. KAWAMURA : Effects of microstructure on restrained autogenous shrinkage behavior in high strength concrete at early ages. *Matériau et Structures*, 35 (2):80–84, 2002.
- S.-i. IGARASHI, A. BENTUR et K. KOVLER : Autogenous shrinkage and induced restraining stresses in high-strength concretes. *Cement and Concrete Research*, 30:1701–1707, 2000.
- H. JAFFEL : *Caractérisation multi-échelles de matériaux poreux en évolution : cas du plâtre*. Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique, Paris, 2006.
- O. JENSNES : Autogenous phenomena in cement-based materials. *University of Denmark*, 2005.
- S. JIANG, J. MUTIN et A. NONAT : Studies on mechanism and physico-chemical parameters at the origin of cement setting. i. the fundamental processes involved during the cement setting. *Cement and Concrete Research*, 25(4):779–789, 1995.
- K. JOHANSSON, C. LARSSON, O. ANTZUTKIN et W. FORSLING : Kinetics of the hydration reactions in the cement paste with mechanochemically modified cement  $^{29}\text{Si}$  magic-angle-spinning NMR study. *Cement and Concrete Research*, 29:1575–1581, 1999.
- H. JUSTNES, I. MELAND, J. BJOERGUM et J. KRANE. : The mechanism of silica fume action in concrete studied by solid state  $^{29}\text{Si}$  nmr. cité par Waller 1999, 1992.
- H. JUSTNES, I. MELAND, J. BJOERGUM, J. KRANE et T. SKJETNE : Nmr a powerful tool in cement and concrete research. *Adv Cem Res*, 3:105, 1990.

- H. JUSTNES, E. SELLEVOLD, B. REYNIERS, D. VAN LOO, A. VAN GEMERT et F. VERBOVEN : Chemical shrinkage of cement pastes with plasticizing admixtures. *Nordic Concr Res*, 24:39–54, 2000.
- A. KAMEN : *comportement au jeune âge et différé d'un BFUP écrouissant sous les effets thermomécaniques*. Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2007.
- A. KANELLOPOULOS, D. NICOLAIDES et B. KARIHALOO : Autogenous shrinkage of cardifrc. In G. PIJAUDIER-CABOT, B. GÉRARD et P. ACKER, édés : *CONCREEP 7*, p. 615–620. Nantes, France, Hermès Publishing, Sep 2005.
- T. KANSTAD, T. A. HAMMER, . BJØNTEGAARD et E. J. SELLEVOLD : Mechanical properties of young concrete : Part i : Experimental results related to test methods and temperature effects. *Materials and Structures*, 36(4):218–225, mai 2003.
- M. KASHANI : *Etude de l'évolution des déformations du béton soumis à des actions cycliques : Application aux éléments fléchis en béton armé*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1984.
- A. KHAN, W. COOK et D. MITCHELL : Creep, shrinkage, and thermal strains in normal, medium, and high strength concretes during hydration. *ACI Materials Journal*, 94 (2):156–163, 1997.
- A. KHELIDJ, A. LOUKILI et G. BASTIAN : Etude expérimentale du couplage hydro-chimique dans les bétons en cours de maturation : incidence sur les retraits. *Matériaux et constructons*, 31:588–594, Novemver 1998.
- K. KIM, S. JEON, J. KIM et S. YANG : An experimental study on thermal conductivity of concrete. *Cement and Concrete Reseach*, 33(3):363–371, 2003.
- I. KLUR : *Etude par RMN de la Structure des Silicates de Calcium Hydratés*. Thèse de doctorat, Université Paris VI, 1996.
- K. KOVLER : Interdependence of creep and shrinkage for concrete under tension. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 7(2):96–101, 1995.
- K. KURTIS : Portland cement hydration. *Georgia Institute of Technology*, 2007.
- M. LACHEMI, H. MESBAH, N. PETTROV et P. AITCIN : Minimizing autogenous shrinkage and early age cracking in high performance concrète structures,. In F.-J. ULM, Z. BAZANT et F. WITTMANN, édés : *Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrète andother Quasi-Brittle Materials*. Cambridge,USA, Elsevier, 2001.
- R. LACKNER, C. PICHLER et H. MANG : Thermochemomechanics of cement-based materials at finer scales of observation : Application to hybrid analyses of shotcrete tunnel linings. In A. IBRAHIMBEGOVIC et B. BRANK, édés : *Engineering Structures*

- under Extreme Conditions Multi Physics and Multi-Scale Computer Models in Non-Linear Analysis and Optimal Design*, ISBN :1586034790, p. 170–199. ISO Press, 2005.
- P. LAPLANTE : *Propriétés mécaniques des bétons durcissants : Analyse comparée des bétons classiques et à très hautes performances*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1993.
- C. LARIVE : *Apports Combinés de l'Experimentation et de la Modelisation à la Comprehension de l'Alcali Reaction et de ses Effects Mecaniques*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, LCPC, Paris, France, 1998.
- C. LARIVE, M. JOLY, J. P. DUBOIS et P. CHOQUET : Theoretical and experimental validation of vibrating wire principle. application to a low stiffness strainmeter for embedment in concrete. *In Field Measurement in Geomechanics*, p. 341–8. 4th Int. Symp, Bergamo, Italy, 1995.
- H. LE CHATELIER : *Recherches Expérimentales sur la Constitution des Mortiers Hydrauliques*. 1904.
- H. LE CHÂTELIER : Pages. <http://Annales.org/archives/x/lc.html>, 1900.
- F. LEA : *The Chemistry of Cement and Concrete*. Num. 3rd Ed. Arnold, London, cité par Taylor 1970 édn, 1970.
- R. LEROY : *Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances*. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1996.
- P. LIVESSEY, A. DONNELLY et C. TOMLINSON : Measurement of the heat of hydration of cement. *In International Conference on Blended Cements*, Sept 1991.
- A. LOUKILI : *Etude du retrait et du fluage de Bétons à Ultra-Hautes Performances*. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes, 1996.
- A. LOUKILI, D. CHOPIN, A. KHELIDJ et J.-Y. LE TOUZO : A new approach to determine autogenous shrinkage of mortar at an early age considering temperature history. *Cement and Concrete Research*, 30:915–922, 2000.
- P. LURA : *Autogenous Deformation and Internal Curing of Concrete*. Thèse de doctorat, Technische Universiteit, Delft, Netherlands, 2003.
- R. MALEK : Methods of performing adiabatic and isothermal calorimetry. *In 9th Int'l. Cong. on the Chemistry of Cement*, vol. 6, p. 210–215. New Dehli, India, 1992.
- J. MARIGO, P. MIALON, J. MICHEL et P. SUQUET : Plasticité et homogénéisation : un exemple de prévision des charges limites d'une structure hétérogène périodique. *Journal de Mécanique théorique et appliquée*, 6(1):47–75, 1987.

- J. MAZARS : *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture de béton de structure*. Thèse d'état, Université Paris 6, 1984.
- F. MEFTAH, J.-M. TORRENTI, W. NECHNECH, B. F. et de SA C. : An elasto-plastic damage approach for the modeling of concrete submitted to the mechanical induced effects of drying. *In Shrinkage 2000 Proceedings*. Rilem publications, Paris, France, 2000.
- P. K. MEHTA et P. J. MONTERIRO : *Concrete Microstructure, Properties and Materials*. Second edition éd'n, 2001.
- P.-M. MICHAUD : *Vers une approche chimio-poro-visco-élastique du comportement au jeune âge des bétons*. Thèse de doctorat, Université Laval, INSA Lyon, 2008.
- S. MIDESS et J. YOUNG : *Concrete*. New Jersey, 1981.
- R. MILLS : Factors influencing cessation of hydration in water cured cement pastes. *ACI-SP*, p. 406–424, 1966.
- S. MINDESS et J. YOUNG : *concrete*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1981.
- A. MISSENARD : *Conductivité thermique des solides, liquides, gaz et de leurs mélanges*. 1965.
- H. MITANI : *Variations volumiques des matrices cimentaires aux très jeunes âges : approche expérimentale des aspects physiques et microstructuraux*. Thèse de doctorat, ENPC École nationale des ponts et chaussées, 2003.
- L. MOLEZ : *Comportement des réparations structurales en béton, couplage des effets hydriques et mécaniques*. Thèse de doctorat, ENS Cahcan et Université Laval, 2003.
- J. MONGE : *Fissuration des Mortiers en Couches Minces - Effets de l'Hydratation, du Séchage et de la Carbonatation*. Thèse de doctorat, Ecole normale supérieure de cahcan, 2007.
- P. MOUNANGA : *Étude expérimentale du comportement de pâtes de ciment au très jeune âge : hydratation, retraits, propriétés thermophysiques*. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes, 2003.
- P. MOUNANGA, V. BAROGHEL-BOUNY, A. LOUKILI et A. KHELIDJ : Autogenous deformations of cement pastes : Part i. temperature effects at early age and micro-macro correlations. *Cement and Concrete Research*, 36:110–122, 2006.
- L. NACHBAUR, J. MUTI, A. NONAT et L. CHOPLIN : Dynamic mode rheology of cement and tricalcium silicate pastes from mixing to setting. *Cement and Concrete Research*, 31(2):183–192, 2001.
- A. M. NEVILLE : *Propriétés des bétons*. Éditions Eyrolles, Paris, France, 2000.

- A. M. NEVILLE, W. DILGER et J. J. BROOKS : *Creep of plain and structural concrete*. Construction Press, London, UK, 1983.
- A. NEVILLE : *Properties of concrete*. Addison Wesley Longman Ltd., Essex, 4th éd., 1995.
- A. NIGOYI, P. HSU et B. MEYERS : The influence of age at time of loading on basic and drying creep. *Cement and Concrete Research*, 3:633–644, 1973.
- A. NONAT et J. MUTIN : *Hydration and setting of cements*. E&F Spon, London, 1992.
- L. ØSTERGAARD, D. LANGE, S. ALTOUBAT et H. STANG : Tensile basic creep of early-age concrete under constant load. *Cement and Concrete Research*, 31:1895–1899, 2001.
- K.-B. PARK, T. NOGUCHI et J. PLAWSKY : Modeling of hydration reactions using neural networks to predict the average properties of cement paste. *Cement and Concrete Research*, 35:1676–1684, 2005.
- L. J. PARROTT, M. GEIKER, W. A. GUTTERIDGE et D. KIKKOH : Monitoring portland cement hydration : comparison of methods. *Cement and Concrete Research*, 20(6): 919–926, 1990.
- C. PIGBAT, P. NAVI et K. SCRIVENER : Simulation of cement paste microstructure hydration, pore space characterization and permeability determination. *Materials and Structures*, 38:459–466, 2005.
- M. PIGEON, T. TOMA, J. MARCHAND et B. BISSONNETTE : Étude expérimentale du retrait endogène restreint au jeune âge. *Materials and Structures*, 36:666–672, 2000.
- G. PONS : Caractérisation du comportement différé des bétons : de la réalité du matériau à la note de calcul. Rap. tech., Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, Spécial XX, 1998.
- G. PONS et J. TORRENTI : *La durabilité des bétons*, chap. 5, Retrait et fluage, p. 167–213. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 2008.
- T. POWERS et T. BROWNYARD : Studies of the physical properties of hardened portland cement of paste. vol. 43, p. 971, 1947.
- Y. QING SHENG : Evolution of properties in hydration of cements a numerical study. *Mechanics Research Communications*, 33:717–727, 2006.
- V. RAHHAL et O. BATIC : Mineral admixtures contribution to the development of heat of hydration and strength. *Cement, Concrete, and Aggregates*, p. 150–158, 1994.
- V. S. RAMACHANDRAN : *Concrete Admixtures Handbook-Properties, Science, and Technology*. Noyes Publications, Park Ridge, New Jersey, USA, 1995.

- M. REGOURD : *Le béton hydraulique*, chap. L'hydratation du ciment Portland, p. 193–221. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1982a.
- M. REGOURD : L'hydratation du ciment portland dans le bétons hydraulique : connaissance et pratique. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1982b.
- P. SAFINOWSKI, B. PIWAKOWSKI, J.-P. BALAYSSAC, M. GOUYGOU et A. KOSECKI : Contrôle non destructif du béton par ultrasons à l'aide d'un dispositif automatisé. *In Diagonobéton*. IUT d'Aix-en-Provence, 2007.
- M. Sanchez de ROJAS, M. LUXAN, M. FRIAS et N. GARCIA : The influence of different additions on portland cement hydration heat. *Cement and Concrete Research*, 23:46–54, 1993.
- A. SCHINDLER et K. FOLLIARD : Heat of hydration models for cementitious materials. *ACI Materials Journal*, 102(1), January-February 2005. Technical Paper.
- A. SCHINDLER : Prediction of concrete setting. *In* J. WEISS, K. KOVLER, J. MARCHAND et S. MINDESS, édés : *Proceedings of the RILEM International Symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering*, <http://www.eng.auburn.edu>, 2004. RILEM Publications SARL, Illinois.
- A. SCHINDLER et K. FOLLIARD : Influence of supplementary cementing materials on the heat of hydration of concrete. *In Proceedings of the Ninth conference on Advances in Cement and Concrete*. Colorado, August 2003.
- K. SCRIVENER : Backscattered electron imaging of cementitious microstructures : understanding and quantification. *Cement & Concrete Composites*, 26:935–945, 2004.
- K. SIDERIS : Reliability of the x-ray diffraction quantitative determination of the fraction unhydrated in the hardened paste of portland cement. *Advances in Cement Research*, 12(3):103–111, 2000.
- M.-A. SIMARD, P.-C. NKinamubanzi, C. JOLICOEUR, D. PERRATON et P.-C. AITCIN : Calorimetry, rheology, and compressive strength of superplasticized cement pastes. *Cement and Concrete Research*, 23:939–950, 1993.
- M. SMADI, F. SLATE et A. NILSON : Shrinkage and creep of high, medium, and low strength concretes, including overloads. *ACI*, 84(3):224, 234 1987.
- R. SPRINGENSCHMID : Rilem tc 119-tce : Avoidance of thermal cracking in concrete at early ages. *Materials and Structures*, 30:451–464, October 1997. Rilem Technical Committees.
- S. STAQUET : *Analyse et modélisation du comportement différé du béton. Application aux poutres mixtes, préfléchies et précontraintes*. Thèse de doctorat, Faculté des sciences appliquées, l'Université Libre de Bruxelles, 2004.

- M. SUTTON, S. MCNEILL, J. HELM et C. Y.J. : Advances in two-dimensional and three-dimensional computer vision. *Photomechanics*, p. 323–372, 2000.
- M. SUTTON, S. MCNEILL, J. JANG et M. BABAI : Effects of subpixel image restoration on digital correlation error estimates. *Opt. Eng.*, 27:870–877, 1998.
- M. SUTTON, W. WOLTERS, W. PETERS, W. RANSON et S. MCNEILL : Determination of displacement using an improved digital correlation method. *Image Vision Comput.*, 1:133–139, 1983.
- T. B. TAMTSIA et J. BEAUDOIN : Basic creep of hardened cement paste a re-examination of the role of water. *Cement and Concrete Research*, 30:1465–1475, 2000.
- H. TAYLOR : *Cement Chemistry*. London, 1990.
- T. TELFORD : Ceb-fip model code 90. *Bulletin d'information de Comité Euro-international du béton*, (213-214):460, 1993.
- J. TORRENTI : La résistance du béton au très jeune âge. Rap. tech. 179, Bulletin de liaison des LCPC, mai-juin 1992.
- F. TOULEMENDE et F. LE MAOU : Protection des éprouvettes de béton vis-à-vis de la dessiccation. le point sur quelques techniques de laboratoire. *Ibid*, 203:105–119, 1996.
- C. TRUESDELL : A first course in rational continuum mechanics. *Pure and applied mathematics*, 71(1):3–375, 1991.
- P. TURCRY, A. LOUKILI, L. BARCELO et J. CASABONNE : Can the maturity concept be used to separate the autogenous shrinkage and thermal deformation of a cement paste at early age ? *Cement and Concrete Research*, 32:1443–1450, 2002.
- F. ULM et O. COUSSY : Couplings in early-age concrete : from material modelling to structural design. *International Journal of Solids and Structures*, 35(31):4295–4311, 1998.
- F.-J. ULM, F. LE MAOU et C. BOULAY : Creep and shrinkage coupling : New review of some evidence. *Revue Française de génie civil*, 3(3-4):21–37, 1999.
- H. UMEHARA, T. UEHARA, T. IISAKA et A. SUGIYAMA : Effect of creep in concrete at early ages on thermal stress. In R. SPRINGENSCHMID, éd. : *Thermal Cracking in Concrete at Early Age*, p. 79–86. E & FN Spon, London, RILEM, 1994.
- K. VAN BREUGEL : *Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials*. Thèse de doctorat, TU Delft, Delft University of Technology, 1991.
- C. VERNET et G. CADORET : Voies nouvelles du béton, suivi en continu de l'évolution chimique et mécanique des bétons à hautes performances. Cachan, France, 1991.

- H. WALKER, D. LANE et P. STUTZMAN : Petrographic methods of examining hardened concrete : A petrographic manual. Rap. tech., Virginia Transportation Research Council, 2006.
- V. WALLER : *Relation entre formulation d'un béton et propriétés méca, formulation et chaleur d'hydratation, cas de cendre volantes*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et chaussées, jan 1999.
- M. WARD et D. COOK : The mechanism of tensile creep in concrete. *Magazine of Concrete Research*, 21(68):151–158, 1969.
- W. WEISS : *Prediction of Early-age Shrinkage Cracking in Concrete*. Thèse de doctorat, Northwestern University, Evanston, Illinois, 1999.
- G. WESTMAN : Basic creep and relaxation of young concrete. In R. SPRINGENSCHMIDT, éd. : *Thermal Cracking in Concrete at Early Ages*, p. 87–94. Proceedings of the International RILEM Symposium, E&FN Spon, London, 1995.
- F. WITTMANN : Influence of moisture content on the creep of hardened cement. *Reol. Acta*, 9(2):282–87, 1970.
- F. WITTMANN : Creep and shrinkage mechanisms. In Z. BAŽANT et F. WITTMANN, édés : *Creep and shrinkage in concrete structure*, p. 129–161. Wiley, Chi Chester, 1982.
- J. YAMMINE : *Bétons fluides à hautes performances : relations entre formulation, rhéologie, physico-chimie et propriétés mécaniques*. Thèse de doctorat, ENS de Cachan, 2007.
- G. YE, Z. SUN, T. VOIGT, K. van BREUGEL et S. SHAH : A micromechanic model for characterization of cement paste at early age validated with experiments. In *Proceedings of the RILEM International Symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering*. Evanston, Ill, 2004. URL [www.iti.northwestern.edu/publications](http://www.iti.northwestern.edu/publications).
- G. YE, K. van BREUGEL et A. FRAAIJ : Three-dimensional microstructure analysis of numerically simulated cementitious materials. *Cem. Concr. Res.*, 33(2):215–222, 2003.
- L. YUE et L. TAERWE : Two function method for the prediction of concrete creep under decreasing stress. *Matériaux et Constructions*, 26(159):268 – 273, 1993.



# **Quatrième partie**

## **Annexes**



# Caractéristiques des matériaux

## A.1 Béton autoplaçant Fibré BAPF (B5)

### A.1.1 Ciment V

Le ciment utilisé dans le béton B5 est un ciment Calcia dont la dénomination est : CEM V/A (S-V) 42,5 N CE PM-ES-CP1 NF "PMF3". La Figure (A.1.1) présente les caractéristiques mécaniques, physiques et chimiques de ce ciment, extraites de la fiche technique fournie par le fabricant.

### A.1.2 Sables et gravillons

Les granulats utilisés dans le B5 sont des granulats calcaires lavés de Boulonnais de classe 6/10 mm, et un sable calcaire 0/4 mm roulé lavé de Boulonnais. Leurs caractéristiques sont données dans le tableau A.1.

	Sable 0/4 roulé	Gravillon 4/6 concassé
Masse volumique $kg/m^3$	2660	2680
Nature	Calcaire	Calcaire

**TABLE A.1:** Caractéristiques des granulats utilisés dans le B5

Le superplastifiant utilisé est SIKA Viscocrete 5400F, et les fibres utilisées sont des fibres IFT Inox droites (longueur 30 mm, diamètre 0,6 mm).

## A.2 Béton à Hautes Performances (BHP)

### A.2.1 Ciment I

Le ciment utilisé dans le béton BHP, est le CEM I 52,5 N PM ES, provenant de l'usine du Teil de Lafarge. Les matières premières utilisées dans la fabrication du ciment Portland



**Ciments Calcia**  
Italcementi Group

Direction Industrielle  
et Technique  
Les Technodes  
B.P. 01  
78931 Guerville cedex

Direction Commerciale  
Assistance  
et Prescription Clients  
Tel : 01 34 77 78 81  
Fax : 01 30 98 73 50

Version de: 22/01/2007  
N° certifié CE : 0333-CFD-5006

Fiche produit de

**Airvault**  
CEM V/A (S-V) 42,5 N CE PM-ES-CPI NF "PMF3"

Caractéristiques physiques et mécaniques											
Composition en ALPA				Retrait en soufre à 28j	eau pâte pure en %	Débit de prise en mm	Chaleur en J/g à 41h	Surface Blaine en cm <sup>2</sup> /g	Masse Volumique en g/cm <sup>3</sup>	Résistance en mm	Maniabilité sur mortier CEM en s
l)	2)	3)	24)								
	21.0		56.0	450	31.7	255	287	4590	2.88	1.0	3.5

Composition élémentaire (%)		Constituants (%)		Caractéristiques des constituants	
Perte au feu	2.25	<b>Principaux</b>		Nature	Caractéristiques
SiO <sub>2</sub>	23.88	Clinker (K) de		<u>Clinker (K)</u>	CaO/SiO <sub>2</sub> 5.14
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	11.06	<i>Airvault</i>	56.0	<u>Airvault</u>	MgO (%) 1.28
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.48	Laitier (S)	22.0		Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%) 5.09
TiO <sub>2</sub>	0.57	Cendres (V)	22.0		Insoluble (%) 0.13
MnO	0.10	Calcaire (L)			C <sub>2</sub> S (%) 47.2
CaO	46.07	Fumées de silice (D)			C <sub>2</sub> S (%) 8.8
MgO	2.71	<b>Secondaires</b>			C <sub>3</sub> A (%) 7.3
SO <sub>3</sub>	2.81	Calcaire (L)			C <sub>4</sub> A <sup>f</sup> (%) 11.1
K <sub>2</sub> O	1.14	Fines de cuisson (F)			
Na <sub>2</sub> O	0.19		Total	100.0	
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0.55				
S-	0.17	<b>Sulfate de calcium</b>			
Cl-	0.02	Gypse	3.0		
		Anhydrite			
		<b>Additifs</b>			
Insoluble CEM	nd	Agens de Mouture			
Na <sub>2</sub> O eq. acif	0.98	Classe F 1995 (ASTM)	0.035		
		Agens réducteurs			
Colorimétrie (L)	59.88	Sulfate de fer	0.35		

Mouture	
Bruteur(s)	3

Stockage	
mois(s)	et plus de stockage

Points de vente	Vrac	Sac
Unite d'Airvault	Oui	Oui



Site web :  
www.italcementi.com  
Tél : 01 34 77 78 81  
Fax : 01 30 98 73 50

ISO 9001:2000 et ISO 14001:2004  
DIN EN ISO 9001:2008

FIGURE A.1: Caractéristiques du ciment CIM V.

sont le calcaire à 80% et l'argile à 20%. Ce mélange est calciné à 1450 dans un four rotatif pour former le clinker. Le ciment Portland est obtenu par un mélange de plusieurs phases solides. La composition chimique et les caractéristiques physiques du ciment CEM I 52,5 PM ES (HTS) utilisés sont conformes aux spécifications de la Norme Française. Le tableau A.2 donne la proportion des différents oxydes et des taux d'alcalins présents dans le clinker. Ce béton utilisé pour les bétons d'ouvrage d'art et à haute performances, présente une résistance moyenne en compression à 2 jours de 28 MPa et à 28 jours de 63 MPa. Sa surface spécifique Blaine est de  $3300 \text{ cm}^2/\text{g}$  et sa masse volumique de  $3150 \text{ kg}/\text{m}^3$ . Le début de prise se fait après 3 h 05 min avec une chaleur d'hydratation de 185 J/g à 12h et un retrait de  $540 \mu\text{m}/\text{m}$  à 28 jours.

		CEM I <sup>a</sup>	CIM V <sup>b</sup>	CEM I <sup>c</sup>
Oxyde de silice	$\text{SiO}_2$	22,84	28,88	20,54
Oxyde d'aluminium	$\text{Al}_2\text{O}_3$	2,7	11,06	3,59
Oxyde de fer	$\text{Fe}_2\text{O}_3$	1,84	3,48	4,13
Oxyde de calcium	$\text{CaO}$	67,41	46,07	65,38
Oxyde de magnésium	$\text{MgO}$	0,81	2,71	0,86
Sulfates	$\text{SO}_3$	2,23	2,81	2,67
Oxyde de sodium	$\text{Na}_2\text{O}$	0,14	0,19	0,18
Oxyde de potassium	$\text{K}_2\text{O}$	0,23	1,14	0,29
Perte au feu	P.F.	1,72	2,25	1,24
Résidu insoluble	R.I.	0,3	0,13	0,84

**TABLE A.2:** Compositions des ciments utilisés : a- Ciment Portland CEM I 52,5 PM ES CP2 NF (Lafarge, Le Teil), b- CEM V/A 42,2 N CE PM ES CP1 NF (Calcia, Arivault), c- Ciment CEM I 52,5 N CE PM ES CP2 NF (Lafarge, Le Havre)

## A.2.2 Sables et gravillons

Les granulats utilisés dans le BHP sont des granulats naturels calcaires concassés des carrières de Rascalat de classes 0/4, 4/6 et 6/16 et un sable silico-calcaire 0/2 roulé des carrières d'Usanges Meric. Leurs caractéristiques sont regroupées dans le tableau A.3.

	Masse volumique $\text{kg}/\text{m}^3$	Nature
Sable 0/2 roulé	2640	Silico-calcaire
Sable 0/4 concassé	2680	Calcaire
Gravillon 4/6 concassé	2697	Calcaire
Gravillon 6/14 concassé	2697	Calcaire

**TABLE A.3:** Caractéristiques des granulats utilisés dans le BHP

Le tableau A.4 regroupe les résistances en traction et en compression identifiées pour les différents bétons étudiés.

Age	Compression MPa				Tension MPa			
	B5	BHPM	BHP1	B2	B5	BHPM	BHP1	B2
1	-	15,1			1,5	2,9		
2 4	28	-			5,1			
3	-							
4	-							
5	-							
6	-							
7	72	43,9			7,2	3,5		7
14	-	65,5	61,3	76		4,7	4,2	9,8
28	91	74		84	9,7			

**TABLE A.4:** Résistances en compression et en traction des bétons étudiés

## Dispositifs expérimentaux

### B.1 Principe de fonctionnement d'une jauge résistive

La jauge la plus simple est constituée d'un fil, souvent en constantan, collée en zigzag sur un support très mince.

Ces jauges sont collées sur la structure à étudier en des endroits bien précis. Ainsi, lorsque la structure est soumise à une certaine sollicitation, celle-ci se déforme, et la jauge se déforme alors de la même manière que le matériau à l'endroit où elle est placée, et suivant la direction de la plus grande longueur des fils de la jauge.

Ces jauges sont branchées à un pont d'extensométrie (dit de **Wheatstone**) sous tension. Il circule donc un courant dans le fil de la jauge. Si l'éprouvette subit une déformation, le fil en subit une aussi ( $\Delta l$ ), et ainsi, sa résistance électrique varie ( $\Delta R$ ), de même pour la valeur lue sur le pont. On peut donc relier cette différence de valeur entre les deux états à la déformation  $\varepsilon$  subie par l'éprouvette par la relation suivante :

$$\frac{\Delta R}{R} = k \frac{\Delta l}{l} = k \cdot \varepsilon \quad (\text{B.1})$$

$\Delta R$  : variation de résistance de la jauge,

$R$  : résistance initiale de la jauge,

$\Delta l$  : variation de longueur de la jauge,

$l$  : longueur initiale de la jauge,

$\varepsilon$  : déformation de la jauge (et du matériau sur lequel est collée la jauge),

$k$  : facteur de jauge (fonction du type de jauge).

### B.2 Principe du capteur à corde vibrante

L'équation d'onde la plus simple régissant les vibrations transversales de petite amplitude autour d'un état d'équilibre statique indiqué, la fréquence de base  $f$  est donnée par la relation suivante [**Larive et al., 1995**] :

$$f = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{\sigma}{\rho}} = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{\tau}{\mu}} \quad (\text{B.2})$$

où  $L$  désigne la longueur de la corde,  $\rho$  sa densité de masse,  $\sigma$  l'effort normal de l'état d'équilibre statique de référence,  $\mu$  la densité de la corde par unité de longueur.

Si  $S$  désigne la section de la corde, on peut écrire  $\mu = \rho S$  et  $\tau = \sigma S$ . On suppose toutes ces quantités constantes le long de la corde. D'une part, en considérant la configuration de référence en tant qu'état normal et en supposant une loi constitutive de contrainte-déformation élastique linéaire en l'absence d'ondes longitudinales, nous pouvons écrire :

$$\sigma = E\varepsilon \quad (\text{B.3})$$

où  $E$  est le module d'Young et  $\varepsilon = \Delta L/L$  la déformation globale. Dans cet arrangement la fréquence de base associée aux petites vibrations autour d'un état d'équilibre statique donne :

$$f = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{E\varepsilon}{\rho}} \quad (\text{B.4})$$

Notons  $L_0$  la longueur de la corde au repos,  $L_1, L_2$  les longueurs liées à deux différents états d'extension, tandis que  $f_1, f_2$  représentent les fréquences correspondantes :

$$\frac{L_i - L_0}{L_i} = 4 \frac{\rho}{E} L_i^2 f_i^2 \quad (\text{B.5})$$

ce qui conduit à la formule approchée suivante :

$$\frac{L_2 - L_1}{L_0} \approx 4 \frac{\rho}{E} L_0^2 (f_2^2 - f_1^2) \quad (\text{B.6})$$

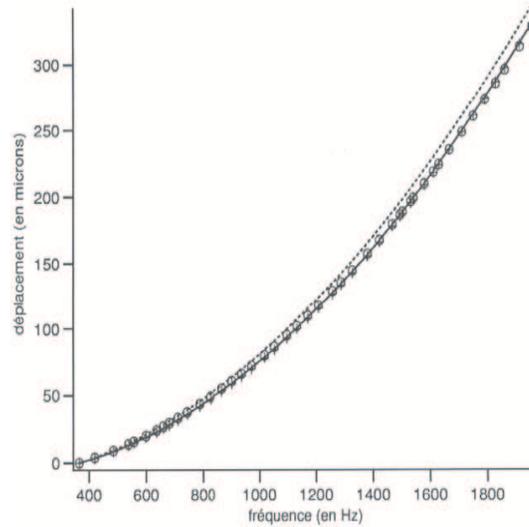
où les deux déformations initiales  $\varepsilon_1, \varepsilon_2$  sont supposées suffisamment petites.

Par conséquent, la mesure d'un changement de fréquence mène immédiatement à la variation de longueur de la corde. Nous pouvons reformuler l'équation ci-dessus de la manière suivante :

$$L_2 - L_1 \approx K_{\text{corde}} (f_2^2 - f_1^2) \quad (\text{B.7})$$

La variation de longueur de la corde apparaît ainsi comme une fonction parabolique de  $f_2$ , où  $f_1$  est donné, Figure (B.1)).

Plus de 70 capteurs à corde vibrante (CCV) du même type ont été examinés au LCPC. Leurs caractéristiques mécaniques et géométriques sont parfaitement connues, et par conséquent la réponse expérimentale peut être comparée à l'équation (B.7), Figure (B.1). Il est à noter que la variation expérimentale de longueur en fonction de la variation de fréquence montre localement la même forme parabolique que la relation (B.7), mais avec un coefficient bilatéral légèrement différent appelé  $K_{\text{exp}}$ . Pour  $f_1 = 1000 \text{ Hz}$  et  $f_2$  qui varie entre 400 et 1800] Hz, la différence relative entre  $K_{\text{corde}}$  et  $K_{\text{exp}}$  s'élève approximativement à 7% [Bourquin et Joly, 2005].



**FIGURE B.1:** Mesure des déformations par capteur à corde vibrante. Evolution du déplacement ( $\mu\text{m}$ ) en fonction de la fréquence (Hz) : expérience (cercles), équation théorique pour la corde (tirets), et la théorie des poutres (trait plein) [Larive *et al.*, 1995]

### B.3 Appareil à ultrason

Nous avons utilisé pour mesurer le module d'Young dynamique la technique de mesures ultrasonores. Les caractéristiques techniques de l'appareil utilisé pour mesurer le temps de propagation des ondes ultrasoniques dans un matériau sont données sur la Figure B1, et l'appareil est représenté sur la Figure B.3.

Type	PORTABLE	PUNDIT	PUNDIT PLUS	PUNDIT PC
Ref	10.0490	10.0491	10.0492	10.0493
Gamme de Mesure		0 à 9999,9 $\mu\text{s}$		
Affichage temps de propagation	$\pm 0,1 \mu\text{s}$	0,1 ou 1 $\mu\text{s}$	0,1 ou 1 $\mu\text{s}$	0,1 ou 1 $\mu\text{s}$
Paramètre calculé	-	-	Vitesse des ondes Module d'élasticité	Vitesse des ondes Module d'élasticité
Mémorisation	-	-	Oui	Sur PC
Transfert PC	-	-	Via RS232	En continu
Sorties oscilloscope	2	2	2	2
Fréquence standard des ondes		54 kHz		
Fréquences des trains d'ondes	Fixe	10 ou 100 pps	de 1 à 100 pps	de 1 pulse toutes les 100 h à 100 Hz
Amplitude du signal	Fixe	500 ou 1200 V	250, 500, 1200 V	250, 500, 1200 V
Livré avec	2 transducteurs de 54 kHz, barre de calibration et couplant			
Alimentation	Batterie rechargeable	Batterie rechargeable / secteur	Batterie rechargeable / secteur	Batterie rechargeable / secteur
Poids	1 kg	3 kg	5 kg	5 kg
Dimensions	150 x 80 x 40 mm	186 x 130 x 186 mm	250 x 160 x 100 mm	250 x 160 x 100 mm

**FIGURE B.2:** Caractéristiques techniques de l'appareil de mesure du module d'Young par ultrasons



FIGURE B.3: Appareil à ultrasons PUNDIT PLUS

## B.4 Comparateur Absolute Digimatic

La Figure (B.4) présente le comparateur Absolute Digimatic ID-C - 0-25 mm - Mitutoyo, ainsi que ses principales caractéristiques.

Comparateur Absolute Digimatic ID-C - 0-25 mm - Mitutoyo	543-450B
--	----------



**Comparateur Absolute Digimatic ID-C - 0-25 mm - Mitutoyo**

**Comparateur ABSOLUTE DIGIMATIC ID-C - série 543**  
 Avec fonction Preset  
 Comparateurs multifonctions avec précision de mesure absolue et sortie de données  
 Affichage LCD, 6 digits  
 Touche : bille de carbure, filetage M2.5 x 0.45 mm

**Livré avec un dos plat**

■ Marque : **Mitutoyo**

**La Fiche Technique**

Capacité (mm)	0 - 25
Précision (mm)	± 0.003
Résolution (mm)	0.001
Force de mesure	< 1.8 N
Sortie de données	oui
Poids	190 g
Alimentation	pile SR-44

FIGURE B.4: Comparateur Absolute Digimatic ID-C - 0-25 mm - Mitutoyo

La Figure (B.4) résume les principales caractéristiques des jauges d'extensométrie utilisées.



**Dehnungsmeßstreifen  
Strain Gauges  
Jauges d'extensométrie**

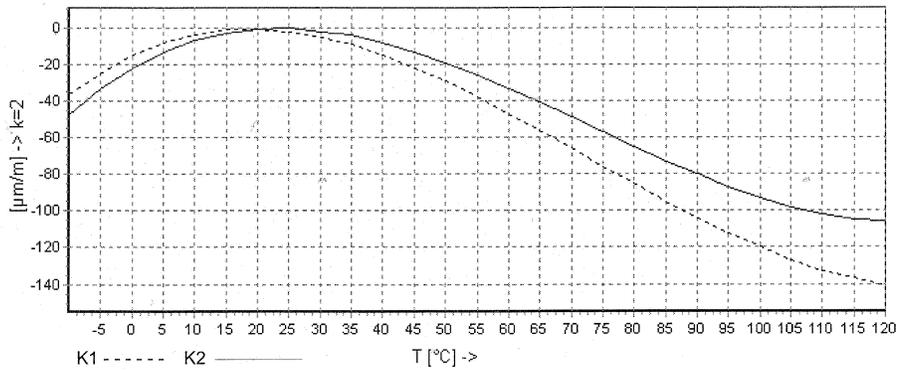
Bestellnummer Order No. No. de référence	<b>1-LS31-6/350</b>
Typ Type Type	6/350LS31
Stückzahl Contents Quantité	5
Temperaturkoeffizient des k-Faktors Temperature coefficient of gauge factor Coefficient de température du facteur k	104 ±10 [10 <sup>-6</sup> / °C] (-10...+45°C)
Folienlos Lot Lot de la feuille	A394/13
Herstellungslös Batch Lot de fabrication	812034551

Widerstand Resistance Résistance	350 Ω ± 1 %
k-Faktor Gauge factor Facteur k	1.97 ± 1 %
Querempfindlichkeit Transverse Sensitivity Sensibilité transverse	0 %

Temperaturkompensation: Angepaßt für  
Temperature Compensation: Compensated for  
Compensation de température: Compensation pour

Ferritischen Stahl mit  
Steel with  
Acier avec

$\alpha = 10.8 [10^{-6} / ^\circ\text{C}]$



$\epsilon_S(T) = -15.2 + 1.61 \cdot T - 4.90 \cdot 10^{-2} \cdot T^2 + 2.24 \cdot 10^{-4} \cdot T^3 + 0.0114 \cdot L \cdot (T-20) \mu\text{m/m} \pm 0.3 (\mu\text{m/m}) \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

All technical data in accordance with OIML IR 62, also compliant with C'VDI/VE 2635 if deviating tolerances are observed. In case of further inquiries please indicate gauge type and batch number.

Toutes caractéristiques techniques selon OIML IR 62 et C'VDI/VE 2635 pour les indications différentes de tolérance. Pour toutes questions, indiquer le type de la jauge ainsi que le lot de fabrication.

**Comportement en température** des jauges d'extensométrie appliquées sur des matériaux dont les coefficients de dilatation thermique  $\alpha$  sont indiqués au verso. Mesuré au d'une variation continue de la température.

**Courbe 1:** Jauges sans fils de sortie

**Courbe 2:** Jauges avec fils de sortie (longueur unitaire du fil de 30 mm). Lorsque les fils sont plus courts, le comportement en température se trouve entre les deux courbes 1 et 2. Le dernier terme de l'équation détermine avec exactitude l'influence des fils de sortie.  
T = température en °C L = longueur unitaire des fils en mm

**Temperaturgang** der Dehnungsmeßstreifen bei Applikationen mit unseitig angegebenen Wärmeausdehnungskoeffizienten  $\alpha$ . Gemessen bei kontinuierlicher Temperaturänderung.

**Kennlinie 1:** DMS ohne Anschlußbändchen

**Kennlinie 2:** DMS mit Anschlußbändchen (30mm einfache Bändchenlänge). Bei gekürzten Bändchen liegt der Temperaturgang zwischen Kennlinie 1 und 2. Die numerische Darstellung erlaubt, den Temperaturgang für jede Bändchenlänge exakt zu errechnen.  
T = Temperatur in °C L = einfache Bändchenlänge in mm

The **Thermal output** refers to strain gauges when bonded to materials with coefficient of thermal expansion  $\alpha$  given overleaf. Values are measured at a continuous temperature progression.

**Curve 1:** Gauges without connecting leads

**Curve 2:** Gauges with connecting leads (simple lead length of 30mm). If the leads are shorter, then the thermal output lies between curve 1 and 2. The numeric approximation allows the calculation of the thermal output for any lead length.  
T = temperature in °C L = simple lead length in mm

**FIGURE B.5:** Fiche technique de jauges utilisées : jauges LS31 – 6/350 commercialisées par HBM



## Modèles de fluage

### C.1 Le modèle de ACI-209

Le modèle ACI-209 [ACI, 1992a] est un modèle simple et facile à utiliser. La déformation sous charge  $\varepsilon(t)$  est déterminée à partir de la fonction de complaisance  $J(t, t')$  incluant une part de déformation instantanée et une part de déformation différée. Cette déformation évolue en fonction du coefficient de fluage  $\phi(t, t')$  :

$$J(t, t') = \frac{1}{E(t')} \cdot (1 + \phi(t, t')) \quad (\text{C.1})$$

$$\varepsilon_f(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t')} \cdot \phi(t, t') \quad (\text{C.2})$$

Avec  $\phi(t, t') = \left( \frac{(t-t')^{0.6}}{10+(t-t')^{0.6}} \right) \cdot \phi_\infty(t')$  ;  $E(t')$  la raideur instantanée à l'instant  $t'$  de charge ;  $\phi_\infty(t')$  le coefficient de fluage à l'infini. Le coefficient de fluage ultime  $\phi_\infty(t')$  est fonction de six paramètres du matériau, la valeur du module d'Young  $E(t')$  à l'instant  $t'$  est calculée à partir du module d'Young à 28 jours  $E(28)$  :

$$E(t') = E(28) \left[ \frac{t'}{\alpha + \beta \cdot t'} \right]^{0.5} \quad (\text{C.3})$$

Où  $\alpha, \beta$  sont deux paramètres dépendant du ciment et du type de cure, et  $E(28) = 4734 \cdot \sqrt{f_{c28}}$

### C.2 Le modèle de fluage du BPEL 91

Ce modèle de fluage s'applique aux structures en béton précontraint où les déformations de fluage sont importantes. Les déformations sous charge du béton  $\varepsilon(t)$  peuvent être déterminées en ajoutant la part de déformation instantanée à celle de fluage [BPEL91,

1999], cette partition est définie dans la fonction de complaisance :

$$J(t, t') = \frac{1}{E_i(t')} + \frac{\phi(t, t')}{E_{i28}} \quad (\text{C.4})$$

La déformation élastique instantanée  $\varepsilon_e(t)$  du béton peut être calculée à l'instant  $t'$  de chargement :

$$\varepsilon_e(t) = \frac{\sigma(t)}{E_i(t')} \quad (\text{C.5})$$

Le module d'Young instantané  $E_i(t')$  est calculé par  $E_i(t') = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}(t')}$  ;

La déformation de fluage est calculée en multipliant la déformation instantanée à 28 jours par le coefficient de fluage  $\phi(t, t')$  :

$$\varepsilon_f(t) = \varepsilon_{ic} \cdot \phi(t, t') = \frac{\sigma(t)}{E_{i28}} \quad (\text{C.6})$$

Le coefficient de fluage est déterminé par :

$$\phi(t, t') = K_f(t') \cdot f(t - t') \quad (\text{C.7})$$

Où :  $K_f(t') = k_s[k_e + k_c \cdot k_{t'}]$  et  $f(t - t') = \left[ \frac{(t - t')^{0.5}}{(t - t')^{0.5} + \sqrt[5]{r_m}} \right]$  ;  $E_{i28}$  le module d'Young à 28 jours ;  $r_m$  est le rayon moyen de l'élément de béton.

### C.3 Le modèle de fluage B3

Le modèle **B3**, développé par Bažant et Baweja [Bažant et Baweja, 1995], s'applique exclusivement aux bétons fabriqués avec du ciment Portland. Le modèle concerne les bétons de résistances mécaniques modérées (17 - 67 MPa) et contenant des quantités de ciment comprises entre 160 et 720  $kg/m^3$ . Le rapport  $E/C$  (eau / ciment) et le rapport  $G/C$  (granulats/ciment) sont limités à des valeurs ( $0,3 \leq E/C \leq 0,85$ ); ( $2,5 \leq G/C \leq 13,5$ ). Ensuite le modèle est valable pour des conditions de chargement de service pour lesquelles le fluage est supposé dépendre linéairement de la contrainte ( $\sigma \leq 0,4R_{c28}$ ). La forme de la fonction de fluage est la suivante :

$$J(t, t') = q_1 + C_0(t, t') + C_d(t, t', t_s) \quad (\text{C.8})$$

Où :  $C_0(t, t')$  est le fluage spécifique fondamental (*fluage propre*) ;  $C_d(t, t', t_s)$  est le fluage spécifique de dessiccation dû au séchage.

$$C_0(t, t') = q_2 \cdot Q(t, t') + q_3 \cdot \ln[1 + (t - t')^{0,1}] + q_4 \cdot \ln(t/t') \quad (\text{C.9})$$

Où  $Q(t, t')$  est une intégrale qui n'a pas d'expression analytique, mais dans la version simplifiée **B3S** [Bažant et Baweja, 1996] du modèle **B3**, l'expression de  $C_0(t, t')$  devient :

$$C_0(t, t') = q_0 \cdot \ln \left[ 1 + 0,3 \left( (t')^{+0,5} + 0,001 \right) (t - t')^{0,1} \right] \quad (\text{C.10})$$

Avec  $t$  l'âge ;  $t'$  l'âge au début du chargement ;  $t_s$  l'âge au début du retrait. Nous pouvons écrire la relation de fluage propre proposée par Bažant et Baweja sous la forme suivante :

$$\varepsilon_f(t, t') = \sigma \cdot [q_2 \cdot Q(t, t') + q_3 \cdot \ln[1 + (t - t')^{0,1}] + q_4 \cdot \ln(t/t')] \quad (\text{C.11})$$

$\ln$  désigne la fonction Logarithme népérien. Le modèle simplifié B3S se distingue du modèle B3 essentiellement au niveau de la description du fluage propre, pour lequel les paramètres de composition se réduisent à la valeur de  $f_{c28}$  [Espion, 1998]. Le modèle B3 de Bažant et Baweja nécessite la connaissance d'un grand nombre de paramètres, tous facilement identifiables. Il faut signaler que ce modèle se distingue par quelques paramètres d'entrée de composition du béton [Charron *et al.*, 2001].

## C.4 Le modèle de Granger

Les travaux de Granger dans le cadre de sa thèse ont été réalisés pour étudier le comportement différé de bétons servant à la confection d'enceintes de confinement de centrales nucléaires [Granger, 1996]. Il calcule la maturité du béton par la relation suivante :

$$M(t) = \int_{s=0}^t f(h) \cdot \exp \left[ -\frac{U_v}{R} \left( \frac{1}{T(s)} - \frac{1}{T_0} \right) \right] ds \quad (\text{C.12})$$

Avec  $U_v/R = 2700$  ;  $f(h) = 1/[1 + (5 - 5HR)^4]$  ; HR est l'hygrométrie (% d'humidité relative) ;  $E_a$  est l'énergie d'activation.

Cette maturité prend en compte le fait que l'hydratation est fortement ralentie lorsque l'humidité baisse. Pour un essai de fluage sous contrainte  $\sigma$  constante, à température  $T$  et hygrométrie HR constantes, la fonction de fluage propre peut s'écrire de la façon suivante :

$$J(t - t_c, t_c, T, HR) = \frac{1}{E_0(\mu_v(t_c))} + f(HR) \cdot g(T) \cdot k(M(t_c)) \cdot \varphi(M(t_c), 28j, 20^\circ\text{C}, HR = 1) \quad (\text{C.13})$$

$$k(\mu_v(t_c)) = \frac{0,1 + 28^{0,2}}{0,1 + \mu_v(t_c)^{0,2}} \quad (\text{C.14})$$

Où :

$f(HR) = HR$  ;  $g(T) = (T + 25)/45$  ;  $t_c$  est l'âge de chargement.

La température et l'hygrométrie apparaissent alors clairement comme des fonctions multiplicatives du coefficient de fluage [Granger, 1996]. Le temps équivalent  $\mu_v(t_c)$  doit être regardé comme une maturité relative à la réaction d'hydratation du béton, qui est principalement responsable du vieillissement du béton au jeune âge. Dans ce modèle, les paramètres sont relativement faciles à obtenir, à l'exception de la maturité qui peut être estimée à partir d'un essai de calorimétrie (voir paragraphe "Détermination à partir de la chaleur d'hydratation" chapitre 1).

## C.5 Le modèle CEB-FIP MC 90

Le modèle du comité Européen du béton (CEB) et de la Fédération internationale de la Précontrainte (FIP) paru en 1970, est un modèle purement phénoménologique, similaire de celui de l'ACI 209. Un second modèle a ensuite été proposé en 1978, issu des travaux de Rüschi, ce modèle avait une forme mathématique qui séparait le fluage en élasticité et en plasticité. Le modèle figurant dans le (MC 90)[**Telford, 1993**] est essentiellement le résultat des travaux de Müller et Hilsdorf. La fonction de fluage  $J(t, t')$  du béton pour un chargement à l'âge de  $t'$  qui dure  $t - t'$  est donnée par l'équation suivante :

$$J(t, t') = \frac{1}{E_{ci}(t')} + \frac{\varphi_0(t')}{E_{c28}} \cdot \left[ \frac{t - t'}{t - t' + \beta_{HR}} \right]^{0,3} \quad (\text{C.15})$$

avec :

$$\beta_{HR} = 1,5[1 + (0,012.HR).h + 250 < 1500] \quad (\text{C.16})$$

- $h$  est l'épaisseur effective (mm) calculée comme dans l'Eurocode2
- $HR$  est l'humidité relative (en %)

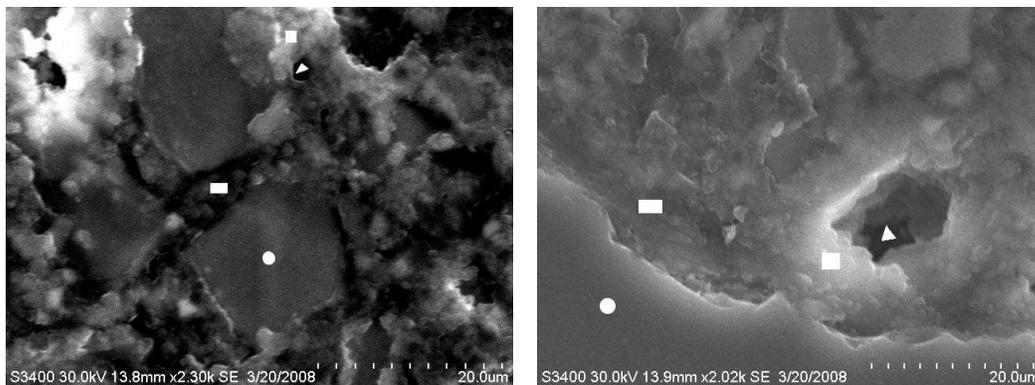
$$\varphi_0(t') = \left[ 1 + \frac{1 - 0,01.HR}{0,1.\sqrt[3]{h}} \right] \cdot \left[ \frac{16,8}{\sqrt{f_{c28}}} \right] \cdot \left[ \frac{1}{0,1 + t'^{0,2}} \right] \quad (\text{C.17})$$

Ce modèle n'est pas applicable à tous les bétons, il concerne les bétons de structure traditionnels avec une résistance à la compression simple comprise entre  $12 < f_c < 80 \text{ MPa}$ . Il n'est également pas applicable dans les cas de séchages importants. Le modèle Mc 90 est considéré comme un modèle simple car toutes les variables de composition sont regroupées dans la résistance à la compression  $f_{c28}$ . Ce modèle a été repris par le comité Européen de Normalisation en Eurocode2 [**Eurocode2, 2004**].

## Techniques de mesures

### D.1 Caractérisation de la microstructure par observations au Microscopie Electronique à Balayage

La microstructure du béton BHPM est observée grâce à un Microscope Electronique à Balayage (MEB). L'analyse est réalisée sur une surface de fracture d'un échantillon préalablement hydraté pendant 7 jours, puis mis sous vide et métallisé au carbone. La technique s'appuie sur la détection, par un capteur, des électrons secondaires éjectés de la surface de l'échantillon par un faisceau d'électrons primaires émis par le canon du microscope. Provenant des couches superficielles, la quantité d'électrons secondaires captée est très sensible aux variations de surface de l'objet observé et permettent donc d'obtenir d'excellentes informations sur la topographie de l'échantillon.

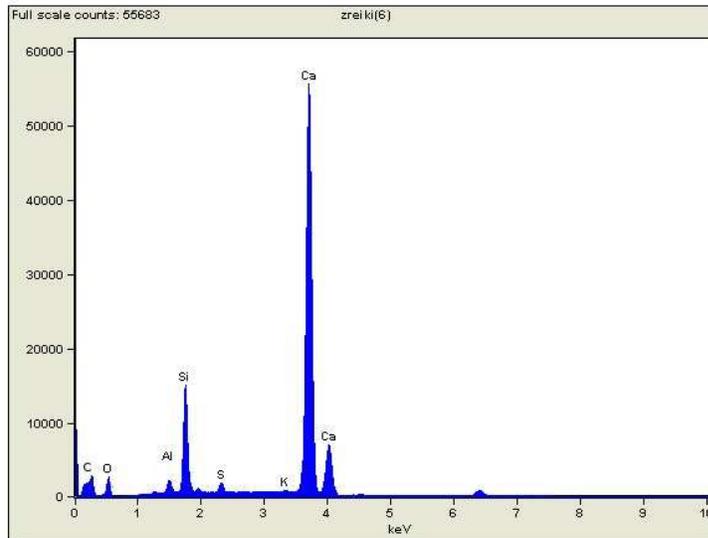


**FIGURE D.1:** Observation par MEB d'un échantillon du béton BHPM à 7 jours,  $\circ$  granulats,  $\triangle$  porosité capillaire,  $\square$  C-S-H,  $\square\square$   $Ca(OH)_2$

On distingue sur la (Figure D.1) l'ettringite et le C-S-H, ainsi que des pores capillaires, dans lesquels la portlandite est présente à certains endroits et très bien cristallisée. Le gel

de  $C - S - H$  entoure les cristaux de calcite formant une sorte de co-matrice. Quand à la photo de droite sur la Figure (D.1), elle révèle une microstructure où une porosité capillaire est bien présente.

Les examens au microscope électronique à balayage associé à la microanalyse par spectrométrie X à dispersion d'énergie (NORAN system SIX de Thermo ) ont été réalisés sur une échantillon de BHPM à 7 jours (Figure D.2).



**FIGURE D.2:** Analyse élémentaire par spectrométrie X à dispersion d'énergie de l'ettringite présenté dans la Figure D.1.

La spectrométrie en énergie est effectuée sur différentes points de l'échantillon (Figure D.3).

La (Figure D.4) montre l'analyse spectrométrie X, dans un grain de sable. En effet le BHPM contient du sable silico-calcaire roulé.

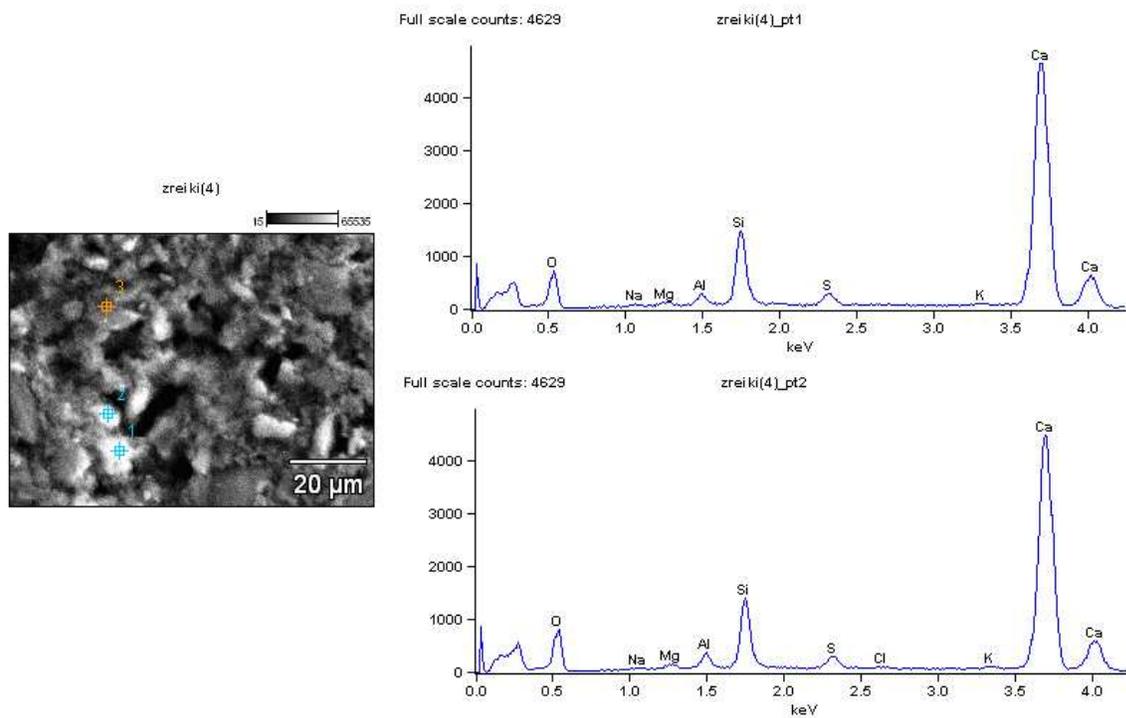


FIGURE D.3: Analyse élémentaire par spectrométrie X à dispersion d'énergie de l'ettringite, points 1,2 sur la figure.

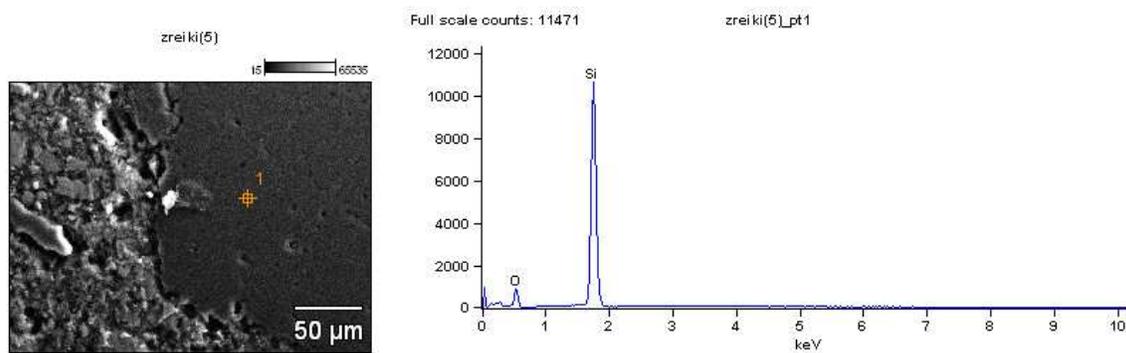


FIGURE D.4: Analyse élémentaire par spectrométrie X à dispersion, grain de sable silico-calcaire.

## D.2 Paramètres de modélisation

### D.2.1 Paramètres de modélisation utilisés pour la simulation des essais de laboratoire

Paramètres	B5	BHPM	BHP1	B2
Coefficient échange $h [Wm^{-2}C^{-1}]$	6	3	3	6
Capacité thermique $C [kJm^{-3}C^{-1}]$	2,468	2,4027	2,4923	2,5357
Conductivité thermique $\lambda W m^{-1}K^{-1}$	1,667	1,667	1,667	1,667
Chaleur d'hydratation $Q_{\infty} [kJm^{-3}]$	422,59	451,13	451,13	488,44
$E_a/R [Wm^{-2}C^{-1}]$	4747	4000	4000	4400
Coefficient dilation thermique $\alpha$	$8, \times 10^{-6}$	$6, \times 10^{-6}$	$6, \times 10^{-6}$	$2, \times 10^{-6}$
$E_{\infty} [GPa]$	36,87	40	35,122	37,02
$\beta$	0,5	0,3	0,6	0,2
$F_{t\infty} [GPa]$	7,2	4,2	4,7	9,8
$\beta_2$	0,35	0,35	0,23	0,35
Retrait endogène libre $A \mu m/m$	70	90	63	230
$B$	1,8	0,7	4,1	0,4
$A_t$	1	1	1	1
$B_t$	$17 \times 10^3$	$17 \times 10^3$	$17 \times 10^3$	$17 \times 10^3$

TABLE D.1: Paramètres utilisés dans la modélisation des essais

### D.2.2 Paramètres de modélisation utilisés la simulation des piles de pont

Paramètres	B5	B0
Coefficient échange $h [Wm^{-2}C^{-1}]$	3	3
Capacité thermique $C [kJm^{-3}C^{-1}]$	2,468	2400
Conductivité thermique $\lambda W m^{-1}K^{-1}$	1,667	3,05
Chaleur d'hydratation $Q_{\infty} [kJm^{-3}]$	422,59	154,7
$E_a/R [Wm^{-2}C^{-1}]$	4747	4400
Coefficient dilation thermique $\alpha$	$8, \times 10^{-6}$	$1,2 \times 10^{-5}$
$E_{\infty} [GPa]$	36,87	32
$\beta$	0,5	0,3
$F_{t\infty} [GPa]$	7,2	2,5
Retrait endogène libre $A \mu m/m$	70	70
$B$	1,8	1
$A_t$	1	1
$B_t$	$17 \times 10^3$	$17 \times 10^3$

TABLE D.2: Paramètres de modélisation, cas de la pile de pont



# Publications

## 2009

- **ZREIKI, J., BOUCHELAGHEM, F., CHAUCHE, M.** « **Étude expérimentale et modélisation du comportement du béton au jeune âge** ». AUGC XXVII<sup>èmes</sup> Rencontres Universitaires de Génie Civil, Saint Malo, France, 3-6 Juin 2009.

## 2008

- **ZREIKI, J., CHAUCHE, M.** « **Modelling of basic creep of concrete at early age : Model identification by a creep test** ». CONCREEP8 8th International Conference on Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures, Ise-Shima, Japan September 2008.

- **ZREIKI, J., CHAUCHE, M.** « **Comportement du béton au jeune âge dans les structures massives : mesure expérimentale et modélisation** », (RF)<sup>2</sup>B - 9<sup>ème</sup> Journées Scientifiques du Regroupement Francophone pour la Recherche et la Formation sur le Béton, Lausanne, Suisse, 28-29 Août 2008.

- **ZREIKI, J.** « **Modélisation du fluage propre du béton nucléaire au jeune âge** », AUGC XXVI<sup>èmes</sup> Rencontres Universitaires de Génie Civil, prix « René Houpert », Nancy, France, 3-6 Juin 2008.

- **ZREIKI, J., LAMOUR, V., CHAUCHE, M., MORANVILLE, M.** « **Prediction of residual stress due to early age behaviour of massive concrete structures : on site experiments and macroscopic modelling** ». 11 DBMC 11th International Conference on Durability of Building Materials and Components. Istanbul, Turquie, 11-14 Mai 2008.

## 2007

- **LAMOUR, V., ZREIKI, J., MORANVILLE, M., CHAUCHE, M.** « **Détermination des contraintes mécaniques dans les pièces massives en béton au jeune âge : instrumentation in situ et modélisation** ». (RF)<sup>2</sup>B - 8<sup>ème</sup> Journées Scientifiques du Regroupement

Francophone pour la Recherche et la Formation sur le Béton, Montréal, Canada, Juillet 2007.