HAL
open science

Etude de la fissuration au jeune âge des structures massives : influence de la vitesse de refroidissement, des armatures et des reprises de bétonnage

Matthieu Briffaut

To cite this version:

Matthieu Briffaut. Etude de la fissuration au jeune âge des structures massives : influence de la vitesse de refroidissement, des armatures et des reprises de bétonnage. Sciences de l'ingénieur [physics]. École normale supérieure de Cachan - ENS Cachan, 2010. Français. NNT : . tel-00597072v1

HAL Id: tel-00597072

https://theses.hal.science/tel-00597072v1

Submitted on 31 May 2011 (v1), last revised 8 Jun 2011 (v2)

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.

Année 2009/2010

THESE DE DOCTORAT
DE L'ECOLE NORMALE SUPERIEURE DE CACHAN

Présentée par

Matthieu BRIFFAUT

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'ECOLE NORMALE SUPERIEURE DE CACHAN

Domaine :

MECANIQUE – GENIE MECANIQUE – GENIE CIVIL

Sujet de la thèse :

Étude de la fissuration au jeune âge des structures massives en béton: influence de la vitesse de refroidissement, des reprises de bétonnage et des armatures

Soutenue le 22 octobre 2010 devant le jury composé de :

M. MEFTAH Fekri	Président
M. LOUKILI Ahmed	Rapporteur
M. SELLIER Alain	Rapporteur
M. DE SCHUTTER Geert	Examinateur
M. BENBOUDJEMA Farid	Examinateur
M. TORRENTI Jean-Michel	Directeur de thèse
M. NAHAS Georges	Examinateur

Laboratoire de Mécanique et Technologie
ENS Cachan / CNRS / Université Paris 6
61, avenue du Président Wilson, 94235 CACHAN CEDEX (France)

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier les membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont manifesté pour ce travail, à savoir Ahmed Loukili et Alain Sellier, qui m'ont fait l'honneur de bien vouloir rapporter ce travail de thèse, Geert De Schutter qui a accepté de faire partie de ce jury, ainsi que Fekri Meftah à qui en est revenue la présidence. Au-delà des rôles bien définis qu'ils ont chacun eus dans mon jury, je les remercie pour la pertinence et la richesse de leurs questions.

Bien évidemment, la plus grande part de mes remerciements revient à mon encadrement de thèse et notamment Farid Benboudjema. Après les quelques petites péripéties qu'a connues mon début de thèse, il a accepté de devenir mon encadrant de référence, ce qui s'ajoutait à la charge de travail pharaonique qu'il avait déjà et, malgré cela, il a toujours su rester disponible, investi, curieux de mes résultats, et d'une gentillesse incroyable. Ma thèse lui doit beaucoup mais je pense également pouvoir dire qu'en termes de recherche et de formation, je lui suis extrêmement reconnaissant.

J'ai eu durant cette thèse l'immense privilège d'être dirigé par Jean-Michel Torrenti. De prime abord, on pourrait croire que le fait d'être encadré par un homme qui a autant de casquettes nous condamne à ne le voir que peu mais il faut se méfier des préjugés. En effet, Jean-Michel est resté pour moi très disponible. Je ne reviendrai pas sur les qualités scientifiques de Jean-Michel qui sont connues de tous (quels que soient les lieux où j'ai pu me rendre durant ma thèse, tout le monde le connaît et l'apprécie) mais je voudrais le remercier vivement de m'avoir fait profiter de son « réseau ».

En effet, c'est grâce à lui si j'ai pu collaborer avec les meilleurs spécialistes pour réaliser certains essais. J'en profite au passage pour remercier Claude Boulay et Mickaël Thierry du LCPC, Emmanuel Rozière et Rachid Cortas de l'ECN et Frédéric Skoczylas du LML pour l'accueil qu'ils m'ont réservé.

Je souhaite également remercier Georges Nahas et l'IRSN avec qui j'ai pu lier une relation scientifique intéressante et aussi utile qu'agréable. Je le remercie pour la confiance qu'il m'a faite ainsi que pour son point de vue très constructif, scientifiquement pointu mais sans oublier d'être pragmatique.

Je voudrais aussi remercier Christian Laborderie qui, bien que ne faisant pas partie de mon encadrement, a eu un rôle important dans cette thèse puisqu'il m'a, pour ainsi dire, mis le pied à l'étrier dès les résultats de l'agrégation en me proposant cette thèse. Je le remercie pour ses conseils scientifiques (aussi bien en termes de modélisation que d'expérimentation) qui sont toujours très astucieux. J'en profite pour remercier André Joie sans qui je n'aurais sûrement pas rejoint l'ENS et fait cette thèse.

Bien évidemment, je remercie Thomas, mon « collègue de bureau ». Je pourrais le remercier pour beaucoup de choses mais je crois que la chose la plus importante pour laquelle je dois le remercier est d'avoir toujours réagi au quart de tour à mes sarcasmes, ce qui rend le jeu bien plus amusant. Je n'oublie bien sûr pas mes collègues du LMT et du DGC (Xavier, Julien, Pierre Estienne, Roquessane, Gregory, Thomas, Chloé, Nathan) qui ont toujours contribué à la bonne ambiance de mon cadre de travail.

Je remercie également mes parents qui ont toujours su comprendre et soutenir mes choix d'orientation notamment à la fin de mon école d'ingénieur lors de mon arrivée à l'ENS de Cachan.

Une part "non epsilonesque" de mes remerciements revient à ma femme Lucie qui a toujours cru en moi et bien des fois plus que moi-même. Le quotidien d'un thésard n'est pas toujours évident à supporter, surtout lorsque mes essais ne marchaient pas, et donc je la remercie chaleureusement et tendrement. Ce mémoire lui doit également beaucoup car la relecture complète d'un manuscrit est

une tâche ingrate surtout lorsque le sujet de l'ouvrage ne fait pas partie de son domaine de compétence. Le tableau ne serait pas complet si je ne remerciais pas mon petit Peio qui bien sûr n'a pas participé activement à ma thèse, mais qui a eu le bon goût de faire rapidement ses nuits et donc de me préserver d'une fatigue physique et nerveuse incompatible avec une thèse.

Finalement, je souhaite dédier ce mémoire de thèse à mon grand-père Pierre qui n'est sûrement pas génétiquement étranger à mon goût pour la recherche expérimentale et pour le génie civil en général.

La connaissance s'acquiert par l'expérience, tout le reste n'est que de l'information

[Albert Einstein]

Table des matières

TABLE DES MATIERES 3

TABLE DES FIGURES 9

TABLE DES TABLEAUX 14

INTRODUCTION GENERALE 15

I. Problématique – contexte industriel 15

II. Problématique – Contexte scientifique 17

III. Démarche globale 17

CHAPITRE I. COMPORTEMENT AU JEUNE AGE DU BETON EN CONDITIONS ENDOGENES 19

I. Comportement thermo-chimique 20
A. Bibliographie 20
1. La réaction d'hydratation 20
2. Evolution de l'hydratation : le degré d'hydratation 21
a. Evolution du degré d'avancement à partir de la chaleur dégagée 22
b. Evolution du degré d'avancement à partir de la quantité d'eau liée chimiquement 22
c. Evolution du degré d'avancement à partir de la résistance en compression 23
d. Le degré d'hydratation final 23
3. Influence de la température sur le degré d'hydratation et notion d'énergie d'activation 24
4. Détermination de l'énergie d'activation 25
5. Modélisation de l'hydratation 25
a. Modélisation microscopique 25
b. Modélisation macroscopique 26
i. Modèles isothermes et endogènes 26
ii. Modèle endogène 26
iii. Modèle thermo-hydro-chimique 28
iv. Extension des modèles aux liants composés 29
6. Transferts thermiques 29
a. Equation de la chaleur 29
b. Coefficient de conduction thermique 29
i. Influence de la composition du béton (et du type de granulats) 30
ii. Influence de la température 30
c. Capacité thermique massique 31
d. Terme source : la chaleur latente d'hydratation 32
e. Conditions aux limites thermiques 33
i. Conditions aux limites de type convectif 33
ii. Conditions aux limites de type rayonnement 33
B. Composition du béton et principales caractéristiques à l'état frais 35
C. Evolution du degré d'hydratation 35
1. Essai QAB 36
2. Essai Langavant 37
3. Mesure du degré d'hydratation par perte au feu 39
D. Transfert de chaleur (coefficient de conduction et de convection) 40
1. Coefficient de conduction thermique du béton 40
2. Coefficient d'échange par convection 40
3. Modélisation des essais calorimétriques 42
4. Influence des propriétés thermo-chimiques sur l'évolution des températures au sein d'un élément massif 49

a. Influence de l'énergie d'activation 49
b. Influence du coefficient de conductivité thermique 51
c. Influence de la capacité thermique du béton 52

II. Comportement mécanique 55
A. Bibliographie 55
1. Résistance en compression 55
2. Résistance en traction 56
3. Module de Young 56
4. Loi globale d'évolution des caractéristiques mécaniques 57
5. Coefficient de Poisson 58
B. Evolution de la résistance en compression, en traction et du module de Young 59
1. Résistance en compression et en traction 59
2. Module de Young 60
C. Essai de traction sur reprise de bétonnage 62

III. Retrait endogène et déformation thermique 64
A. Bibliographie 64
1. Variation volumique endogène 64
a. Notion de retrait chimique et retrait endogène 64
b. L'auto-dessiccation 64
c. Le gonflement ettringittique 66
2. La mesure de la déformation endogène 66
a. Essais linéiques horizontaux 67
b. Essais linéiques verticaux 67
c. Facteurs influençant l'amplitude du retrait endogène 68
d. Modélisation simplifiée du retrait endogène 69
3. Evolution du coefficient de dilatation thermique (CDT) 69
B. Evolution du retrait endogène 72
1. Présentation des essais 72
a. Mesure au retractomètre 72
b. Dispositif [Boulay, 07] 72
c. Dispositif laser ECN (Ecole Centrale de Nantes) 73
2. Comparaison des différents résultats et discussion 73
C. Evolution du coefficient de dilatation thermique (CDT) 75

IV. Fluage propre 76
A. Bibliographie 76
1. Définition et constatation expérimentales 76
2. Comparaison des complaisances de fluage propre en traction et en compression 79
3. Effets de la température et des variations de température sur les déformations de fluage propre 80
4. Modélisation du fluage propre 81
a. Equations relatives aux déformations de fluage propre 81
b. Fluage propre et jeune âge 82
c. Effet de la température et de la variation de température 82
B. Essais de fluage propre 84
1. Effet de l'âge de chargement 84
a. Présentation des essais 84
b. Modélisation retenue 85
c. Résultats expérimentaux et simulation 85
2. Comparaison traction/ compression 86
3. Effets de la température et de la variation de température 88

CHAPITRE II. L'ESSAI A L'ANNEAU DE RETRAIT GENE THERMIQUE ACTIF 92

I. Bibliographie sur les essais de retrait gêné 93
A. Les essais linéiques 93
B. Les essais en plaques 95
C. Les essais à l'anneau 95
1. Essais à l'anneau passif 95
2. Essais à l'anneau actif 96

II. Essai à l'anneau de retrait gêné passif 98

III. Essai de retrait gêné thermique actif 99
A. Présentation de l'essai 99
B. Résultats expérimentaux de référence 102
C. Influence de la présence d'armatures 105
D. Influence des reprises de bétonnage 107
E. Effets simultanés des reprises de bétonnage et des armatures 109
F. Influence de la vitesse d'évolution de la température 109

IV. Conséquence de la fissuration au jeune âge sur la perméabilité des ouvrages 112
A. Bibliographie sur la perméabilité du béton 112
1. Perméabilité d'un béton sain 112
2. Perméabilité d'un béton microfissuré 114
3. Perméabilité d'un béton macrofissuré 115
B. Mesure du débit de fuite à travers une fissure créée par retrait gêné (thermique et endogène) 117

CHAPITRE III. ANALYSE NUMERIQUE DES ESSAIS A L'ANNEAU THERMIQUE ACTIF (ATAC) 121

I. Bibliographie et construction du modèle 122
A. Préambule 122
B. Modèle thermo-chimique 122
C. Retrait endogène et déformations thermiques 123
D. Evolution des propriétés mécaniques 123
E. Fluage propre 124
F. Modélisation de la fissuration par l'endommagement 126
1. Modélisation de la fissuration au jeune âge 127
2. Méthode de régularisation (inspirée des travaux d'Hillerborg et al. [Hillerborg et al., 76]) 128
G. Couplage fluage-fissuration 130

II. Simulations des essais à l'anneau passif 131
A. Analyse uni-dimensionnelle 131
B. Comparaison entre l'analyse 1D et les résultats des simulations aux éléments finis 133
C. Comparaison entre le modèle aux éléments finis (axisymétrique) et les formules analytiques développées par Hossein et Weiss [Hossein et Weiss, 04] 133
D. Etude paramétrique sur les résultats de l'essai à l'anneau passif 135
1. Paramètres thermo-mécaniques 135
2. Paramètres mécaniques 135

III. Simulations des essais à l'anneau actif 137
A. Identification du coefficient de couplage fluage-fissuration 139
B. Analyse de l'état de contrainte dans la section de béton 141
C. Analyse de l'effet des reprises de bétonnage et des armatures 144
1. Effet des reprises de bétonnages 144
2. Effet de la présence d'armatures 145
3. Effet combiné des reprises de bétonnage et des armatures 146
D. Etude paramétrique de l'influence des propriétés mécaniques 146

CHAPITRE IV. SIMULATIONS D'OUVRAGES MASSIFS 149

I. Bibliographie : Les effets d'échelles 150

II. Simulations axisymétriques des deux premières levées d'une enceinte de confinement 153
A. La première levée 153
B. La levée courante 155

III. Simulation d'un tirant massif 157
A. Structure à modéliser - maillage 158

B. Résultats et commentaires relatifs aux calculs effectués 159

IV. Simulation du voile BO de Civaux 161
A. Structure à modéliser - maillage 161
B. Résultats et commentaires relatifs aux calculs effectués 162

CONCLUSION GENERALE 169

PERSPECTIVES 173

I. Perspectives expérimentales 173

II. Perspectives numériques 173

III. Couplage essais-calculs 174

BIBLIOGRAPHIE 175

ANNEXES 192

Table des figures

Figure 0-1 : Les centrales nucléaires françaises (source : site internet CEA) 16

Figure 0-2 : Schéma global de la thèse 18

Figure I-1 : Représentation schématique de la courbe calorimétrique de l'hydratation globale du ciment [Neville, 00] 21

Figure I-2 : Valeur du degré d'hydratation final d'un CEM I [Waller, 99] en fonction du e/c 24

Figure I-3 : Schéma d'hydratation d'un anhydre 27

Figure I-4 : Affinité normalisée déterminée à partir d'un essai calorimétrique 28

Figure I-5 : Variation relative du coefficient de conduction thermique en fonction de la température 31

Figure I-6 : Evolution de la capacité calorifique en fonction de la température [Morabito, 01] 32

Figure I-7 : Evolution du degré d'hydratation à 20°C obtenue à partir d'un essai QAB (a) ; photo du calorimètre QAB (LCPC)(b) 37

Figure I-8 : Evolution des températures mesurées au cours des essais de type Langavant (Masse Langavant 1 = 1150g; Masse de MBE Langavant 2 = 600g) 38

Figure I-9 : Evolution des dégagements de chaleur (J/g de ciment) des essais Langavant 38

Figure I-10 : Comparaison des affinités chimiques obtenues par l'essai QAB et par l'essai Langavant 39

Figure I-11 : Evolution des degrés d'hydratation obtenus par perte au feu 40

Figure I-12 : Evolution du coefficient global de convection 42

Figure I-13 : Evolution des températures dans un élément massif : effet de la variation du coefficient d'échange global en convection libre 42

Figure I-14 : maillage du quart de l'essai QAB (a) 43

Figure I-15 : Evolution temporelle de la température au point O (situé au centre de l'éprouvette en béton, voir Figure I-14) 45

Figure I-16 : Evolution spatiale de la température dans l'essai QAB selon l'axe x (voir Figure I-14) à différents instants (modélisation). 45

Figure I-17 : Evolution des pertes de chaleur en fonction de la différence de température 46

Figure I-18 : Evolution temporelle des températures (points 1 et 2) d'un essai Langavant 46

Figure I-19 : Evolution des températures adiabatiques issues des températures 47

Figure I-20 : Evolution des degrés d'hydratation issus des températures mesurées aux points 1 et 2 48

Figure I-21 : Evolution des pertes en fonction de la différence de température 48

Figure I-22 : Dimensions du mur modélisé et positions des sondes thermiques 49

Figure I-23 : Evolution temporelle des températures calculées au sein du mur : influence de la variation d'énergie d'activation en considérant le couple $A(\xi)$, Ea/R. 50

Figure I-24 : Evolution temporelle des températures calculées au sein du mur : influence de la variation d'énergie d'activation. 50

Figure I-25 : Evolution de la température d'un voile massif (ép.1,2 m) : effet de la variation de la conductivité thermique 52

Figure I-26 : Evolution de l'affinité chimique selon la valeur de la capacité thermique retenue 53

Figure I-27 : Evolution de la température d'un voile massif (ép.1,2 m) : effet de la capacité thermique 54

Figure I-28 : Evolution de la résistance en compression au cours de l'hydratation pour des pâtes (a), des mortiers (b), et des bétons (c) à base de CEM I et de e/c différents [Torrenti et Benboudjema, 05] 56

Figure I-29 : Evolution des résistances en compression (fc) et en traction (ft) en fonction du degré d'hydratation. Comparaison avec le modèle de De Schutter (paramètres : cf. Tableau I-11)..... 59

Figure I-30 : Essai de fendage (photo : [De Larrard, 10] 60

Figure I-31 : Evolution des modules d'élasticité statique et dynamique en fonction du degré d'hydratation. Comparaison avec le modèle de De Schutter (paramètres : cf. Tableau I-11)..... 61

Figure I-32 : Essais de mesures des modules de Young statique (a) et dynamique (b) 61

Figure I-33 : Schéma de phasage de réalisation des essais de fendage sur reprise de bétonnage..... 62

Figure I-34 : Etats de surface pour les éprouvettes de type RD (a) et PML (b) ; photos G. Bernier . 63

Figure I-35 : Différence entre le retrait chimique et endogène [Bouasker, 07](a) définition des volumes apparent et absolu [Garcia-Boivin, 99] (b) 64

Figure I-36 *:* Ménisque capillaire non saturé (1 : liquide ; 2 : gaz ; 3 : solide) [Garcia-Boivin, 99]..... 65

Figure I-37 : Système de mesure avec des inserts [Bjøntegaard, 99] 67

Figure I-38: Système de mesure avec des capteurs sans contact [Morioka et al., 99] 67

Figure I-39 *:* Système de mesure vertical avec un tube flexible [Jensen, 05] 68

Figure I-40 *:* Dispositif expérimental de retrait linéique vertical [Boulay, 07] 68

Figure I-41 : Evolution du coefficient de dilatation thermique [Laplante et Boulay, 94]..... 70

Figure I-42 : Evolution du coefficient de dilatation thermique [Loukili et al., 00]..... 71

Figure I-43 : Schéma de mesure au retractomètre (dispositif controlab) 72

Figure I-44 : Banc de mesure du retrait endogène développé par Boulay au LCPC (a) ;..... 73

Figure I-45 : Schéma du dispositif de l'ECN 73

Figure I-46 : Evolution du retrait endogène en fonction du degré d'hydratation selon les différents dispositifs utilisés 75

Figure I-47 : Décomposition des déformations de fluage propre du béton [Guénot-Delahaie, 97]... 76

Figure I-48 : Déformation de fluage propre en fonction de l'âge de chargement [Hanson, 53] (a) Évolution des déformations d'une pâte de ciment [Parrott, 74] (b) 77

Figure I-49 : Déformation de fluage propre pour différents rapports e/c (a) et pour différents types de ciment ([Hummel, 59], cité par [Kanstad, 91])(b)..... 78

Figure I-50 : Relation entre les déformations de fluage 1 minute après la mise en charge (béton âgé de 5 jours) [Neville et al., 83] d'après les résultats de [Jones et Richart, 36]. 79

Figure I-51 : Evolution des complaisances de fluage propre selon [Reviron, 09] 79

Figure I-52 : Evolution des complaisances de fluage propre selon Atrushi [Atrushi, 03] 80

Figure I-53 : Effet de la température sur les déformations de fluage propre [Umehara et al., 94] (incl. et excl. microprestress signifient respectivement prise en compte et non prise en compte des micros contraintes internes [Bažant et al., 97]) 81

Figure I-54 : Effet des variations de température sur les déformations de fluage propre [Hauggaard et al., 99] 81

Figure I-55 : Chaînes de Maxwell (a) et chaînes de Kelvin-Voigt (b) 82

Figure I-56 : Bâtis hydrauliques de chargement (a) ; mesure des déformations au déformètre (b) 84

Figure I-57 : Influence de l'âge du chargement sur les déformations de fluage propre en compression 86

Figure I-58 : Système de mesure des déformations (a) et dispositif de fluage en traction (b) 87

Figure I-59 : Influence de l'âge du chargement sur les déformations de fluage propre en traction 87

Figure I-60 : Validation des dispositifs de mesures des déformations de fluage propre 88

Figure I-61 : Influence de la température sur les déformations de fluage propre en compression 89

Figure I-62 : Influence de la variation de température sur les déformations 89

Figure II-1 : Schématisation générale de l'appareil R²D² contrôlé en température [Charron, 03] ; Dispositif de retrait gêné (a), Dispositif de retrait libre (b) 93

Figure II-2 : Traitement des déformations d'un essai R²D² grâce à la combinaison des deux dispositifs [Michaud, 06] 94

Figure II-3 : Schématisation générale de la TSTM 94

Figure II-4 : Schéma d'un dispositif de retrait empêché de type plaques [Banthia et al. 96] 95

Figure II-5 : Dispositif actif développé à l'université de Toulouse [Gagné et al., 06] 97

Figure II-6 : Géométrie de l'essai à l'anneau passif 98

Figure II-7 : Evolution des températures lors de l'essai à l'anneau passif 99

Figure II-8 : Evolution des déformations et des contraintes lors de l'essai à l'anneau passif 99

Figure II-9 : Schéma de l'essai à l'anneau thermique actif 100

Figure II-10 : Essai à l'anneau thermique actif 101

Figure II-11 : Position des sondes de températures (a) ; évolution des températures au sein d'un élément massif (ép. 1,2m)(b) [Ithurralde, 89] 102

Figure II-12 : Evolution des températures (laiton et béton) au cours de l'essai 103

Figure II-13 : Fissuration macroscopique obtenue 103

Figure II-14 : Evolution des déformations de l'anneau au cours de l'essai 104

Figure II-15 : Champs de déformation suivant l'axe Y obtenus par corrélation d'images (intervalle entre chaque champs : 1ms) 104

Figure II-16 : Armatures mises en place dans l'anneau 105

Figure II-17 : faciès de fissuration de l'anneau armé (a) ; fissuration non traversante (b) 106

Figure II-18 : Evolution temporelle des déformations : influence de la présence d'armatures 107

Figure II-19 : Phasage de coulage de l'anneau avec reprises de bétonnage 107

Figure II-20 : Evolution temporelle des déformations : influence des reprises de bétonnage 108

Figure II-21 : Faciès de fissuration de l'anneau avec reprise de bétonnage 108

Figure II-22 : Evolution temporelle des déformations : influence simultanée des reprises de bétonnage et des armatures 109

Figure II-23 : Evolution temporelle des déformations : influence de la vitesse de montée en température 110

Figure II-24 : Effets des paramètres influençant la perméabilité 112

Figure II-25 : Evolutions des perméabilités relatives en fonction du degré de saturation 113

Figure II-26 : Evolution de la perméabilité de deux éprouvettes chargées et déchargées en fonction de la déformation axiale obtenue au cours du chargement [Choinska, 06] 114

Figure II-27 : Evolution du débit (par mètre linéaire) en fonction de l'ouverture de fissure [Boussa, 00] 116

Figure II-28 : Schéma du système de mesure de perméabilité originel (a) ; Schéma de la fuite causée par le décollement de l'anneau en béton (b) 117

Figure II-29 : Schéma du système de mesure de perméabilité adapté 117

Figure II-30 : Système d'injection d'air (a) ; bullage en sortie de fissure (b) 118

Figure II-31 : Evolution du débit en fonction de la pression d'injection pour différentes ouvertures de fissures 118

Figure II-32 : Evolution du nombre de Reynolds pour les gammes de pression 119

Figure II-33 : Evolution du débit de fuite en fonction de l'ouverture de fissure 119

Figure III-1 : Modélisation des déformations de fluage propre expérimentales avec deux ou trois chaînes de Kelvin-Voigt 124

Figure III-2 : Schéma explicatif des notions d'aires apparente et effective 127

Figure III-3 : Relation contrainte-déformation du modèle (a) Relation contrainte-déformation expérimentale [Terrien, 80](b) 128

Figure III-4 : Chaîne rhéologique parallèle pour la modélisation de l'essai à l'anneau 131

Figure III-5 : Déformations de l'anneau en laiton dues au retrait endogène 133

Figure III-6 : Comparaison des contraintes maximales générées par le retrait endogène entre le modèle analytique et le modèle EF 134

Figure III-7 : Influence du coefficient de dilatation thermique du béton sur la déformation de l'anneau passif 135

Figure III-8 : Influence du coefficient d'évolution du module d'Young (a_E) du béton sur la déformation de l'anneau passif 136

Figure III-9 : Influence du coefficient de Poisson du béton sur la déformation de l'anneau passif .136

Figure III-10 : Maillage 3D de l'essai à l'anneau – EF : CUB8 et PRI6 – 3640 éléments 137

Figure III-11 : Déformations du rayon interne du laiton : comparaison des résultats expérimentaux et des simulations numériques pour $\beta = 0$ 140

Figure III-12 : Déformations du rayon interne du laiton : comparaison des résultats expérimentaux avec les simulations numériques pour $\beta = 0{,}4$; Champ d'endommagement obtenu 141

Figure III-13 : Evolution temporelle de la contrainte générée dans l'essai ATAc pour différentes valeurs de rayon (à mi-hauteur) 142

Figure III-14 : Evolution temporelle des contraintes générées sur le rayon externe dans l'essai ATAc dans un repère cylindrique....143

Figure III-15 : Isovaleurs des contraintes sur une section de l'anneau. Contrainte radiale (a), orthoradiale (b) et verticale (c)....144

Figure III-16 : Evolution temporelle des déformations sur le rayon interne dans l'essai ATAc pour un anneau coulé en 2 phases (RB = reprise de bétonnage) ; Champ d'endommagement obtenu....145

Figure III-17 : Evolution temporelle des déformations sur le rayon interne dans l'essai ATAc pour un anneau armé; champ d'endommagement obtenu....145

Figure III-18 : Evolution temporelle des déformations sur le rayon interne dans l'essai ATAc pour un anneau armé coulé en deux parties; champ d'endommagement obtenu....146

Figure IV-1 : Résultats expérimentaux de campagnes d'étude sur les effets d'échelles (D = dimension caractéristique ; cf. Figure IV-2)....150

Figure IV-2 : Dimensions caractéristiques D pour l'approche de type Weibull (a) ou de type Bažant (b)....151

Figure IV-3 : Comparaison entre la théorie de Weibull et les résultats expérimentaux des séries humide (cure à 20°C, 95% HR) (a) ou sèche (cure à 20°C, 50% HR) (b)....152

Figure IV-4 : Géométrie et conditions aux limites de la simulation de la première levée....154

Figure IV-5 : Champs d'endommagement de la première levée de l'enceinte de confinement après 21 jours :....155

Figure IV-6 : Géométrie et conditions aux limites de la simulation de la deuxième levée (dimensions en m)....156

Figure IV-7 : Champs d'endommagement de la deuxième levée de l'enceinte de confinement après 21 jours :....157

Figure IV-8 : Géométrie du tirant massif modélisé....158

Figure IV-9 : Plan de ferraillage du tirant massif....158

Figure IV-10 : Différence des déplacements (avec et sans endommagement) des nœuds suivant l'axe X....161

Figure IV-11 : Position des sondes de température (a) ; Maillage 2D – éléments finis TRI3 – 10 422 éléments (b) ; Maillage 3D – éléments finis CUB8 – 4880 éléments. Armatures maillées avec des éléments barres (c)....162

Figure IV-12 : Evolution des températures. Comparaison expérience/simulation numérique....163

Figure IV-13 : Iso-valeurs d'endommagement après 120 heures en 3D et en 2D....164

Figure IV-14 : Evolution de l'intégrale des contraintes longitudinales (σxx, cf. Figure IV-11c) sur la face S6 (uniquement la partie correspondante au mur, le radier n'est pas pris en compte)....164

Figure IV-15 : Iso-valeurs d'endommagement après 120 heures (levée 1)(a)....165

Figure IV-16 : Déplacement normalisé des nœuds à mi-hauteur (à cœur et en peau) des levées après 240h....166

Figure IV-17 : Iso-valeurs d'endommagement après 240 heures (levées 1 et 2). Les deux levées font 1,9m de haut....167

Figure B-1 : Schéma d'une chaîne de Kelvin-Voigt....193

Table des tableaux

Tableau I-1 : Chaleurs massique d'hydratation des différentes phases du ciment 22
Tableau I-2 : Quantité d'eau théorique nécessaire à l'hydratation 23
Tableau I-3 : Valeur des énergies d'activation des constituants du ciment [Kishi et Maekawa, 94] 25
Tableau I-4 : Conductivité thermique des constituants de départ d'un béton ordinaire 30
Tableau I-5 : Conductivité thermique de béton à base de granulats différents [Neville, 00] 30
Tableau I-6 : Capacité thermique massique des constituants du béton [de Larrard, 00] 31
Tableau I-7 : Compositions du béton B11 35
Tableau I-8 : Temps de malaxage du béton B11 35
Tableau I-7 : paramètres thermiques de la simulation de l'essai QAB 43
Tableau I-8 : Paramètres thermiques utilisés dans la simulation de l'essai Langavant 44
Tableau I-9 : Valeurs des températures adiabatiques finales théoriques pour différentes capacités thermiques 52
Tableau I-10 : Valeurs des paramètres des lois proposées par De Schutter de la littérature 58
Tableau I-11 : Valeurs des paramètres des lois proposées par De Schutter pour le béton considéré. 62
Tableau I-12 : Valeurs des résistances résiduelles en fonction du type de reprise 63
Tableau I-13: valeur des coefficients de dilatation thermique selon la nature des granulats 70
Tableau I-14 : Tableau récapitulatif des paramètres de fluage propre identifiés à partir des essais 90
Tableau II-1 : Bilan des principaux résultats expérimentaux en termes de fissuration 111
Tableau III-1 : Valeurs des paramètres utilisés dans les simulations 138
Tableau III-2 : Résultats de l'étude paramétrique sur les résultats de l'essai ATAc 147
Tableau IV-1 : Cartes d'endommagement pour les différents cas de calcul 159
Tableau IV-2 : Valeurs des ouvertures de fissures du tirant pour les différents cas de calcul 161
Tableau IV-3 : Valeurs des paramètres utilisé pour la simulation du voile de Civaux (béton ordinaire) identifié à partir des données du Benchmark 162
Tableau IV-4 : Valeur des ouvertures de fissures du mur pour les différents cas de calcul 165
Tableau A-3 : Compositions du mortier de béton équivalent du béton B11 192

Introduction générale

I. Problématique – contexte industriel

Cette thèse est le fruit d'une collaboration entre l'IRSN (Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire) et le LMT (Laboratoire de Mécanique et Technologie). Elle a été réalisée pour répondre à un besoin défini par la Direction de Sûreté des Réacteurs (DSR[1]) et plus particulièrement par le Service d'Analyse des Matériels et des Structures (SAMS[2]).

Actuellement, l'énergie électrique française est produite à 80% par les centrales nucléaires. Celles-ci sont au nombre de 58 réparties sur 19 sites (Figure 0-1). Les centrales nucléaires se classent, selon leur puissance électrique produite, en trois catégories appelées "paliers":

- le palier à 900 MWe (34 réacteurs)
- le palier à 1300 MWe (20 réacteurs)
- le palier à 1450 MWe (4 réacteurs)

Le mode de fonctionnement de l'enceinte de confinement de ces 58 réacteurs n'est pas le même. En effet, en France deux technologies coexistent. Les 34 réacteurs de puissance 900MWe sont munis d'une enceinte appelée simple paroi. Elles sont en réalité constituées d'une paroi en béton et d'une peau métallique interne assurant l'étanchéité. Les 24 réacteurs restant sont des enceintes dites double paroi. Elles sont composées d'une paroi en béton précontraint et d'une paroi en béton armé séparées par un espace appelé « espace inter enceinte ». Pour ces enceintes double paroi, le béton joue à la fois le rôle de structure mais également de barrière étanche. Le comportement mécanique de celui-ci ainsi que sa faculté à ne pas laisser passer les fluides sont des points essentiels pour l'évaluation de la sûreté des installations nucléaires.

Les enceintes de confinement ont donc été conçues avec des bétons répondant à ces deux critères tout en utilisant des granulats locaux. Ceci explique les différences de comportement ou du niveau d'étanchéité entre les enceintes du parc électronucléaire français. La Figure 0-1 indique les années de raccordement au réseau montrant qu'une grande partie des centrales ont été construites entre 1970

---

[1] La DSR est chargée des activités d'expertise et d'études tournées vers la maîtrise des risques présentés par les réacteurs de puissance et les réacteurs expérimentaux. Cette direction contribue et participe à l'appui technique général auprès des autorités publiques, à l'organisation mise en œuvre au sein de l'Institut en cas de crise ou de situation d'urgence, à la réalisation de prestations de recherche, d'études, de mesures et d'essais, pour des demandeurs publics ou privés, à la mise en forme collective des savoirs de l'Institut et à la conception des informations que l'IRSN met à la disposition du public.

[2] Le SAMS, est chargé de mener des analyses de sûreté spécialisées nécessaires pour les évaluations de sûreté, lorsque des problèmes particuliers se posent dans les domaines de la construction (conception, matériaux, fabrication, contrôles et qualification des matériels aux conditions accidentelles) et de l'exploitation (expérience de fonctionnement, anomalies et incidents, maintenance, surveillance en service) des matériels mécaniques, des matériels électriques, des ouvrages de génie civil et des structures concourant à la sûreté des installations.

et 1985. Ces enceintes, construites pour une durée de vie de 40 ans, ont aujourd'hui un âge compris entre 25 et 35 ans. A la demande de l'exploitant (Electricité De France), l'Autorité de Sûreté Nucléaire (ASN) doit émettre un avis sur le prolongement de la durée de vie de ces enceintes. En effet, malgré l'émergence de la production d'électricité grâce aux énergies renouvelables, cette production reste marginale et l'énergie nucléaire répond aux deux principales priorités du gouvernement vis-à-vis de l'environnement qui sont la réduction de la consommation d'énergie fossile et la réduction des rejets de gaz à effets de serre (CO_2 principalement). De surcroît, le coût de construction d'une nouvelle centrale est important (~5G€). Le rôle de l'IRSN est de servir d'appui technique aux pouvoirs publics et aux autorités. Il se doit donc de développer les axes de recherches nécessaires afin de pouvoir fournir à l'ASN des informations et résultats objectifs vis-à-vis de la sûreté des réacteurs. Pour cela, un des objectifs avoué de l'IRSN est de réaliser des simulations capables de reproduire le comportement à long terme des enceintes de confinement (déformation et taux de fuite). En modélisant le comportement depuis la mise en fonctionnement, les simulations pourront être validées (ou non) grâce aux épreuves décennales et ainsi prédire le comportement de ces enceintes au delà de leur durée de vie initiale. Les thèses de Reviron **[Reviron 09]**, Aubernon, Ngyen, étudiant respectivement le fluage en traction du béton durci, l'évolution de la perméabilité du béton sous sollicitations d'accidents graves (effets du chargement mécanique, de la saturation et de la nature du fluide percolant) et l'apport de la modélisation mésoscopique dans la prédiction des écoulements dans les ouvrages en béton fissuré, abondent dans ce sens. Toutefois afin de pouvoir prédire correctement le comportement de ces ouvrages sur le long terme l'état initial (après construction et avant mise en service) est primordial et c'est pour répondre à ce besoin que cette thèse a été réalisée.

Figure 0-1 : Les centrales nucléaires françaises (source : site internet CEA)

II. Problématique – Contexte scientifique

Lors de leur construction, les structures massives et plus particulièrement les enceintes de confinement des centrales nucléaires sont soumises à plusieurs types de déformations dues à l'hydratation du béton. En effet, d'une part, la réaction chimique du ciment avec l'eau est exothermique (les températures atteintes à cœur peuvent atteindre 60°C) 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 due à l'hydratation du ciment (et l'apparition d'un volume gazeux), des déformations de contraction se produisent. La construction d'une enceinte de confinement est décomposée en plusieurs levées dont la hauteur est environ égale à 2,4m. Chaque levée est donc coulée soit sur le radier (pour la première levée), soit sur la levée précédente. Comme le délai entre deux levées est de plusieurs semaines (3 en général), les déformations volumiques du béton lors de l'hydratation sont empêchées (ou partiellement empêchées) par la partie de la structure précédemment construite. Ces déformations induisent alors des contraintes de compression puis de traction pouvant causer une fissuration traversante, augmentant sensiblement la perméabilité du béton.

L'idée fondatrice de cette thèse est que ce sont les premiers jours de la vie d'un béton qui conditionnent en grande partie sa pérennité future. En effet, si dès son plus jeune âge le béton est soumis localement à des contraintes de traction supérieures à sa résistance et qu'il en vient à fissurer ou à être endommagé, ce sont ces zones de faiblesse qui seront à l'origine des phénomènes néfastes pour sa vie future (augmentation du taux de fuites) en cas de sollicitation de l'enceinte de confinement lors d'incident ou de test. La caractérisation de cette fissurabilité conduit à la réalisation de calculs aux éléments finis et nécessite donc la caractérisation expérimentale et la modélisation des phénomènes qui se produisent au jeune âge (l'évolution du module de Young, de la résistance en traction, de l'énergie de fissuration, du retrait endogène, des déformations thermiques, du fluage propre et du fluage thermique transitoire).

L'objectif de cette thèse est donc d'étudier expérimentalement et numériquement la fissuration au jeune âge induite par retrait empêché d'origine thermique ou endogène. Les ouvrages massifs et notamment les enceintes de confinement étant fortement armées et réalisées en plusieurs levées, nous étudierons l'influence de la présence d'armatures et des reprises de bétonnage sur le comportement du béton. La fissuration ayant lieu lors de la décroissante en température des ouvrages (le refroidissement créant une contraction et comme celle-ci est gênée des contraintes de traction apparaissent) nous étudierons également l'impact de la vitesse de décroissance en température sur la fissuration. La paroi interne d'une enceinte double paroi est également précontrainte. Toutefois, la mise en place des câbles et la mise en tension de ceux-ci n'interviennent qu'une fois le fût de l'enceinte de confinement terminé. De ce fait, il n'y a pas lieu d'étudier l'influence de la précontrainte sur la fissuration au jeune âge.

Ces résultats ne serviront pas uniquement de base à la simulation à long terme d'ouvrages existants. Ils doivent également nous permettre de mieux appréhender les phénomènes de fissuration par retrait empêché, de connaître les paramètres importants et influençant ce mécanisme de fissuration afin de limiter ce type de désordres sur les constructions futures.

III. Démarche globale

Pour répondre au souhait de l'IRSN, il a été décidé de travailler sur une composition de béton, appelée B11, représentative du béton d'enceinte de confinement d'une centrale nucléaire.

La démarche globale de cette thèse se décompose en quatre parties, chacune d'entre elles fera l'objet d'un chapitre de ce mémoire :

1. La première consiste à caractériser le comportement au jeune âge du matériau. Les essais de caractérisation concernent essentiellement, le retrait (endogène et thermique), le fluage

(propre et thermique transitoire) en compression et en traction et l'évolution des caractéristiques mécaniques (résistance à la compression, à la traction et module de Young). L'évolution de ces caractéristiques repose sur l'évolution du degré d'hydratation du béton obtenue par calorimétrie.

2. La seconde partie, a pour objectif la mise au point et la réalisation d'essais permettant d'étudier le comportement et la fissuration d'une éprouvette de béton soumis à des déformations empêchées lors de son durcissement. Cet essai de laboratoire est un essai dit « intégral » puisqu'il permet le développement de tous les phénomènes mis en jeu dans le mécanisme de fissuration par retrait gêné d'une structure massive.
3. La troisième partie est la simulation de ces essais « intégraux » afin de valider le modèle aux éléments finis utilisé, de valider le jeu de paramètres établi dans le chapitre 1 et d'identifier les éventuels coefficients de couplage des différents phénomènes.
4. La dernière partie a pour objectif l'application des résultats obtenus dans les chapitres précédents à la simulation d'ouvrages massifs.

La démarche globale peut être résumée par le schéma présenté à la Figure 0-2.

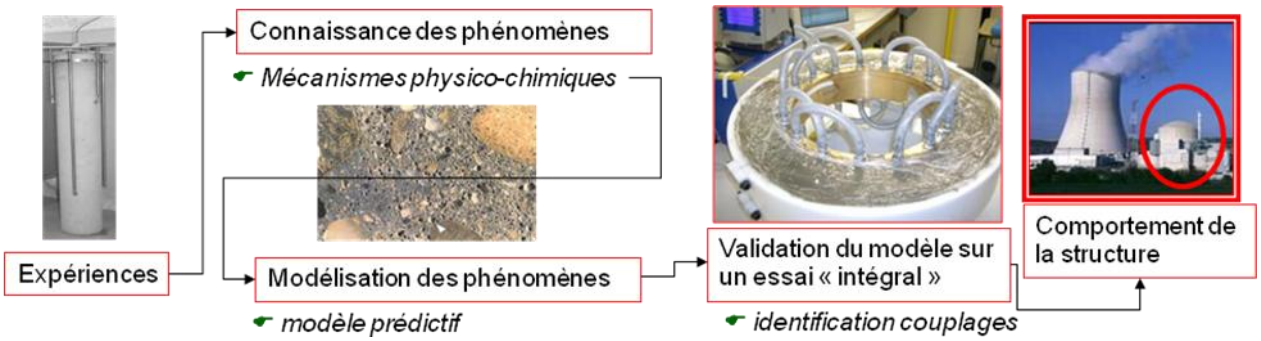


Figure 0-2 : Schéma global de la thèse

Dans cette étude, même si les campagnes expérimentales et le développement d'un nouvel essai représentent la part la plus important du travail (environ 70%), la complémentarité entre essais et simulations numériques est essentielle. En effet, d'une part, les simulations numériques permettent une analyse plus quantitative des essais et d'autre part, il nous apparait fondamental d'avoir une approche combinée afin de développer des essais et d'identifier (à partir de ceux-ci) des paramètres utiles à la modélisation.

Les résultats obtenus au cours de cette thèse seront ensuite intégré au projet ANR Blanc ECOBA (Etude du confinement des ouvrages en béton armé) qui consiste en la réalisation d'une maquette (représentant une partie courante de l'enceinte de confinement interne d'un réacteur à double paroi de 1300 MWe ; voile plan de 2 m de large et 2 m de hauteur avec 0,9 m d'épaisseur réalisé en deux levées) avec une étude expérimentale la plus complète possible sur un élément de structure représentatif. L'objectif principal étant d'apporter des données fiables permettant de valider la méthode et les modèles implantés dans les logiciels de calculs utilisés.

Afin de simplifier la lecture de ce mémoire, nous avons pris le parti de ne pas faire un chapitre entier de bibliographie en début de mémoire. Nous avons donc incorporé les paragraphes bibliographiques correspondant à chaque phénomène ou problématique en début de chapitre ou de sous partie. Afin d'obtenir un rendu transparent vis-à-vis du travail réalisé durant cette thèse, il s'avère nécessaire de bien différencier les parties bibliographiques des parties qui présentent mon travail. Pour cela, une double bordure encadre les pages présentant les travaux précédemment réalisés (par d'autres auteurs) supports de cette thèse.

Chapitre I. Comportement au jeune âge du béton en conditions endogènes

La fissuration au jeune âge des ouvrages massifs en béton est une conséquence de la réponse mécanique du matériau à ses déformations volumiques d'origine thermique et endogène. L'étude pertinente de ce mécanisme de fissuration passe donc par une bonne connaissance du comportement du béton lors de ses premiers jours. Le premier chapitre de ce mémoire de thèse a donc pour objectif la description la plus complète possible du comportement au jeune d'un béton en conditions endogènes d'un point de vue macroscopique. Ce chapitre est décomposé en quatre parties représentant les phénomènes majeurs à prendre en compte dans l'étude du jeune âge du béton à savoir le comportement thermo-chimique (hydratation et évolutions des propriétés thermiques), le comportement mécanique (évolutions des caractéristiques mécaniques), l'évolution des déformations endogènes, le comportement viscoélastique (fluage propre) et les interactions thermo-mécaniques. Dans ce chapitre et dans le reste de l'étude, les phénomènes de séchage (retrait de dessiccation, fluage de dessiccation) ne seront volontairement pas étudiés. En effet, d'une part, les échanges hydriques sont 1 000 à 10 000 fois plus lents que les phénomènes thermiques (**[Acker, 01]**) et ne concernent donc qu'une fine couche de béton située en peau des structures massives. D'autre part, dans le cas de la construction d'une enceinte de confinement (objet de cette thèse), le coffrage reste en place plusieurs dizaines de jours limitant à nouveau le séchage.

Dans un premier temps, chacun des phénomènes mis en jeu est étudié de manière à être découplé au maximum des autres phénomènes par des essais qui se veulent les plus simples possibles (tout en restant représentatifs). Chaque sous-partie commencera donc par une étude bibliographique afin d'établir l'état actuel des connaissances puis les essais réalisés et les résultats obtenus seront présentés. Pour chaque phénomène étudié, nous confronterons nos résultats expérimentaux aux modèles issus de la littérature et que nous trouvons les plus pertinents.

Sommaire chapitre 1

I. Comportement thermo-chimique **20**
A. Bibliographie 20
B. Composition du béton et principales caractéristiques à l'état frais 35
C. Evolution du degré d'hydratation 35
D. Transfert de chaleur (coefficient de conduction et de convection) 40

II. Comportement mécanique **55**
A. Bibliographie 55
B. Evolution de la résistance en compression, en traction et du module de Young 59
C. Essai de traction sur reprise de bétonnage 62

III. Retrait endogène et déformation thermique **64**
A. Bibliographie 64
B. Evolution du retrait endogène 72
C. Evolution du coefficient de dilatation thermique (CDT) 75

IV. Fluage propre **76**
A. Bibliographie 76
B. Essais de fluage propre 84

I. Comportement thermo-chimique

A. Bibliographie

1. La réaction d'hydratation

La réaction d'hydratation peut être observée globalement même si l'on sait que la réaction du ciment avec l'eau est en fait composée de multiples réactions. En effet, le ciment est lui-même composé de nombreux constituants plus ou moins réactifs avec l'eau. Par exemple, le clinker portland (constituant majeur des ciments couramment utilisés en Génie Civil) est constitué d'environ 2/3 de silicates de calcium (alite : C_3S et bélite : C_2S en notations conventionnelles de la chimie des ciments[3]), la partie restante contenant du C_3A (aluminate tricalcique) et du C_4AF (aluminoferrite tricalcique). Il est à noter que du gypse est introduit pour réguler la prise. Afin de garder à l'esprit la diversité des hydrates formés par cette réaction, nous nous proposons de rappeler les équations principales (simplifiées et non équilibrées) de réactions des anhydres avec l'eau (en utilisant les notations cimentières [3]):

$$C_3S + (y+1.35)\,H \rightarrow C_{1,65}SHy + 1,35\,CH + Q_{C3S} \qquad [I\text{-}1]$$

$$C_2S + (y+0.35)\,H \rightarrow C_{1,65}SH_y + 0,35\,CH + Q_{C2S} \qquad [I\text{-}2]$$

$$C_3A + gypse + xH \rightarrow (C_6AS_3H_{32}, C_3AH_6, C_4ASH_{12}) + Q_{C3A} \qquad [I\text{-}3]$$

$$C_4AF + gypse + xH \rightarrow (AF_m, AF_t, C(AF)H) + Q_{C4AF} \qquad [I\text{-}4]$$

avec Q_i représentant la chaleur dégagée par chaque réaction élémentaire, AFm = monosulfoaluminate, AFt = trisulfoaluminate

Pour un matériau saturé, Taylor **[Taylor, 90]** propose une valeur fixe y=3,91 alors qu'Adenot **[Adenot, 92]** pense que la teneur en eau des C-S-H est fonction du rapport C/S (y=0,8+C/S), soit pour les C-S-H formés par la réaction du C_3S une valeur de y=2,45. L'explication avancée pour cette variation étant la perte d'eau des C-S-H (eau faiblement adsorbée) pour un matériau non saturé.

En contact avec l'eau, les grains de ciment s'hydratent donc mais ceux-ci présentent des cinétiques différentes en fonction du type d'anhydres. La Figure I-1 met en évidence la présence de ces différentes phases et résume la cinétique de formation des différents hydrates de réaction du ciment avec l'eau.

[3] C=Ca0 ; S=SiO_2 ; A=Al_20_3 ; F=Fe_20_3 ; H=H_20

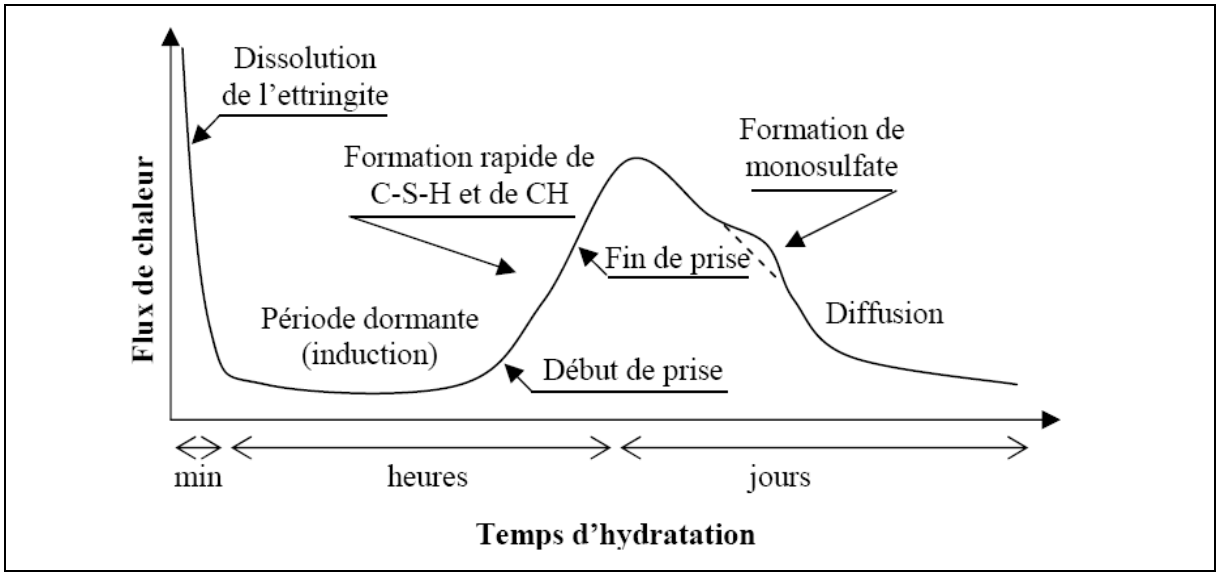


Figure I-1 : Représentation schématique de la courbe calorimétrique de l'hydratation globale du ciment **[Neville, 00]**

Plus simplement, en considérant la réaction du ciment avec l'eau globalement, la réaction d'hydratation peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\textit{ciment anhydre} + nH \rightarrow \textit{hydrates} + Q \qquad \text{[I-5]}$$

2. Evolution de l'hydratation : le degré d'hydratation

Le degré d'hydratation (ξ) caractérise l'évolution de la réaction d'hydratation et l'évolution du matériau dans le temps (de la phase fluide vers une phase solide). Il peut être défini comme le rapport entre la masse de ciment ayant réagi à l'instant t et la masse de ciment anhydre à l'origine **[Van Breugel, 97]** :

$$\xi(t) = \frac{m_{ch}(t)}{m_{can}(t=0)} = 1 - \frac{m_{can}(t)}{m_{can}(t=0)} \qquad \text{[I-6]}$$

avec m_{ch} et m_{can} respectivement les masses de ciment ayant réagi et anhydre.

La quantification des anhydres à l'instant t permet d'obtenir expérimentalement cette évolution. Néanmoins le calcul de la quantité d'hydrates formés (par analyse d'images par exemple) se révèle rapidement fastidieux et complexe **[Laplante, 93]**. Des méthodes de mesures indirectes basées sur l'exploitation des conséquences principales de l'hydratation à savoir le dégagement de chaleur, la consommation d'eau et l'évolution des propriétés mécaniques (essentiellement à partir de la résistance en compression), ont donc été développées (d'autres techniques existent comme l'évolution du retrait chimique, la quantité de cristaux de portlandite formés, l'évolution de la surface spécifique mais sont utilisées moins couramment). Ces méthodes sont basées sur la détermination de l'évolution du degré d'avancement (défini entre 0 et 1) de la réaction d'hydratation pondérée par le degré d'hydratation final :

$$\xi(t) = \alpha(t) \times \xi_\infty = \frac{m_{ch}(t)}{m_{ch}(t=\infty)} \xi_\infty \qquad \text{[I-7]}$$

avec $\alpha(t)$ et ξ_∞ respectivement le degré d'avancement de la réaction et le degré d'hydratation final.

En effet, dans la plupart des formulations, il n'y a pas assez d'eau pour hydrater tout le ciment et le degré hydratation final est inférieur à 1. Pour déterminer l'évolution du degré d'hydratation, il faut donc connaître l'évolution du degré d'avancement de la réaction et le degré d'hydratation final.

a. Evolution du degré d'avancement à partir de la chaleur dégagée

En considérant l'hydratation comme une réaction globale, l'évolution du degré d'avancement de la réaction d'hydratation peut être définie comme le rapport entre la quantité de chaleur dégagée à l'instant t ($Q(t)$) et la chaleur totale dégagée en fin de réaction ($Q(t=\infty)$):

$$\alpha(t) = \frac{Q(t)}{Q(t=\infty)} \qquad \text{[I-8]}$$

Les essais calorimétriques de type adiabatique (à défaut semi-adiabatique) ou isotherme permettent la mesure de la quantité de la chaleur dégagée au cours du temps.

La chaleur massique totale peut également être estimée à partir des chaleurs massiques de chacune de ses phases :

$$Qc = \sum_{i=phases} (\varphi_i q_i) \qquad \text{[I-9]}$$

où Qc est la chaleur massique d'hydratation du ciment, φ est le pourcentage massique de chacune des phases et qi est la chaleur massique de la phase i. Les résultats de nombreuses publications ont été condensés pour proposer une valeur moyenne de chaleur massique pour chacune des phases (Tableau I-1) **[Waller et Miao, 04]**.

Tableau I-1 : Chaleurs massique d'hydratation des différentes phases du ciment

Phase du ciment	*Chaleur massique d'hydratation qi (kJ/kg)*
C_3S	510
C_2S	260
C_3A	1100
C_4AF	410

b. Evolution du degré d'avancement à partir de la quantité d'eau liée chimiquement

D'après Powers et Brownyard **[Power et Brownyard, 47]**, quel que soit le stade d'avancement de la réaction, la quantité d'eau liée chimiquement dans une matrice cimentaire est proportionnelle à la quantité des hydrates formés. Ainsi, on peut définir le degré d'avancement de la réaction d'hydratation comme le rapport entre la quantité d'eau liée chimiquement à l'instant t ($Weau(t)$) et la quantité d'eau liée en fin de réaction ($Weau(t=\infty)$) :

$$\alpha(t) = \frac{Weau(t)}{Weau(t=\infty)} \qquad \text{[I-10]}$$

La teneur en eau liée au cours du temps est généralement calculée par la différence des masses d'échantillons soumis à des séchages à 105°C (évaporation des eaux libres et adsorbées) puis à 550°C (évaporation de l'eau liée).

Comme pour la quantité de chaleur totale dégagée, la quantité d'eau chimiquement liée peut être déterminée à partir de la quantité d'eau nécessaire à la réaction de chacune des phases minérales du

ciment. Molina **[Molina, 92]** a proposé des valeurs de quantité d'eau requise à l'hydratation des anhydres. A partir de ces quantités, il est donc possible pour chaque type de ciment de proposer une quantité d'eau moyenne nécessaire à l'hydratation complète du liant (cf. Tableau I-2). Toutefois, ces valeurs nécessite d'être utilisé avec précaution aux vues des grandes variations des quantités d'anhydre au sein d'un même type de ciment.

Tableau I-2 : Quantité d'eau théorique nécessaire à l'hydratation complète du liant **[GranDuBé 07]**

Type de ciment	*CEM I ou CEM II*	*CEM III/A*	*CEM III/B*	*CEM III/C*	*CEM V*
Quantité d'eau théorique nécessaire (g d'eau/g de ciment)	23,5	24,0	24,5	25,0	24,0

Les résultats de Copeland et al. **[Copeland et al., 60]** et Danielsson **[Danielsson, 66]** montre une relation linéaire entre la quantité d'eau liée et la quantité de chaleur dégagée par la réaction d'hydratation. Néanmoins, la détermination du degré d'hydratation par la mesure de la quantité d'eau chimiquement liée présente l'inconvénient de ne pas être une mesure continue et nécessite l'arrêt brutale de l'hydratation ce qui s'avère délicat **[Byfors, 80]**.

c. Evolution du degré d'avancement à partir de la résistance en compression

Les résultats de Byfors **[Byfors, 80]** et Mindess et al. **[Mindess et al., 78**] montre une relation linéaire entre le degré d'hydratation et la résistance en compression du béton en considérant un seuil de percolation mécanique en deçà duquel la résistance est nulle.

$$\alpha(t) - \alpha_0 = \frac{fc(t)}{fc(t=\infty)(1-\alpha_0)} \qquad \text{[I-11]}$$

où fc est la résistance en compression et α_0 est la valeur du degré d'avancement pour lequel un chemin d'hydrates est formé conférant ainsi au béton un début de rigidité (seuil de transition liquide solide).

d. Le degré d'hydratation final

Selon Powers et Brownyard **[Powers et Brownyard, 47]**, l'hydratation consomme 0,43g d'eau par gramme de ciment (0,22g d'eau chimiquement liée et 0,21g d'eau adsorbée non disponible pour le reste de l'hydratation). Les variations de teneur en eau au sein du matériau vont donc influencer les cinétiques de réactions, pouvant même conduire à l'arrêt des réactions d'hydratation par manque d'eau.

Pour un temps théorique infini et pour des rapports e/c (e étant la masse d'eau et c la masse de ciment de la composition pour 1m^3 de béton) supérieur à 0,43, le degré d'hydratation final devrait être égal à 1. Cependant, en raison d'une densification progressive de la couche d'hydrates autour des grains anhydres, l'hydratation n'est jamais complète. Mills **[Mills, 66]** propose une équation phénoménologique pour le calcul du degré d'hydratation final ξ_∞ :

$$\xi_\infty = \frac{1{,}031 \times e/c}{0{,}194 + e/c} \qquad \text{[I-12]}$$

Néanmoins, en comparant ses résultats expérimentaux aux modèles de Powers et Mills, Waller **[Waller, 99]** a mis en évidence le fait qu'aucun des deux modèles n'apporte une précision suffisante pour le calcul du degré d'hydratation final (la loi de Powers surestime le degré d'hydratation final alors que celle de Mills le sous-estime). Il a donc proposé une nouvelle fonction relation empirique :

$$\xi_\infty = 1 - e^{(-3.3e/c)} \qquad \text{[I-13]}$$

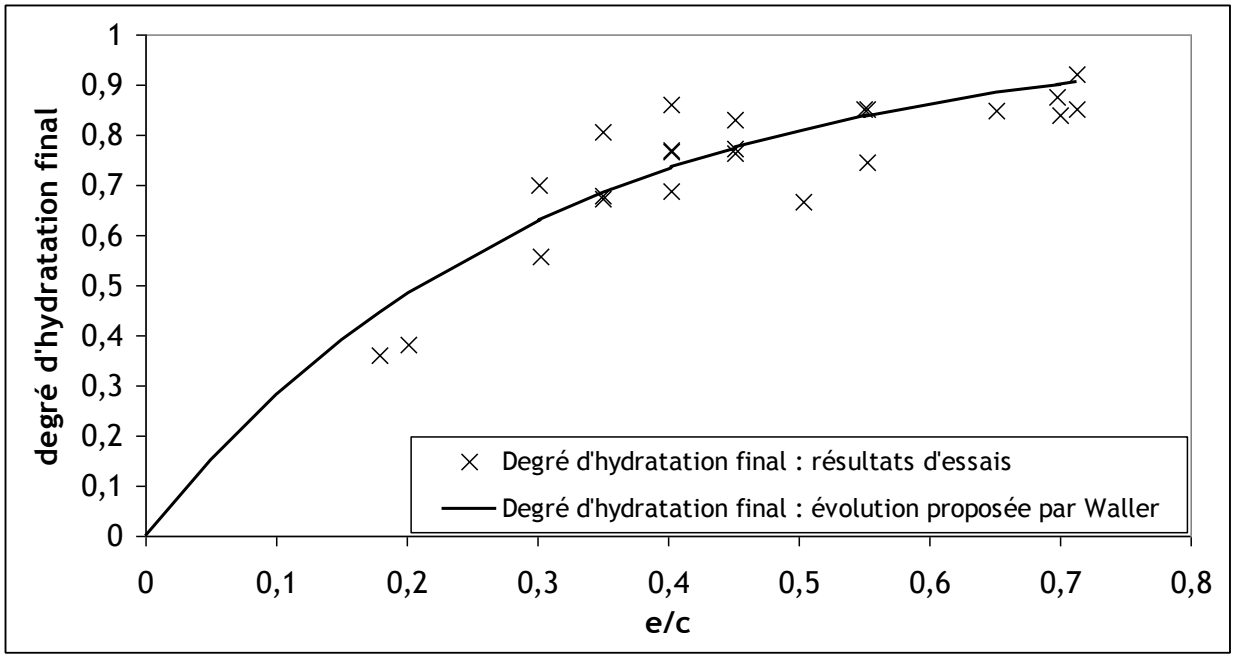


Figure I-2 : Valeur du degré d'hydratation final d'un CEM I **[Waller, 99]** en fonction du e/c

3. Influence de la température sur le degré d'hydratation et notion d'énergie d'activation

La réaction d'hydratation du béton est exothermique et thermo-activée. En effet, l'élévation de température qui accompagne l'hydratation du béton a pour conséquence d'accélérer le durcissement du béton. Ainsi, le seul paramètre temps ne suffit pas à décrire correctement l'avancement de la réaction d'hydratation et ce, notamment pour des pièces massives (pour lesquels l'échauffement à cœur peut être important). C'est pour cela que l'utilisation du degré d'hydratation est très intéressante. En effet, en exprimant l'évolution du degré d'hydratation global avec une loi d'Arrhenius **[Arrhenius, 15]**, on intègre la thermo-activation :

$$\dot{\xi} = f(\xi)\exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \qquad \text{[I-14]}$$

où *Ea* est l'énergie d'activation [J.mol^{-1}], *R* est la constante des gaz parfaits [8,314 J.mol^{-1}.K^{-1}] et *T* est la température absolue [K].

Ce concept repose sur la nature thermo-activée de chacune des réactions qui compose la réaction d'hydratation globale (équations [I-1] à [I-4]).

Une autre méthode découlant directement de l'équation [I-14] est l'utilisation du temps équivalent (*teq*), telle que :

$$teq(t) = \int_{S=0}^{S=t} \exp\left[\frac{Ea}{R}\left(\frac{1}{T(0)} - \frac{1}{T(s)}\right)\right] ds \qquad \text{[I-15]}$$

Ce temps équivalent est un temps fictif qui représente la maturité qu'aurait le même béton conservé à une température de référence (*T(0)*).

4. Détermination de l'énergie d'activation

Comme pour la détermination de la chaleur massique d'hydratation, Kishi et Maekawa **[Kishi et Maekawa, 94]** ont proposé des valeurs d'énergie d'activation pour chacun des constituants du clinker permettant ainsi de remonter à l'énergie d'activation du ciment à l'aide de sa formulation (cf. Tableau I-3).

Tableau I-3 : Valeur des énergies d'activation des constituants du ciment **[Kishi et Maekawa, 94]**

	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
Ea/R (K)	6000	3000	6500	3000

Récemment, Schindler **[Schindler, 04]** a également proposé une relation empirique permettant de calculer approximativement une énergie d'activation à partir de la surface spécifique de Blaine du ciment et du pourcentage massique de C_3A et de C_4AF. En effet, la détermination expérimentale de l'énergie d'activation est délicate.

$$E_a = 22100 \cdot P_{C_3A}{}^{0,3} P_{C_4AF}{}^{0,3} Blaine^{0,35} \qquad \text{[I-16]}$$

où P_{C_3A} est le pourcentage massique de C_3A, P_{C_4AF} est le pourcentage massique de C_4AF, et *Blaine* est la surface spécifique du ciment (m^2/kg)

Le projet national Calibé **[Calibé, 03]** propose deux méthodes d'identification de l'énergie d'activation à partir de deux essais dont les histoires thermiques sont différentes (températures de conservation différentes ou quantités de béton différentes). La première, appelée méthode des vitesses, considère l'accroissement du degré d'avancement. A travers l'analyse des deux essais, on détermine une courbe d'évolution de l'énergie d'activation « instantanée » en fonction du degré d'hydratation. La deuxième, appelée méthode de superposition, consiste quant à elle à calculer la meilleure valeur de l'énergie d'activation pour que les évolutions du degré d'hydratation (ou du dégagement de chaleur par gramme de ciment) ramenées en temps équivalent se superposent.

5. Modélisation de l'hydratation

a. Modélisation microscopique

Des modèles microscopiques 3D visant à décrire de façon la plus réaliste possible la formation de la microstructure au cours du temps ont été développés. Parmi les plus célèbres, on peut citer les modèles de Maekawa et al. **[Maekawa et al., 99]** (DUCOM), de Van Breugel **[Van Breugel, 97]** (HYDROSTRUC), le modèle de l'EPFL (µIC) **[Bishnoi et Scrivener, 08]** ou bien le modèle du NIST (CEMHYD3D) développé par Bentz **[Bentz et al., 00]** basé sur le modèle de Knudsen **[Knudsen, 84]**. Ces modèles semblent être capables de prédire correctement certaines propriétés physico-chimiques et mécaniques pour différentes formulations. Cependant, même en se limitant à la description de la pâte de ciment, les temps de calculs restent très longs. Récemment, Stefan **[Stefan, 09]** a généré des microstructures en se basant sur les modèle de Powers et Brownyard **[Powers et Brownyard, 47]** ou de Jennings et Tennis **[Jennings et Tennis, 94]** afin d'étudier le

seuil de percolation d'une pâte de ciment mais le passage à l'échelle du mortier reste très gourmand en termes de ressources informatiques ou nécessite l'utilisation de modèles d'homogénéisation.

Dans notre étude, nous avons choisi de rester à l'échelle macroscopique et de décrire l'évolution des cinétiques d'hydratation comme une fonction du temps en ne considérant qu'un degré d'hydratation global. En effet, nous n'étudions qu'une seule formulation et notre objectif est de décrire le comportement structurel d'un béton ce qui n'est pas compatible avec ce type de modèle.

b. Modélisation macroscopique

i. Modèles isothermes et endogènes

Plusieurs auteurs **[Gutteridge et Dalziel, 90], [Roelfstra et Salet, 94]** cités dans **[Buffo-Lacarrière, 07**] se sont attachés à proposer des lois empiriques donnant une évolution du degré d'hydratation du ciment en fonction du temps. Ces lois, bien que simples et donc pratiques, ont le défaut de ne pas prendre en compte la thermo-activation des réactions d'hydratation car elles se placent en conditions isothermes et endogènes.

ii. Modèle endogène

a) Modèles analytiques

Dès 1947, Powers et Brownyard **[Powers et Brownyard, 47]** ont développé un modèle capable de calculer les fractions volumiques des phases avec l'avancement de la microstructure en considérant trois phases principales : le ciment anhydre, l'eau et les hydrates. Ainsi, le volume total est divisé en cinq volumes (ciment anhydre, hydrates, eau des C-S-H, eau capillaire, retrait chimique) permettant de procéder au calcul des proportions des phases en fonction du degré d'hydratation.

Le modèle de Jennings et Tennis **[Jennings et Tennis, 94]** repart des équations de Bogue modifiées par Taylor **[Taylor, 89]**, pour calculer les fractions volumétriques de chaque phase minéralogique trouvée dans le ciment anhydre (clinker). Le degré d'hydratation de chaque phase est alors calculé à l'aide de l'équation d'Avrami **[Avrami, 39]** :

$$\alpha_i = 1 - \exp(-a_i (t - b_i)^{c_i}) \qquad \text{[I-17]}$$

où a_i, b_i, c_i sont des paramètres identifiés sur phase pure.

Le degré d'hydratation total étant ensuite calculé par une moyenne pondérée des degrés d'hydratation de chacune des phases.

Les principaux avantages des modèles analytiques sont la simplicité et la rapidité des calculs. Par contre, ils ne sont pas capables de décrire l'effet de la finesse du ciment ou les interactions entre les phases.

b) Modèle thermo-chimique et notion d'affinité chimique

En utilisant l'âge équivalent (équation [I-15]) comme variable dans l'équation :

$$dA = -B d\varepsilon_{ii} - L \frac{dT}{T(0)} \qquad \text{[I-18]}$$

découlant des expressions de l'énergie libre et des équations d'état **[Torrenti et al., 04]**, et en négligeant la dépendance de l'affinité chimique aux déformations volumiques, on trouve :

$$\tilde{A}(\xi) = \frac{A}{\eta(\xi)} = \frac{d\xi}{dt}\exp\left(\frac{Ea}{RT}\right) = \exp\left(\frac{Ea}{RT}\right)\frac{d\xi}{dteq} \qquad \text{[I-19]}$$

où $\tilde{A}(\xi)$ est une affinité normalisée, *Ea* est l'énergie d'activation [J.mol^{-1}], *R* est la constante des gaz parfaits [8,314 J.mol^{-1}.K^{-1}], *T* est la température en Kelvin, et *teq* est le temps équivalent. Le facteur $\eta(\xi)$ traduit le phénomène de micro-diffusion de l'eau à travers les couches d'hydrates formées pour accéder aux anhydres et l'influence de l'avancement de la réaction d'hydratation sur ce phénomène (Figure I-3).

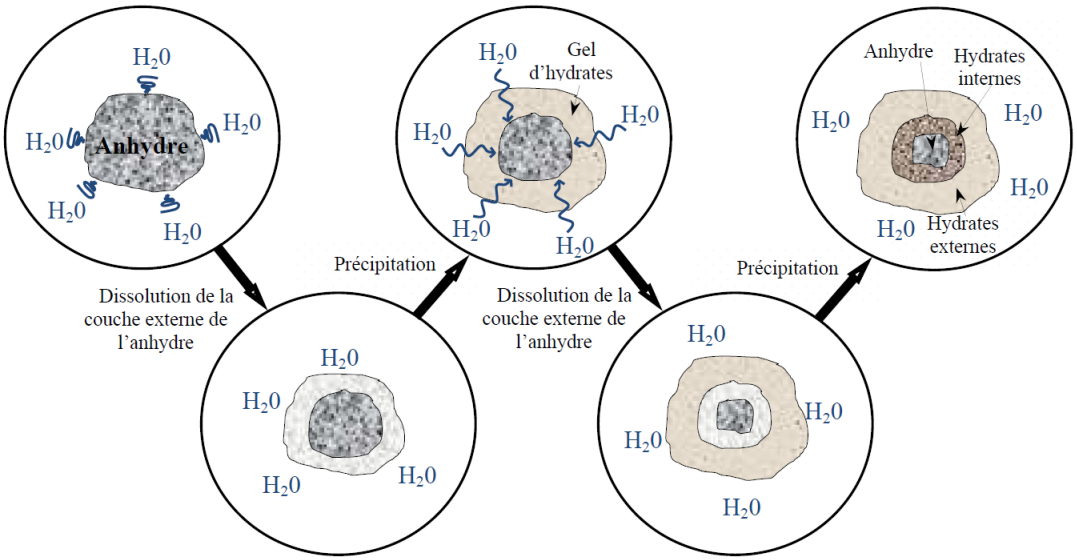


Figure I-3 : Schéma d'hydratation d'un anhydre

Cette affinité est un paramètre intrinsèque permettant de décrire l'évolution du degré d'hydratation. Elle décrit le processus de dissolution/précipitation et de micro-diffusion de l'eau qui réagit avec les grains de ciment anhydres.

L'évolution du degré d'hydratation peut donc être décrite par la relation suivante **[Regourd et Gautier, 80] [Atkins, 94] [Ulm et Coussy, 98]** :

$$\dot{\xi} = \tilde{A}(\xi)\exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \qquad \text{[I-20]}$$

où ξ est le degré d'hydratation, $\tilde{A}(\xi)$ est l'affinité chimique normalisée, *Ea* est l'énergie d'activation [J.mol^{-1}], *R* est la constante des gaz parfaits [8,314 J.mol^{-1}.K^{-1}] et *T* est la température en Kelvin. Il est rappelé que cette équation a été obtenue empiriquement pour des systèmes chimiques homogènes ne comprenant qu'une seule réaction. Les matériaux cimentaires étant à la fois multiphasiques et multi-réactifs, il faut considérer ici une énergie d'activation globale de la réaction d'hydratation.

La description de l'évolution du degré d'hydratation est donc pilotée par l'énergie d'activation et l'affinité chimique qui nécessitent une détermination expérimentale.

c) Détermination de l'évolution de l'affinité chimique

L'évolution de l'affinité chimique en fonction du degré d'hydratation peut être déterminée par un essai de calorimétrie adiabatique ou semi adiabatique (avec corrections des pertes) mais également à partir de l'évolution des résistances en compression.

- *Détermination de l'affinité chimique par calorimétrie*

En condition adiabatique (sans échange de chaleur), l'équation de conservation de la chaleur se simplifie et devient :

$$C\frac{\partial Tad}{\partial t} = \dot{Q} \text{ avec } \dot{Q} = Q_\infty \tilde{A}(\xi)\exp\left(-\frac{Ea}{RTad}\right) \qquad \text{[I-21]}$$

Q est la quantité de chaleur [J.m^{-3}], Tad est la température adiabatique [K], C la capacité thermique volumique [J.m^{-3}.K^{-1}], et $\tilde{A}(\xi)$ est une affinité normalisée et Q_∞ la chaleur totale dégagée en fin de réaction (Q_∞=Q(t=∞)).

On peut donc en déduire directement l'expression de l'affinité chimique :

$$\tilde{A}(\xi) = \frac{\rho\, C}{Q_\infty}\frac{\partial Tad}{\partial t}\exp\left(\frac{Ea}{RTad}\right) \qquad \text{[I-22]}$$

- *Détermination de l'affinité chimique en utilisant l'évolution des résistances en compression*

Ulm et Coussy **[Ulm et Coussy, 98]** ont montré que l'on peut retrouver des résultats similaires en se basant sur l'évolution des résistances en compression à condition de définir cette fois-ci le degré d'hydratation par rapport à la résistance en compression (cf. Figure I-4)

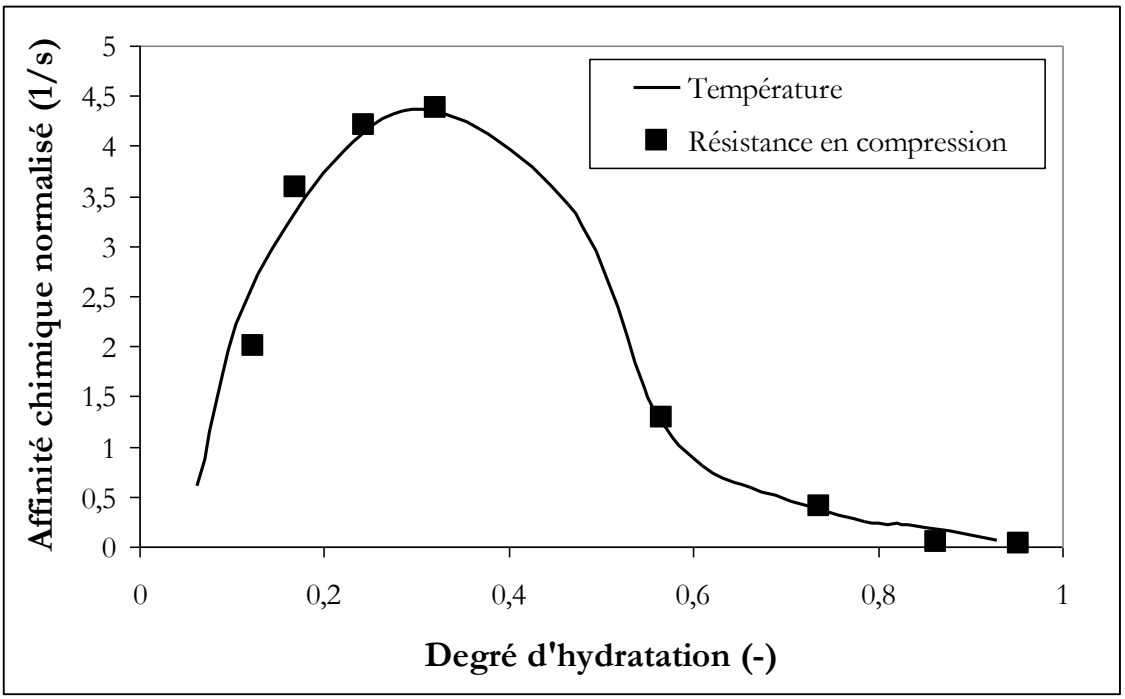


Figure I-4 : Affinité normalisée déterminée à partir d'un essai calorimétrique adiabatique et de l'évolution isotherme de la résistance **[Ulm, 99]**

iii. Modèle thermo-hydro-chimique

Enfin, il est nécessaire de prendre en compte l'influence de l'humidité interne du béton surtout pour les structures minces soumises à la dessiccation (la réaction d'hydratation s'arrête dès lors que l'humidité relative descend en dessous d'environ 70%).

Le modèle de Bažant et Wittmann **[Bažant et Wittmann, 82]** cité dans **[Granger, 96]** ajoute au modèle thermo-chimique précédemment cité la dépendance à l'humidité relative interne à l'aide d'une fonction unique.

Oh et Cha **[Oh et Cha, 03]** ont repris l'idée de l'énergie d'activation thermique pour l'appliquer aux phénomènes hydriques et ainsi introduire une énergie d'activation hydrique dépendant du rapport e/c de départ et de la quantité d'eau disponible à chaque instant.

iv. Extension des modèles aux liants composés

De nos jours, les additions telles que les laitiers, les fumées de silice ou les cendres volantes sont couramment utilisées. Ces produits sont également réactifs et d'autres modèles permettant de prendre en compte les nouvelles réactions ont été développés (**[Waller, 99] [De Schutter, 99a]**). Néanmoins, ces deux modèles ne concernent que des modélisations en conditions endogènes puisque l'effet de l'hygrométrie n'est pas pris en compte.

Actuellement, le modèle le plus complet est vraisemblablement le modèle proposé par Buffo-Laccarrière **[Buffo-laccarrière, 07].** En effet, elle propose un modèle multiphasique déterminant les degrés d'hydratation ainsi que les états hydriques et thermiques prenant en compte une loi de cinétique propre à chaque phase anhydre (clinker et additions minérales). Ces lois cinétiques considèrent les interactions entre les différentes phases ainsi que l'effet de la teneur en eau et de la température sur ces cinétiques de réaction.

6. Transferts thermiques

Comme nous l'avons vu, la température est une donnée fondamentale du comportement thermo-chimique macroscopique du béton au jeune âge. Il est donc nécessaire de pouvoir calculer à tout moment les champs de température au sein d'un élément massif.

a. Equation de la chaleur

L'évolution de la température au sein d'un élément en béton peut être obtenue par résolution de l'équation de la chaleur qui inclut le dégagement de chaleur dû à la réaction d'hydratation :

$$C\dot{T} = \nabla\left(k\nabla T\right) + \dot{Q} \qquad \text{[I-23]}$$

où Q est la quantité de chaleur dégagée par la réaction [J.m^{-3}], k est le coefficient de conduction thermique [W.m^{-1}.K^{-1}] et C la capacité thermique volumique [J.m^{-3}.K^{-1}].

b. Coefficient de conduction thermique

D'après Mounanga **[Mounanga, 04]**, la conductivité thermique d'un béton atteint rapidement une valeur stable. La valeur finale dépend de nombreux paramètres qui peuvent être constants ou non au cours de l'hydratation (composition du béton, type de granulat mais également la teneur en eau, la porosité, le degré d'avancement ou la température). Néanmoins, selon Torrenti et Buffo-Laccarrière **[Torrenti et Buffo-Lacarrière, 10]** les deux principaux paramètres, dont l'influence est non négligeable, sont la composition du béton (y compris la nature des granulats) et le pourcentage d'armatures pour les éléments de béton armé (le calcul des bornes de variation au moyen d'une technique d'homogénéisation est possible **[Acker, 90]**). Toutefois, au jeune âge dans les structures massives (objet de notre étude) des températures importantes peuvent être atteintes et il nous apparait important de rappeler également ici l'effet de la température sur l'évolution de la conduction thermique.

i. Influence de la composition du béton (et du type de granulats)

Dans le cadre du projet IPACS (Improved production of advanced concrete structure), Lura et Van Breugel **[Lura et Van Breugel, 01]** ont proposé des valeurs de conductivité thermique pour chacun des constituants d'un béton ordinaire (ciment, agrégat, eau) en adoptant une moyenne massique pour calculer la valeur du béton (cf. Tableau I-4). D'un point de vue théorique, ce calcul est faux puisque cette valeur dépend de l'arrangement entre les différentes phases et un calcul de type homogénéisation est plus adapté **[Mounanga, 04]**. Des simulations sur des structures soumises à un retrait gêné ont montré qu'une variation de 5% dans le choix de la valeur du coefficient de conductivité thermique apparaissait comme négligeable dans le calcul du risque de fissuration.

Tableau I-4 : Conductivité thermique des constituants de départ d'un béton ordinaire

Constituant	*Ciment*	*agrégats*	*Eau*
Conductivité thermique ($W.m^{-1}.K^{-1}$)	1,23	3,089	0,599

Neville **[Neville, 00]** cité dans **[Buffo-Laccarrière, 07]** a mis en évidence le rôle du type de granulats utilisés sur la valeur de la conductivité thermique du béton (cf. Tableau I-5).

Tableau I-5 : Conductivité thermique de béton à base de granulats différents **[Neville, 00]**

Type de granulats	*Conductivité du béton ($W.m^{-1}.°C^{-1}$)*
Quartzite	3,5
Dolomite	3,3
Calcaire	3,2
Grès	2,9
Granite	2,6
Basalte	2
Schiste expansé	0,85
Baryte	2

ii. Influence de la température

Egalement dans le cadre du projet IPACS, Morabito **[Morabito, 01]** a proposé une évolution du coefficient de conduction thermique en fonction de la température (cf. Figure I-5). Dans les gammes usuelles de température (10 à 70°C), ce coefficient varie d'environ 10%.

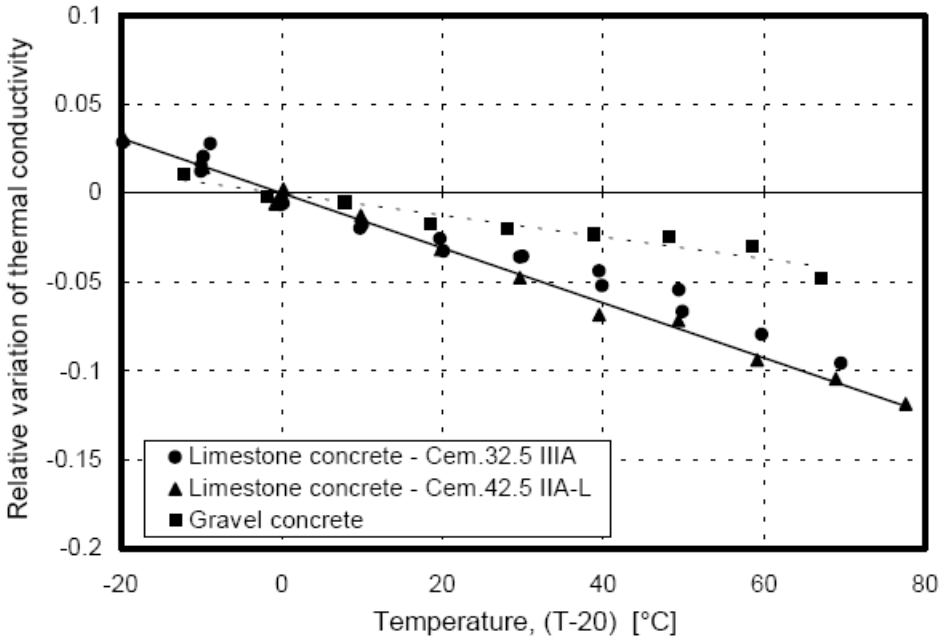


Figure I-5 : Variation relative du coefficient de conduction thermique en fonction de la température

c. Capacité thermique massique

La capacité thermique d'un béton présente une variabilité importante (de 800 à 1400 $J.K^{-1}.Kg^{-1}$) et nécessite donc une détermination précise. Bien que la capacité thermique massique du béton frais puisse être calculée à partir de sa composition (Tableau I-6), celle-ci ne reste pas constante au cours de l'hydratation. En effet, Bastien et Khelidj **[Bastien et Khelidj, 95]** et de Schutter et Taerwe **[de Schutter et Taerwe, 95]** ont observé une diminution de la capacité calorifique au cours de l'hydratation qui pourrait être attribuée à la fixation de l'eau dans les hydrates **[Whiting et al.,78]**.

Tableau I-6 : Capacité thermique massique des constituants du béton **[de Larrard, 00]**

Constituant	*Capacité thermique massique à 20°C ($J.K^{-1}.kg^{-1}$)*
Granulats siliceux	730
Granulats calcaires	840
Granulats dolomitique	890
Ciment Anhydre	760
Fumée de silice	730
Cendre volante	730
Eau	4186

Dans le projet IPACS, Lura et Van Breugel **[Lura et Van Breugel, 01]** ont relié la capacité thermique et le degré d'hydratation à l'aide de la loi suivante traduisant une diminution de la capacité thermique volumique avec l'avancement de la réaction d'hydratation:

$$C(\xi) = C_0 - \frac{c_{bindw} w_{cement} \xi \, C_{water}}{\rho_{concrete}} \qquad \text{[I-24]}$$

où C_0 est la capacité thermique volumique initiale calculée à partir de la composition du béton (ciment anhydre, eau, granulat), ξ est le degré d'hydratation [-], c_{bindw} est un coefficient qui prend en compte comment chimiquement et physiquement l'eau influence la capacité thermique (égal à 0,2), w_{cement} est la quantité de ciment de la composition [kg.m^{-3}], C_{water} est la capacité thermique massique de l'eau et $\rho_{concrete}$ est la masse volumique du béton.

D'autre part, la capacité thermique est variable en fonction de la température (Figure I-6). D'après Waller et Miao **[Waller et Miao, 04]** et Loukili et al. **[Loukili et al., 00]**, ces deux évolutions se compenseraient de sorte qu'il serait raisonnable de considérer la valeur de la capacité thermique du béton frais constante sur la durée de l'hydratation. Toutefois, Lura et Van Breugel **[Lura et Van Breugel, 01]** propose une équation permettant le calcul de la capacité thermique en fonction de la température et du degré d'hydratation.

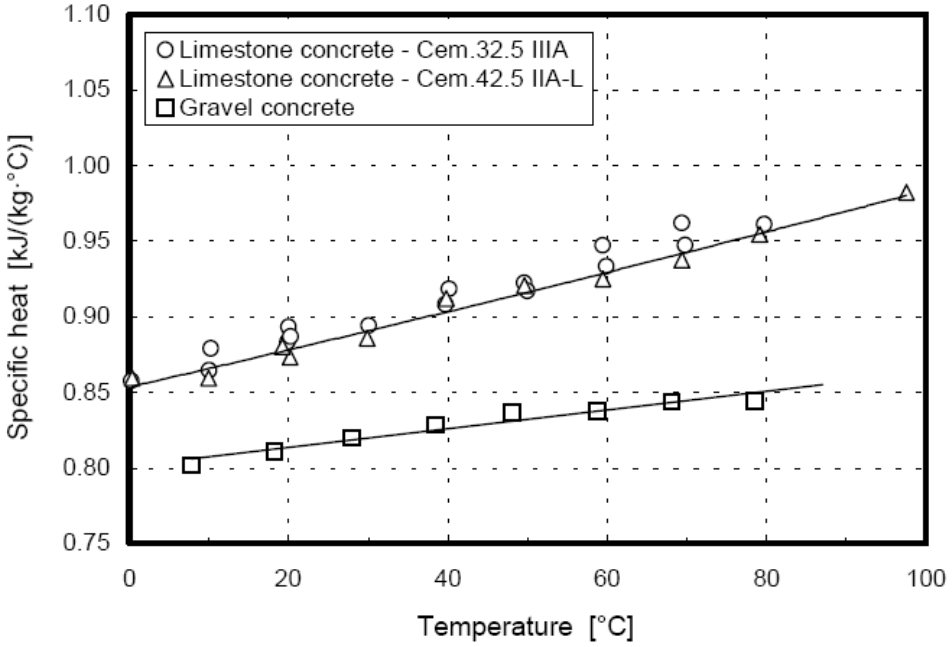


Figure I-6 : Evolution de la capacité calorifique en fonction de la température **[Morabito, 01]**

d. Terme source : la chaleur latente d'hydratation

Dans l'équation [I-23], le terme $\dot{Q}$ représente le dégagement de chaleur dû à la nature exothermique de la réaction du béton. Comme nous l'avons vue précédemment, la quantité de chaleur dégagée est proportionnelle au degré d'hydratation :

$$\dot{Q} = L\dot{\xi} \qquad \text{[I-25]}$$

où L est la chaleur latente d'hydratation (quantité totale de chaleur dégagée par la réaction d'hydratation) et ξ est le degré d'hydratation.

La chaleur latente d'hydratation peut se calculer à partir de la composition du ciment, comme nous l'avons vu au paragraphe I.A.2.a, en tenant compte du fait que les réactions ne sont pas complètes.

Expérimentalement, la chaleur d'hydratation globale peut être déterminée directement par calorimétrie semi-adiabatique (norme **[NF EN 196-9]**). Cette méthode utilise des calorimètres semi-adiabatiques de type Langavant. La méthode consiste à mesurer la température d'un échantillon de mortier, puis à corriger les pertes de chaleur du calorimètre afin d'obtenir la courbe théorique de température dans des conditions adiabatiques. La valeur de la chaleur d'hydratation est alors obtenue par l'équation suivante :

$$L = C\frac{T_\infty^{ad} - T_0^{ad}}{\xi_\infty} \qquad \text{[I-26]}$$

où T_0^{ad} et T_∞^{ad} représentent respectivement la température adiabatique initiale et finale, C est la capacité calorifique volumique et ξ_∞ est le degré d'hydratation final.

e. Conditions aux limites thermiques

Les champs de température au sein d'un élément massif dépendent fortement de la quantité de chaleur échangée entre le béton et le milieu environnant. Ces échanges peuvent être de type convectif ou rayonnant.

i. Conditions aux limites de type convectif

Les conditions aux limites de type convectif s'expriment en termes de flux de chaleur et s'écrivent sous la forme suivante :

$$\varphi_{conv} = h_{conv}\left(T_s - T_{ext}\right)\mathbf{n} \qquad \text{[I-27]}$$

où h_{conv} est le coefficient d'échange par convection [W.m^{-2}.K^{-1}], T_s est la température à la surface de l'élément [K]; T_{ext} est la température extérieure [K] et $\mathbf{n}$ est le vecteur unitaire normal à la surface (orienté vers l'extérieur).

La principale difficulté dans l'utilisation de ce type de conditions aux limites réside dans le choix du coefficient d'échange par convection. Une valeur avoisinant 10Wm^{-1}K^{-1} est souvent utilisée dans la littérature **[Boussa, 00] [Buffo-Lacarrière, 07] [Jeon et al., 08] [Projet CEOS.fr, 09] [Azenha et al., 09]**. Néanmoins, Lee **[Lee et al., 09]** ont mis en évidence expérimentalement que ce coefficient d'échange dépend fortement de la vitesse du vent, de la température ambiante et des conditions de cure. Dès 1954, Mac Adams **[Mac Adams, 54]** avait proposé le calcul du coefficient de convection à partir de la vitesse du vent. Egalement, le manuel du code de calcul CESAR-LCPC **[CESAR LCPC]** propose des valeurs standards de ce coefficient en fonction du type de coffrage et de la ventilation. Il convient donc d'apporter une attention particulière au choix de ce coefficient.

ii. Conditions aux limites de type rayonnement

La loi de Stefan Boltzmann permet de prendre en compte le rayonnement de la paroi vers le milieu extérieur :

$$\varphi_{ray} = \sigma\varepsilon\left(T_s^{\,4} - T_{ext}^{\,4}\right)\mathbf{n} \qquad \text{[I-28]}$$

où σ est la constante de Stefan Boltzmann [5,67.10^{-8} W.m^{-2}.K^{-4}], ε est l'émissivité de la surface [-], T_s est la température à la surface de l'élément [K]; T_{ext} est la température extérieure [K] et $\mathbf{n}$ est le vecteur unitaire normal à la surface.

Par souci de simplification et vu la faible plage de variation de la température vis-à-vis des échanges par rayonnement, l'équation [I-28] peut être linéarisée **[Hernot et Porcher, 84]** pour être intégrée au coefficient global d'échange :

$$h_{ray} = 4\sigma\varepsilon T_{moy}^{3} \qquad \text{[I-29]}$$

où h_{ray} est le coefficient de convection équivalent correspondant au rayonnement [$W.m^{-2}K^{-1}$], *Tmoy* est la température moyenne ((T_s+T_{ext})/2)[K].

B. Composition du béton et principales caractéristiques à l'état frais

Cette formulation a déjà été étudiée dans trois thèses : **[Granger 96]**,**[Omar 04]** et **[Reviron 09]** Cependant, on note quelques légères différences entre ces formulations, ainsi qu'avec la formulation d'origine fournie par EDF. Outre les problèmes d'approvisionnement, la principale différence entre ces formulations est la quantité d'eau. En effet, **[Reviron 09]** a légèrement augmenté la quantité d'eau pour obtenir la même rhéologie (affaissement) que lors du coulage de l'enceinte. Nous avons donc repris cette formulation.

Tableau I-7 : Compositions du béton B11

	Ciment	**Sable (0/4)**	**G1 (4/12,5)**	**G2 (10/20)**	**Eau**	**Super-plastifiant**	**Slump**	**Air occlus**
	[kg/m³]	**[kg/m³]**	**[kg/m³]**	**[kg/m³]**	**[L/m³]**	**[Kg/m³]**	**[cm]**	**[%]**
EDF	350 (« CPJ55 »)	772	316	784	195	1,225 (Plastiment HP)	10,6	NC
Granger	350 (« CPJ45 »)	772	316	784	195	1,225 (Plastiment HP)	9,1	2,9
Omar	350 (CEM II 42,5)	772	316	784	195	1,3 (Glénium 21)	9	NC
Reviron	**350** (CEM II 42,5)	**772**	**316**	**784**	**201**	**1,225** (Plastiment HP)	**10,67**	**2,6**

- Les granulats utilisés pour notre étude sont de nature calcaire et sont appelés « calcaire du Rochereau ». Les granulats utilisés proviennent de la même carrière qu'à l'époque de la construction de la centrale étudiée : la carrière de Saint Maurice la Clouère (Vienne).

- Le ciment utilisé à l'époque de la construction de la centrale, un CPJ 55 PM provenant de l'usine d'Airvault, n'existe plus. Il correspond aujourd'hui au CEM II / A-LL 42,5 R CE PM-CP2. La classe vraie de ce ciment est de 50,66 MPa et la masse volumique de 3100 kg.m^{-3}.

Tableau I-8 : Temps de malaxage du béton B11

	Temps de malaxage
Materiaux secs	1min
Eau + 1/3 adjuvant	2min30
2/3adjuvant	1min30

C. Evolution du degré d'hydratation

Comme nous l'avons vu dans la partie bibliographique de ce premier chapitre, l'évolution du degré d'hydratation peut être obtenue par des essais calorimétriques, par des essais visant à déterminer la quantité d'eau chimiquement liée ou à partir de la résistance en compression. Les résultats de

l'évolution de la résistance en compression seront présentés et analysés dans la partie concernant le comportement mécanique. Nous allons dans un premier temps nous intéresser aux essais de type calorimétrie semi-adiabatique.

En effet, les essais adiabatiques sont difficiles à mettre en œuvre puisque les pertes de chaleur de l'échantillon vers l'environnement extérieur doivent être éliminées par le maintien de l'environnement de l'échantillon à la même température que l'échantillon lui-même. Cela nécessite donc une source de chaleur asservie. Nous pouvons par exemple citer les travaux suivants : **[Suzuki et al., 89]**, **[Coole, 88], [Bamforth, 77],** et **[Costa, 79]** (une revue plus exhaustive des différents calorimètres adiabatiques est disponible dans **[Springenschmid, 98]**).

1. Essai QAB

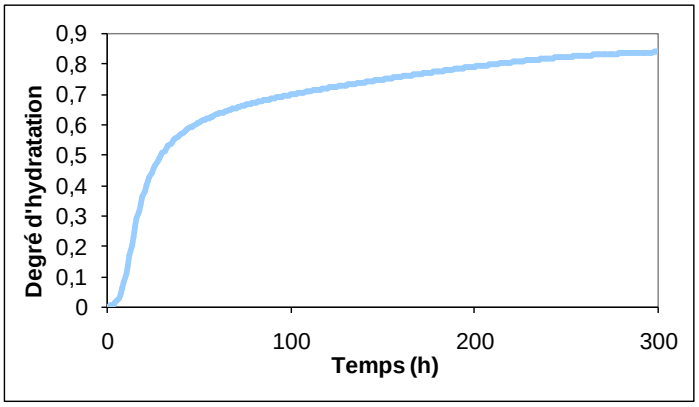
L'essai QAB (acronyme de quasi-adiabatique) a été développé au LCPC **[Acker, 86]**. Il consiste à couler une éprouvette 16x32cm dans un moule en carton puis à introduire l'éprouvette dans une boite isolée. On mesure alors la température au cœur de l'éprouvette de béton ainsi que celle de l'environnement extérieur (régulée à 20°C±1°C) à l'aide d'un thermocouple relié à un système d'acquisition.

Les données brutes de l'essai se composent donc de deux courbes de température. Bien que les résultats semblent simples, l'analyse des résultats n'est pas évidente. En effet, la détermination du degré d'hydratation se fait à partir de la quantité de chaleur dégagée (proportionnelle à la température adiabatique du béton). Or celle-ci peut être calculée de différentes façons. En effet, le champ de température est quasiment uniforme dans le béton alors qu'il est fortement hétérogène dans l'isolant. Le calcul analytique de la quantité de chaleur accumulée n'est donc pas possible, or ce terme est nécessaire pour le calcul exact de la correction). Nous avons choisi d'utiliser la relation suivante car c'est celle qui nous parait la plus représentative de ce qu'il se passe dans l'essai :

$$q(t) = C_{béton}\left(T_{adiab}(t) - T_{beton}(0)\right) = C_{tot}\left(T_{beton}(t) - T_{beton}(0)\right) + \int_0^t \left(a + b\theta(t)\right)\theta(t)dt \qquad \text{[I-30]}$$

où C_{beton} est la capacité calorifique du béton seul [J/°C], C_{tot} la est capacité calorifique totale (béton + calorimètre), a [J/h] & b [J/h/°C] sont les coefficients de déperdition du calorimètre, t [heure] est le temps lors de l'essai QAB, T_{ext} [°C] est la température extérieure, T_{beton} [°C] est la température du béton mesurée, q [J] est le dégagement de chaleur, θ [°C] = T_{beton} - T_{ext} est l'échauffement.

Les évolutions de l'affinité chimique et du degré d'hydratation sont obtenues pour notre composition de béton sont présentés sur la Figure I-7. L'énergie d'activation utilisée est égale à 45 730 KJ.mol^{-1} (basée sur un rapport du CTG pour ce ciment). L'utilisation des énergies d'activation proposées par Kishi donne une énergie d'activation de 42 380 KJ.mol^{-1}. L'évolution ainsi obtenu peut paraître élévé au jeune âge compte tenu du fait que le ciment utilisé est un CEM II. Toutefois la fiche technique du ciment (cf. annexe D) indique que le ciment est constitué de 92% de clinker ce qui peut expliquer la rapidité de l'hydratation au très jeune âge.



(a)

(b)

Figure I-7 : Evolution du degré d'hydratation à 20°C obtenue à partir d'un essai QAB (a) ; photo du calorimètre QAB (LCPC)(b)

L'affinité chimique est approchée avec une loi polynomiale du sixième degré afin de pouvoir être introduite dans un code de calcul par éléments finis. D'autres types de relations (toutes aussi empiriques) sont utilisables **[Cervera et al., 99] [Lackner et Mang, 04]** mais donnent, dans notre cas, de moins bons résultats.

2. Essai Langavant

L'énergie d'activation étant un paramètre important, nous avons voulu déterminer sa valeur à partir de mesures. Pour cela, nous avons réalisé des essais de calorimétrie quasi-adiabatique en utilisant une bouteille de Langavant avec deux quantités de mortier de béton équivalent (composition en annexe A) différentes (0,54l et 0,28l). L'utilisation d'un mortier de béton équivalent (MBE) se justifie ici car la taille des plus gros granulats (20mm) du béton ne permettrait pas d'avoir un volume élémentaire représentatif à l'intérieur de la bouteille de Langavant (dimension de l'échantillon dans un essai Langavant : diamètre 7cm, hauteur 15cm). C'est une des causes principales qui ont poussé le LCPC à développer l'essai QAB. Néanmoins, Schwartzentruber et Catherine **[Schwartzentruber et Catherine, 00]** ont montré que bien qu'initialement formulé à des fins rhéologiques, la représentativité du MBE par rapport au béton de référence était également bonne pour la détermination de l'énergie d'activation.

Le principe du mortier de béton équivalent est basé sur le fait qu'il existe une corrélation simple reliant les propriétés rhéologiques d'un béton et du mortier qui le compose. D'après les résultats et recommandations du projet national Calibé **[Calibé, 03]**, l'utilisation du MBE est également valable pour la calorimétrie.

Il existe deux méthodes pour obtenir le mortier de béton équivalent. La première consiste à tamiser le béton frais au tamis de 5mm. La deuxième prévoit la correction de la composition du mortier composant le béton de manière à ce que la surface granulaire du MBE soit la même que celle du béton. Ainsi, on remplace les gros granulats du béton par une quantité de sable ayant la même surface spécifique. Les surfaces spécifiques du sable et des granulats sont obtenues à partir des courbes granulaires en calculant la surface spécifique d'une particule moyenne de chaque classe granulaire (en considérant que les particules sont des sphères parfaites). Il est à noter que la composition du MBE conserve le même rapport E/C mais ne représente plus 1m^3 de matériau. D'autre part, pour que le MBE soit correctement représentatif, l'utilisation d'un sable et de granulat de même nature est nécessaire.

Deux essais avec deux quantités de MBE différentes afin d'obtenir deux histoires de température différentes ont été réalisés. Pour ces essais, une enceinte climatique régulée à 20°C a été utilisée. Les

résultats sont présentés sur la Figure I-8 (les pics de températures correspondent à l'ouverture brève de l'enceinte. Une autre solution consiste à garder la même quantité de mortier mais d'imposer deux températures initiales et extérieures différentes **[D'Aloïa et Chanvillard, 02]**

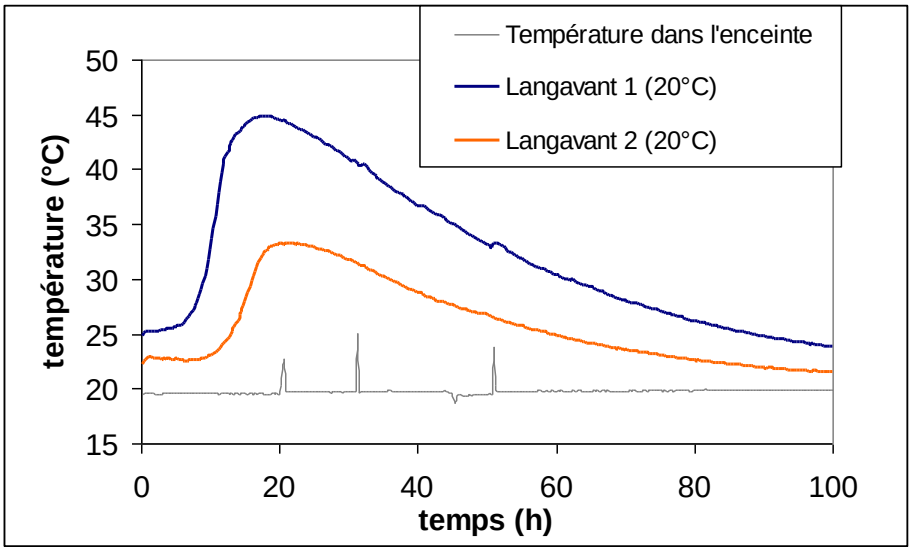


Figure I-8 : Evolution des températures mesurées au cours des essais de type Langavant (Masse Langavant 1 = 1150g; Masse de MBE Langavant 2 = 600g)

A partir de ces courbes d'évolution des températures, on peut définir la quantité de chaleur dégagée par chacune des deux éprouvettes. En rapportant cette quantité à un gramme de ciment, les quantités de chaleur doivent se superposer (en temps équivalent). La méthode de superposition consisterait à trouver la valeur optimale de l'énergie d'activation pour obtenir l'écart le plus faible. Dans notre cas, on remarque qu'avec une valeur de E_a/R égale à 5500 K, on obtient une bonne concordance bien qu'en fait, dans la première partie, il faudrait une énergie d'activation plus importante et, dans la seconde partie, une énergie d'activation plus faible. Bien que l'utilisation de deux énergies d'activation différentes ($E_a/R1$ = 9944 K ; $E_a/R2$=4800 K) ou d'une énergie d'activation évolutive en fonction de la température puisse être envisagé, nous prendrons une énergie d'activation unique (E_a/R = 5500 K). Nous verrons par la suite, que la connaissance précise de l'énergie d'activation n'est en fait pas requise dans notre étude.

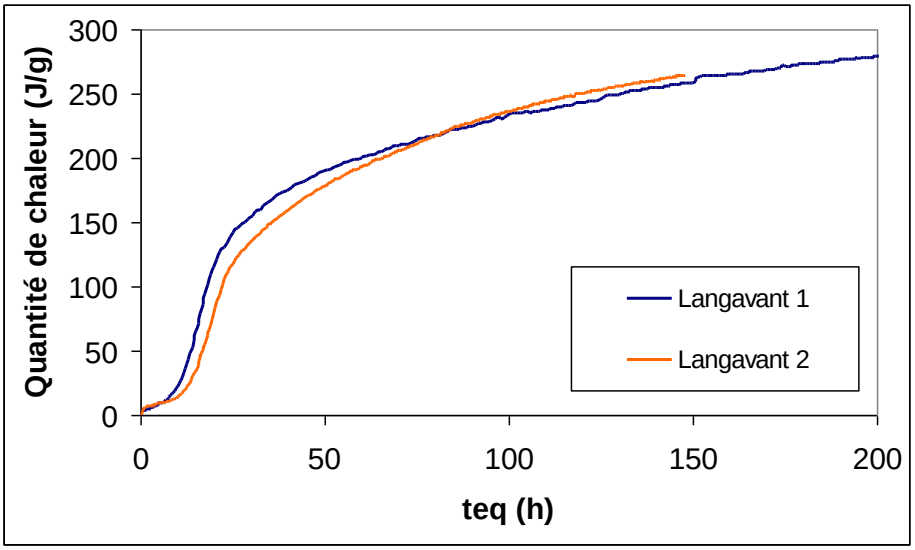


Figure I-9 : Evolution des dégagements de chaleur (J/g de ciment) des essais Langavant

Pour valider l'utilisation du MBE en calorimétrie, nous avons voulu comparer les résultats concernant l'affinité chimique obtenue par l'essai QAB et par un des deux essais Langavant. En termes de cinétique, les résultats sont très concordants avec cependant une amplitude légèrement plus faible pour l'essai Langavant.

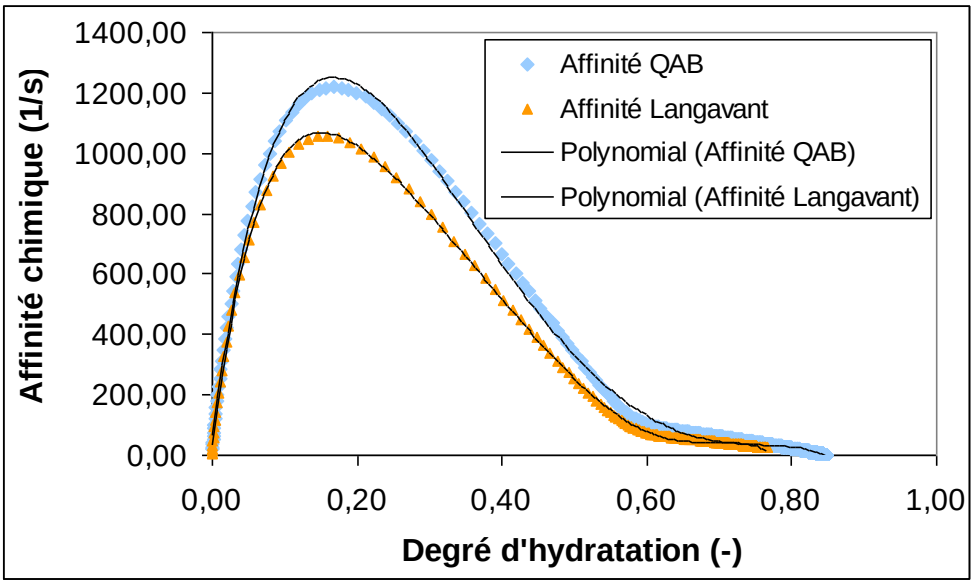


Figure I-10 : Comparaison des affinités chimiques obtenues par l'essai QAB et par l'essai Langavant

3. Mesure du degré d'hydratation par perte au feu

Les essais par perte au feu réalisés se basent sur les modes opératoires recommandés dans le projet GranDuBé **[GranDubé, 07]**. L'essai consiste à mesurer la quantité d'eau liée aux hydrates contenue dans un béton (par perte au feu à 550°C dans notre cas). A l'origine, ce mode opératoire est préconisé pour estimer le degré d'hydratation de béton ayant au moins 28 jours (afin que le degré d'hydratation soit proche du degré d'hydratation final). Dans notre cas, nous cherchons à en déterminer l'évolution. C'est pourquoi nous avons choisi à différentes échéances de maturité (1 jour, 2 jours, 3 jours et 7 jours ; conservation à 20°C) d'arrêter l'hydratation par cryo-sublimation. Il est à noter que ces essais ont été menés sur des échantillons de MBE.

La cryo-sublimation consiste tout d'abord à refroidir très rapidement (dans l'azote liquide) les échantillons afin de faire geler l'eau libre sans changement de volume de l'eau (dû au changement de phase). Ensuite, les échantillons sont placés sous vide à température ambiante. A faible pression, lors de la remontée en température de l'eau, celle-ci se transforme directement en vapeur d'eau et est aspirée par du gel de silice situé dans la cloche à vide. Ainsi, l'hydratation ne peut plus se poursuivre et la microstructure n'est que très faiblement altérée **[Gallé, 01]**.

La mesure du degré d'hydratation se fait en comparant les masses d'échantillons à 80 et 550°C en se basant sur l'hypothèse qu'à 550°C toute l'eau liée aux hydrates est évaporée **[Grandubé, 07]** et sur les quantités d'eau nécessaires à l'hydratation du ciment présenté dans le Tableau I-2. Les résultats de ces essais sont présentés et comparés aux résultats issus de la calorimétrie semi-adiabatique sur la Figure I-11. Les traits verticaux sur les points expérimentaux des valeurs par perte au feu correspondent aux valeurs maximales et minimales obtenues (3 échantillons testés à chaque échéance). Cette comparaison montre un bon accord entre les deux méthodes.

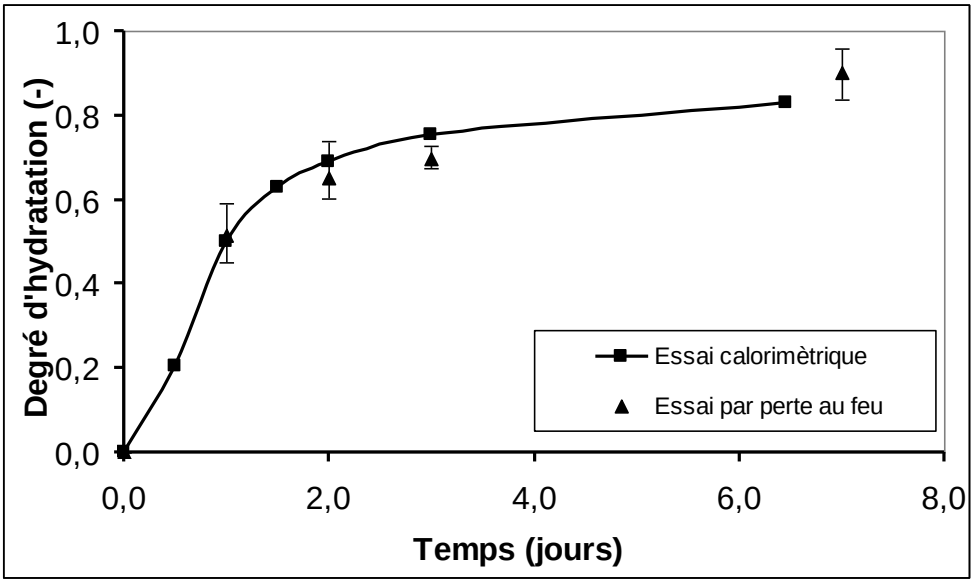


Figure I-11 : Evolution des degrés d'hydratation obtenus par perte au feu et par calorimétrie (essai QAB)

D. Transfert de chaleur (coefficient de conduction et de convection)

1. Coefficient de conduction thermique du béton

La mesure du coefficient de conduction thermique du béton peut se faire par un essai simple qui consiste à mesurer le gradient de température d'une plaque de béton en régime permanent. Pour cela, on utilise une résistance chauffante plate (de la même dimension que la plaque de béton) que l'on positionne entre une plaque d'isolation et l'échantillon que l'on teste. En utilisant ensuite la loi de Fourier, on remonte à la valeur de la conduction thermique. Sur notre composition de béton et sur une plaque de 20cm x 20cm de 5cm d'épaisseur, cet essai à conduit à une valeur de 2,32 $W.m^{-1}°C^{-1}$(essais réalisés avec des températures de consigne allant de 35 à 45°C). La non-linéarité du coefficient de conduction thermique en fonction de la température proposé par Morabito n'est toutefois pas observée. Néanmoins, l'essai repose sur l'hypothèse de flux unidirectionnel (pas de transfert à travers l'isolant) qui est vraisemblablement un peu trop forte. Il est donc probable que la valeur mesurée soit un peu faible. Le calcul à partir de la composition du béton et des valeurs proposées par Lura et Van Breugel conduit à une valeur de 2,61$Wm^{-1}°C^{-1}$. Cette valeur n'est pas une valeur standard mais est acceptable compte tenu des granulats **[Neville, 00]**.

2. Coefficient d'échange par convection

Comme nous l'avons vu dans la partie bibliographique, le coefficient de convection nécessite une attention particulière. Le calcul se fait classiquement par l'intermédiaire de nombres addimensionnels dont les expressions sont semi-empiriques. Le calcul du coefficient d'échange par convection s'effectue via le nombre de Nusselt (Nu) :

$$Nu = \frac{h \times l_c}{k} \qquad \text{[I-31]}$$

où h est le coefficient d'échange par convection [$W.m^{-2}.K^{-1}$], l_c est la longueur caractéristique [m] de la convection et k est le coefficient de conduction thermique du fluide [$W.m^{-1}.K^{-1}$].
Le nombre de Nusselt peut aussi se calculer grâce aux expressions suivantes :

Pour la convection libre (mouvement naturel du fluide):

$$Nu = 0{,}13(Pr \times Gr)^{1/3} \qquad \text{[I-32]}$$

Pour la convection forcée (vitesse du fluide imposée):

$$Nu = 0{,}664 \times Re^{1/2} \times Pr^{1/3} \quad \text{[I-33]}$$

Les expressions des nombres de Grashof (*Gr*), Prandt (*Pr*) et Reynolds (*Re*) sont les suivantes :

$$Gr = \frac{g \times \beta \times \Delta T \times l_{c,Gr}}{\nu^2} \quad \text{[I-34]}$$

$$Pr = \frac{\nu}{\alpha} \quad \text{[I-35]}$$

$$Re = \frac{V \times l_{c,\mathrm{Re}}}{\nu} \quad \text{[I-36]}$$

où g est l'accélération de pesanteur [m.s^{-2}], β est le coefficient de dilatation thermique du fluide [K^{-1}], $l_{c,Gr}$ est la longueur caractéristique du mouvement du fluide en convection libre [m], ν est la viscosité cinématique du fluide [m².s^{-1}], α est la diffusivité thermique du fluide[m².s^{-1}], $l_{c,Re}$ est la longueur caractéristique de l'écoulement d'air en convection forcée [m], V est la vitesse du fluide [m.s^{-1}].

En intégrant les échanges par rayonnement (équation [I-29]), l'expression finale du coefficient global de convection est une fonction de la différence de température entre la surface et l'air ambiante et de la vitesse du vent :

Pour la convection libre :

$$h = 0{,}13\left(\frac{g \times \beta \times \Delta T \times l_{c,Gr}}{\nu \times \alpha}\right)^{1/3}\left(\frac{k_f}{l_{c,Gr}}\right) + 4\sigma\varepsilon T_{moy}^3 \quad \text{[I-37]}$$

Pour la convection forcée :

$$h = 0{,}664\left(\frac{V \times l_{c,\mathrm{Re}}}{\nu}\right)^{1/2}\left(\frac{\nu}{\alpha}\right)^{1/3}\left(\frac{k_f}{l_{c,\mathrm{Re}}}\right) + 4\sigma\varepsilon T_{moy}^3 \quad \text{[I-38]}$$

Par exemple, pour un voile massif d'épaisseur 1,2m, de 2m de hauteur et de 20m de longueur, et en considérant que le vent souffle parallèlement à la longueur du mur, la Figure I-12 montre l'évolution du coefficient d'échange global par convection. On voit sur ce graphique que pour une vitesse de vent nulle, on encadre la valeur couramment utilisée puisque l'évolution débute à 5,3W.m^{-2}K^{-1} pour une différence de température faible et atteint 13,3W.m^{-2}K^{-1} pour une différence de température entre la surface de l'élément et l'environnement élevée (80°C). Il est à noter que pour cette étude, l'influence du coffrage n'a pas été prise en compte. La résistance thermique des coffrages peut être intégrée dans le coefficient d'échange par convection **[CESAR LCPC][Buffo-Lacarrière, 07]** mais ne sont pas à priori une source importante de variabilité par rapport aux conditions météorologiques. D'autre part, bien que **[Buffo-Lacarrière, 07]** ait montré que l'influence du flux solaire peut être importante dans certaine région du globe, ces échanges thermiques n'ont pas été prise en compte dans cette étude.

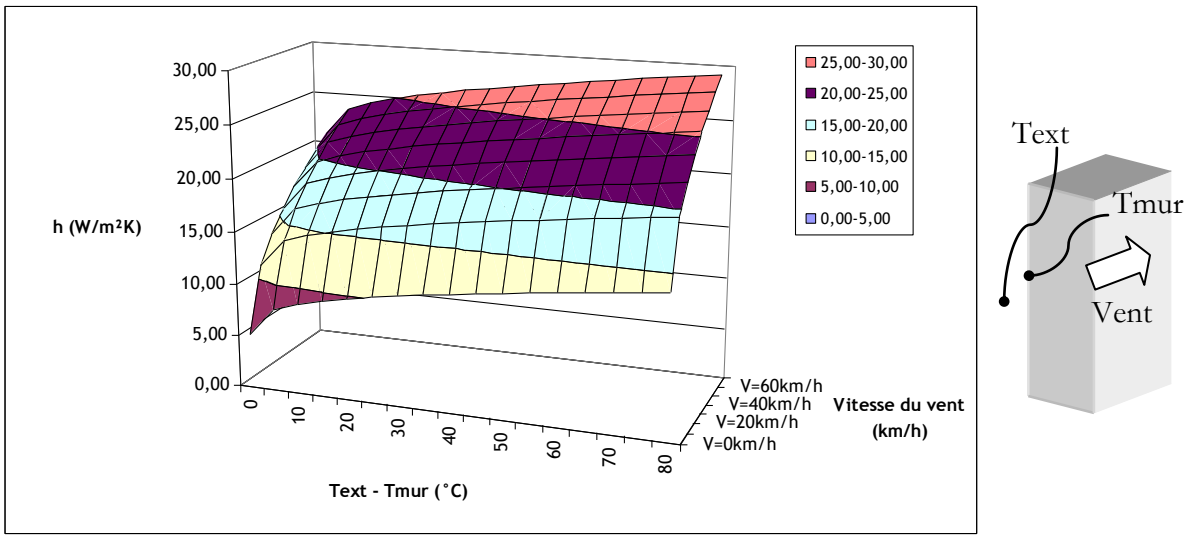


Figure I-12 : Evolution du coefficient global de convection

Ainsi, une comparaison entre deux calculs effectués avec un coefficient d'échange par convection soit constant ($h = 10 W.m^{-2}K^{-1}$) ou soit variable (calculé à partir de l'équation [I-37]: sa valeur varie de 5,3 à 11,9 $W.m^{-2}K^{-1}$) peut être réalisée (convection libre). Les résultats de ces calculs sont présentés sur la Figure I-13. Ces simulations montrent que l'influence de la variation du coefficient de convection est faible sur les évolutions de températures dans le mur étudié (de l'ordre de la précision des mesures expérimentales des températures). Il est donc raisonnable d'utiliser une valeur constante à condition que la vitesse du vent reste nulle ou faible.

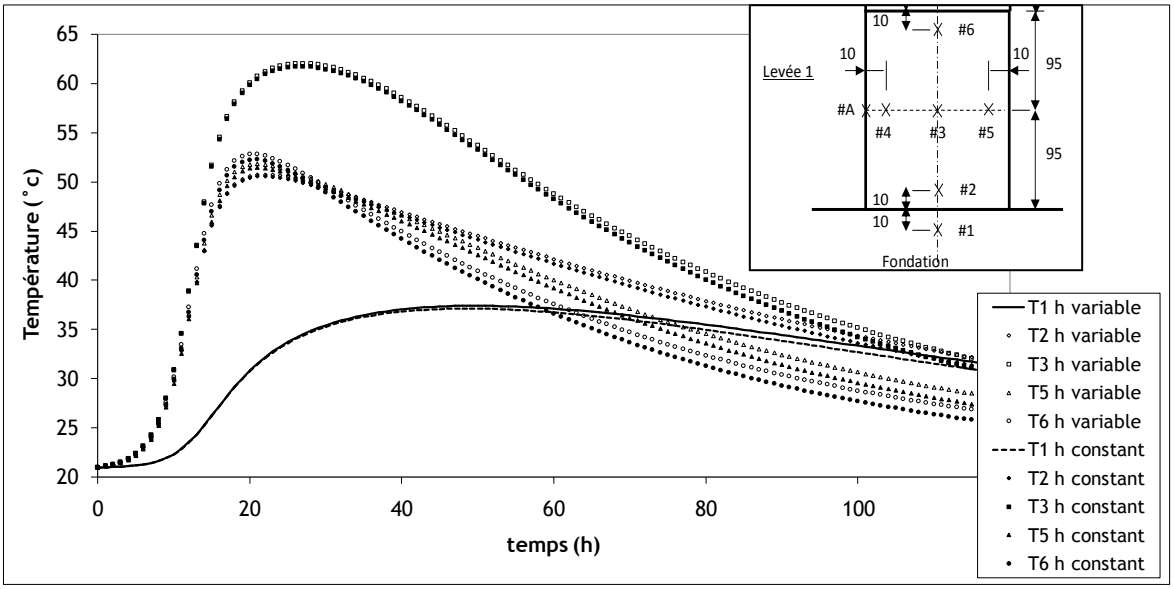


Figure I-13 : Evolution des températures dans un élément massif : effet de la variation du coefficient d'échange global en convection libre

3. Modélisation des essais calorimétriques

L'étalonnage des dispositifs semi-adiabatiques s'effectue en régime permanent. Or l'analyse des résultats s'effectue en régime transitoire. C'est pourquoi une étude de ces dispositifs semi-adiabatiques a été menée afin de vérifier, d'une part, notre capacité à reproduire numériquement les essais à partir des données expérimentales, et d'autre part, afin de vérifier qu'en régime transitoire, les pertes de chaleur à travers le calorimètre continuent à s'écrire sous la forme $\alpha = a + b\theta$ et que la chaleur accumulée dans l'isolant est correctement prise en compte (cf. I.B.1)

De plus, lors de la réalisation d'un essai de type Langavant, il est pratique de réaliser la mesure de température dans l'air, au-dessus de l'échantillon de béton en considérant que la totalité de la chambre du calorimètre est à la même température (afin de pouvoir réutiliser la sonde de température). Il nous parait important de vérifier expérimentalement et numériquement si cette hypothèse est justifiable et de quantifier l'erreur sur les résultats finaux (évolution du degré d'hydratation et chaleur latente d'hydratation du béton).

Dans l'essai QAB, l'échantillon testé est de forme cylindrique alors que le calorimètre est lui de forme parallélépipédique. Ainsi, une modélisation axisymétrique n'est pas envisageable et nous avons opté pour une modélisation tridimensionnelle représentant un quart de l'ensemble échantillon-calorimètre (cf. Figure I-14).

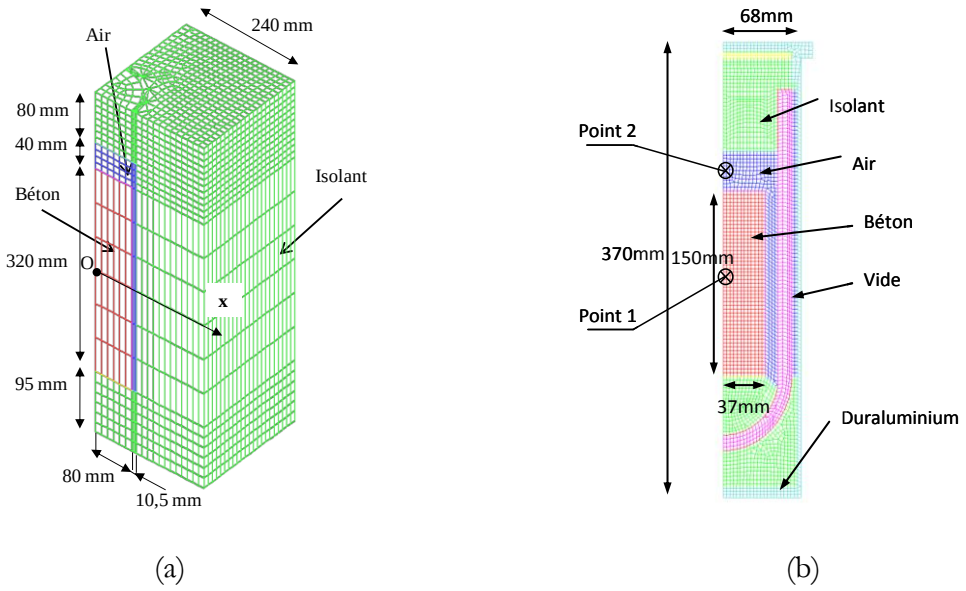


Figure I-14 : maillage du quart de l'essai QAB (a) et maillage axisymétrique de l'essai Langavant (b)

Les paramètres thermiques utilisés pour la modélisation de l'essai QAB sont donnés dans le tableau 1. La capacité thermique de l'isolant a été identifiée à partir de la mesure de la capacité thermique globale du QAB (mesurée lors de l'étalonnage à 3266 J.K^{-1}). La valeur de la convection pour la face libre correspond à la valeur utilisée dans les règles ThK 77.

Tableau I-9 : paramètres thermiques de la simulation de l'essai QAB

	h [W.m^{-2}.°C^{-1}]	k [W.m^{-1}.°C^{-1}]	C [J.m^{-3}.°C^{-1}]	L [W.m^{-3}]	E_a/R [°K^{-1}]
Air		0,088[4]	1200		
Isolant		0,03	14680		
Béton		2,0	2,4×10^6	140,3×10^6	5500
Face sol	0,6 **[Clement,04]**				
Face libre	9				

[4] La conductivité thermique de l'air est de 0,0257 W.m^{-1}.°C^{-1} à 20°C. La valeur (plus importante) proposée dans ce tableau tient compte des échanges convectifs et radiatifs **[Hernot et Porcher, 84]**.

Contrairement à l'essai QAB, le calorimètre utilisé dans l'essai Langavant ainsi que l'échantillon testé sont cylindriques ce qui permet l'utilisation d'un maillage axisymétrique de révolution (cf. Figure I-14).

La principale difficulté pour la modélisation de l'essai Langavant réside dans la modélisation des transferts de chaleur dans le vide (vase Dewar). Pour cela, nous avons choisi de considérer le rayonnement comme une conduction équivalente par linéarisation du flux de chaleur transmis par rayonnement pour le mettre sous la même forme qu'un flux de chaleur transmis par conduction. En effet, le flux de chaleur transmis entre deux plaques par rayonnement s'écrit :

$$\varphi = \varepsilon\sigma\left(T_{\text{int}}^4 - T_{ext}^4\right) \qquad \text{[I-39]}$$

où ε est l'émissivité de la surface [-], σ est la constante de Stephan-Boltzmann [5,67x 10^{-8} W.m^{-2}K^{-4}], T_{int} est la température de la première plaque [K] et T_{ext} est la température de la deuxième plaque [K].

Ce qui peut s'écrire sous la forme :

$$\varphi = \varepsilon\sigma\left(T_{\text{int}} - T_{ext}\right)\left(T_{\text{int}}^3 + T_{\text{int}}^2 T_{ext} + T_{\text{int}} T_{ext}^2 + T_{ext}^3\right) \approx 4\varepsilon\sigma T_{moy}^3\left(T_{\text{int}} - T_{ext}\right) = \frac{\lambda_{eq}}{e}\left(T_{\text{int}} - T_{ext}\right) \qquad \text{[I-40]}$$

où $T_{moy}=(T_{ext}+T_{int})/2$, e est l'épaisseur du vase Dewar et λ_{eq} est la conductivité thermique équivalente.

Il est important de rappeler que les échantillons testés dans un calorimètre de type Langavant n'ont pas les dimensions suffisantes pour tester des bétons de manière représentative et c'est pour cela qu'on utilise principalement des mortiers.

Les paramètres thermiques utilisés sont donnés dans le Tableau I-10.

Tableau I-10 : Paramètres thermiques utilisés dans la simulation de l'essai Langavant

	ε [-]	h [W.m^{-2}.°C^{-1}]	k [W.m^{-1}.°C^{-1}]	C [J.m^{-3}.°C^{-1}]	L [W.m^{-3}]	E_a/R [K]
Air			0,088	1200		
Isolant			0,043	13000		
MBE			2	2,640×10^6	172,1×10^6	5500
Duraluminium			200	860		
Paroi vase Dewar	0,03					
Face libre		9				

Les résultats des simulations en termes d'évolution temporelle de la température dans le QAB sont présentés dans la Figure I-15.

Sur cette figure, on constate la bonne concordance entre les résultats numériques et ceux obtenus lors de l'essai QAB en termes de cinétique et en termes de valeur maximale obtenue malgré le fait que la modélisation a été un peu simplifiée (non prise en compte des ponts thermiques au niveau du couvercle et du passage du thermocouple, non prise en compte de l'enveloppe rigide du calorimètre, géométrie modélisée régulière alors que ce n'est pas le cas dans la réalité), et l'utilisation de sondes de température ayant une précision de l'ordre du degré.

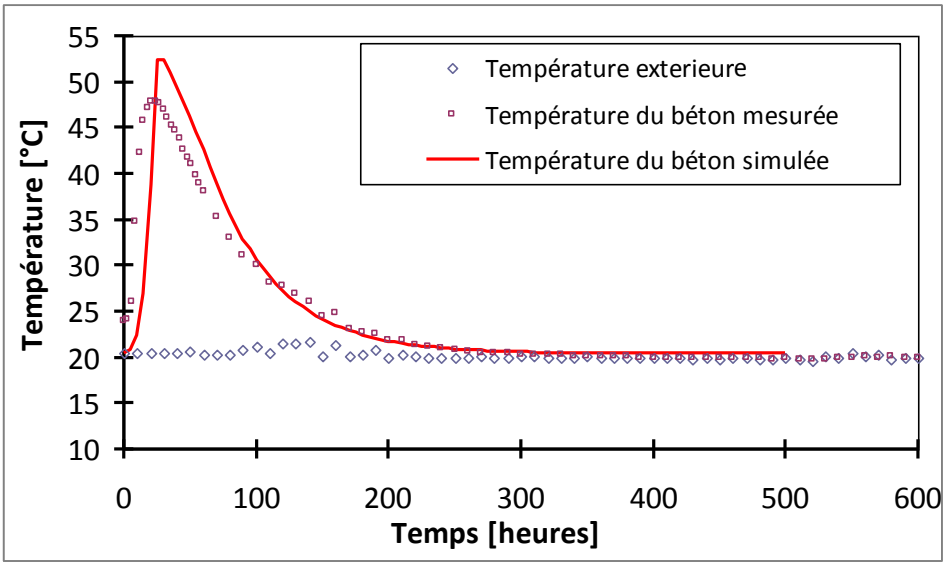


Figure I-15 : Evolution temporelle de la température au point O (situé au centre de l'éprouvette en béton, voir Figure I-14).

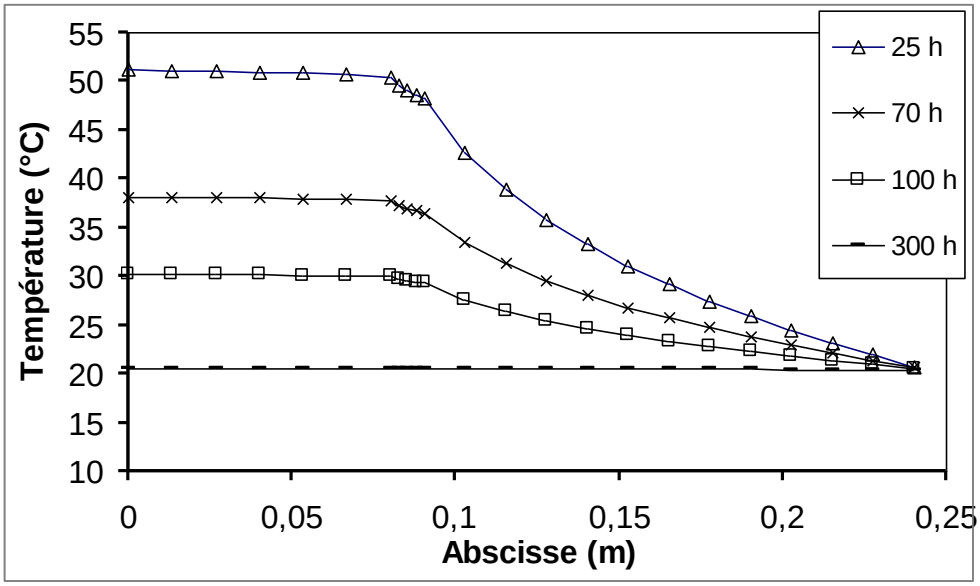


Figure I-16 : Evolution spatiale de la température dans l'essai QAB selon l'axe x (voir Figure I-14) à différents instants (modélisation).

Sur la Figure I-16, on observe que les profils des températures au cours du temps font apparaitre un palier de température lorsque l'abscisse est inférieure à 0,08 m (*i.e.* dans le béton). Ceci montre que le gradient de température au sein du béton est très faible (un positionnement précis de la sonde de température n'est donc pas nécessaire). Finalement, la Figure I-17 confirme qu'une loi du type $y = \alpha\theta$ (avec $\alpha = a + b\theta$ avec b faible par rapport à a) pour le calcul des pertes en fonction de la différence de température dans la simulation est acceptable. Les flux calculés sont légèrement plus faibles que les flux mesurés ce qui est logique étant donnée que nous n'avons pas prise en compte les ponts thermiques.

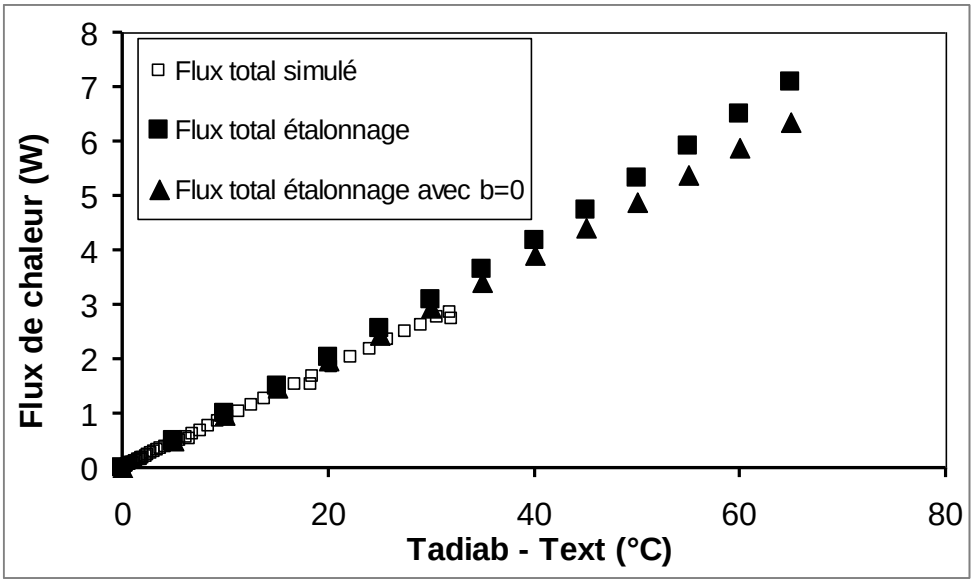


Figure I-17 : Evolution des pertes de chaleur en fonction de la différence de température

On remarque également sur la Figure I-17 que dans une plage de mesure importante (ΔT = 40°C ; ce qui concerne donc la majorité des cas) le coefficient b (qui traduit la non linéarité des échanges thermiques) pourrait être négligé car son influence est faible. En effet, le transfert de chaleur se produit essentiellement par conduction puis par convection au niveau des faces externes (phénomènes linéaires et quasi-linéaires).

Pour l'essai à la bouteille de Langavant, nous avons réalisé des tests expérimentaux et numériques en mesurant ou calculant la température à deux positions distinctes (une au milieu du MBE (1) et une au milieu de l'air au-dessus de l'échantillon (2)). Nous avons choisi ces deux points car bien que la norme prescrive de réaliser la mesure dans l'échantillon de mortier, il pourrait être matériellement intéressant de placer la sonde de température au point 2 afin de ne pas perdre la sonde à chaque essai comme lorsqu'elle est directement plongée dans le mortier. La Figure I-18 présente l'évolution temporelle de la température au sein du calorimètre aux points 1 et 2.

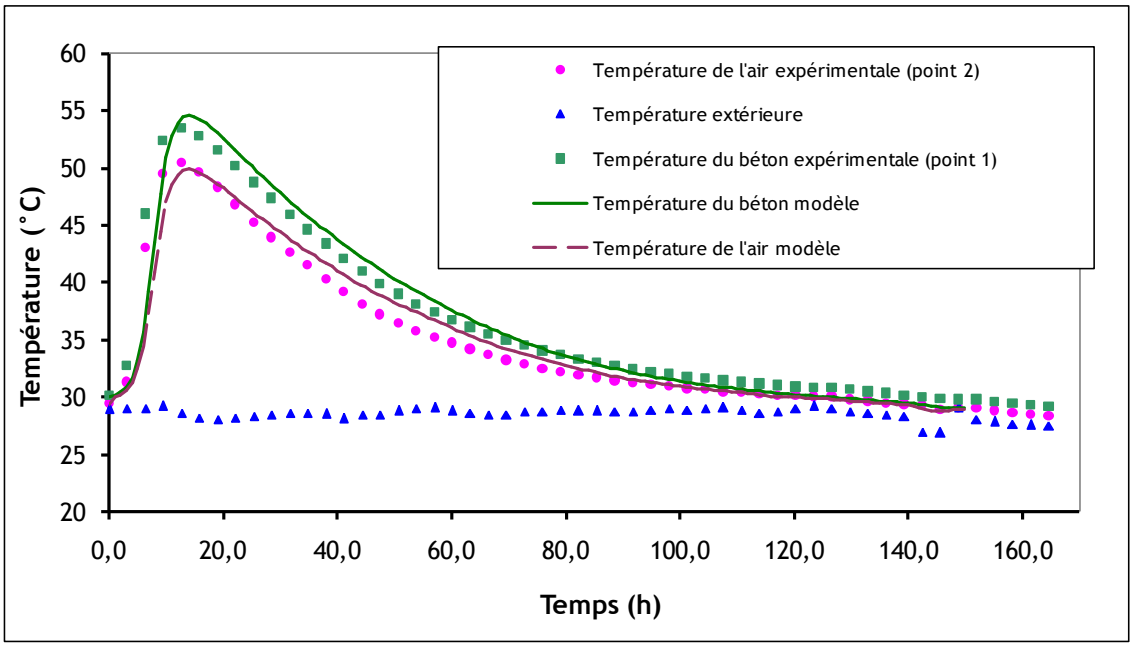


Figure I-18 : Evolution temporelle des températures (points 1 et 2) d'un essai Langavant

Les résultats de cette comparaison sont intéressants à plusieurs titres. On remarque en premier lieu la bonne concordance entre la simulation et les résultats expérimentaux. L'intérêt de ce résultat réside dans le fait que les paramètres thermo-chimiques du MBE (affinité chimique) qui ont été introduits dans cette simulation proviennent de l'essai QAB et non d'un essai Langavant. Ainsi, nous validons à travers cette étude l'hypothèse de la représentativité du MBE par rapport à son béton de référence en termes de calorimétrie.

Le deuxième résultat important de cette étude est la différence notable de températures entre les points 1 et 2 invalidant ainsi l'hypothèse d'une température constante dans toute la chambre du calorimètre. Cette différence va bien évidemment avoir des conséquences sur le calcul de la chaleur latente d'hydratation et on peut se poser la question de savoir si la cinétique du degré d'hydratation est affectée par cette différence. En effet, les cinétiques d'évolution de la température sont semblables et comme la détermination du degré d'hydratation se fait en normant l'évolution de la température adiabatique par la température adiabatique finale, il est possible que cette différence n'affecte pas l'évolution du degré d'hydratation. Cependant, dans ce raisonnement, la thermo-activation (plus importante au point 1 qu'au point 2) n'est pas prise en compte. En poursuivant le raisonnement classique de dépouillement de l'essai Langavant (compensation des pertes pour obtenir la température adiabatique, correction du temps par thermo-activation), on obtient la Figure I-19 et la Figure I-20.

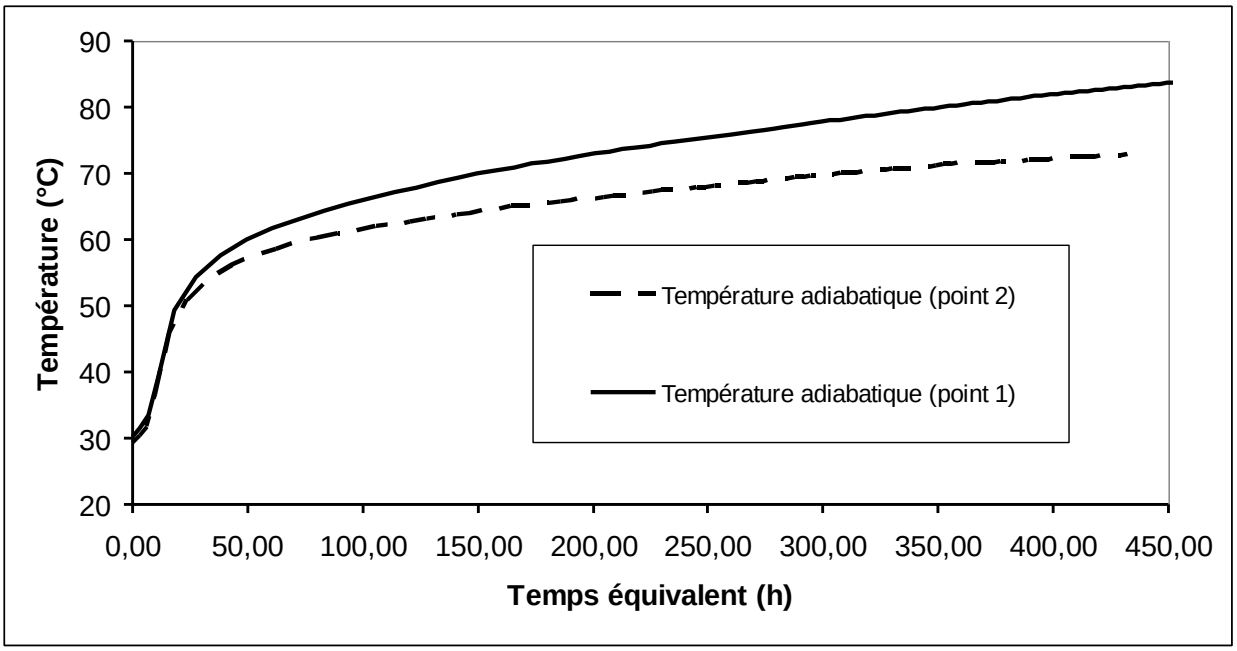


Figure I-19 : Evolution des températures adiabatiques issues des températures mesurées aux points 1 et 2

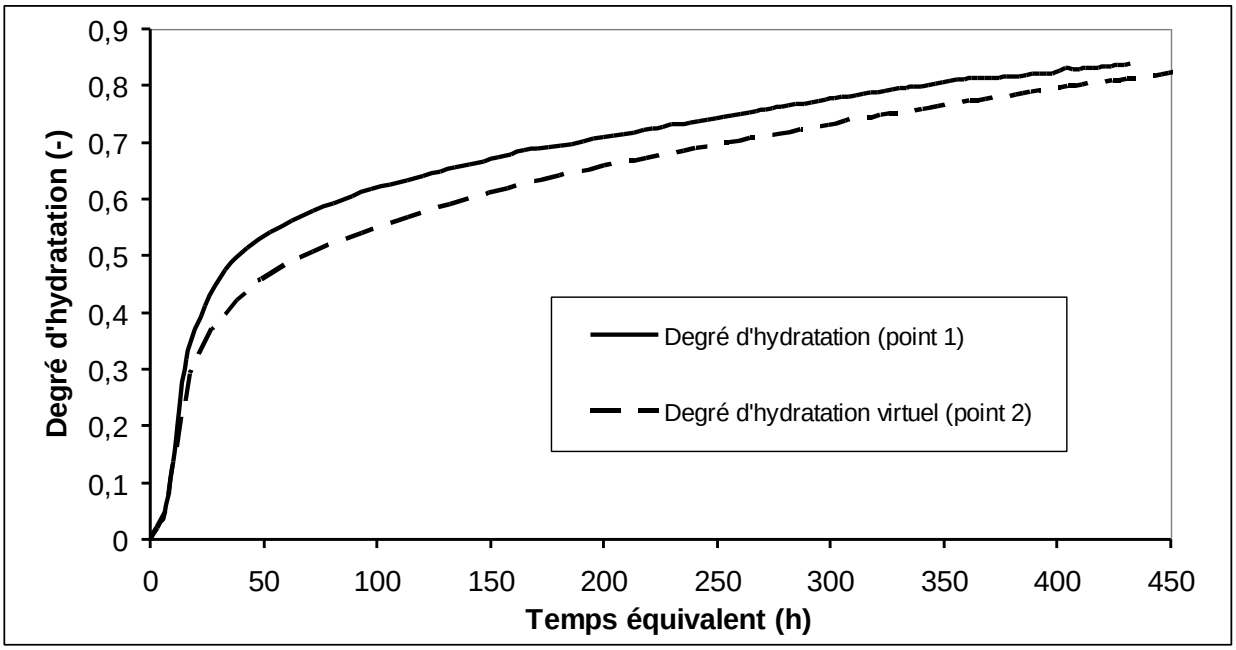


Figure I-20 : Evolution des degrés d'hydratation issus des températures mesurées aux points 1 et 2

La Figure I-19 montre une différence notable sur l'évolution de la température adiabatique conduisant finalement à une erreur d'environ 22% sur le calcul de la chaleur latente d'hydratation. L'erreur faite sur le degré d'hydratation (Figure I-20) est plus faible mais non négligeable puisqu'elle atteint en moyenne une valeur de 8%.

Si l'on compare maintenant les pertes obtenues par simulation et par étalonnage du calorimètre, on obtient la Figure I-21. Les pertes obtenues par éléments finis sont légèrement plus faibles que celles obtenues par étalonnage mais on retrouve bien une relation linéaire du type ; $y = \alpha\ \theta$ avec $\alpha = a + b\theta$ et b faible par rapport à a.

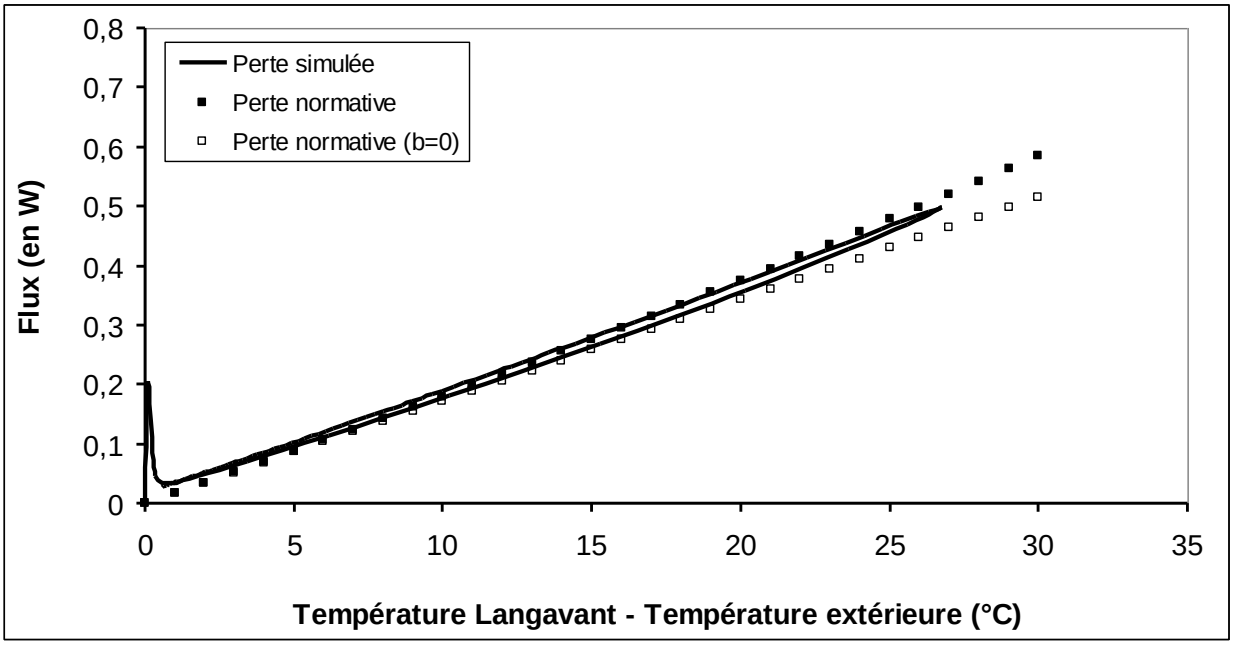


Figure I-21 : Evolution des pertes en fonction de la différence de température

4. Influence des propriétés thermo-chimiques sur l'évolution des températures au sein d'un élément massif

a. *Influence de l'énergie d'activation*

Comme nous l'avons vu précédemment, l'énergie d'activation du ciment est nécessaire lors de l'analyse de l'essai QAB pour déterminer l'évolution du degré d'hydratation en fonction de la température. D'autre part, celle-ci intervient également dans le calcul de l'affinité chimique (déterminée également à partir des résultats de l'essai calorimétrique) selon la relation :

$$A(t) = \xi_\infty \frac{dT^{ad}/dt}{T_\infty^{ad} - T_0^{ad}} \exp\left(\frac{Ea}{RT(t)}\right) \qquad \text{[I-41]}$$

Dans une simulation thermique, ce paramètre apparaît donc deux fois. Une première fois de manière explicite dans le calcul du degré d'hydratation ainsi qu'une seconde fois de manière implicite dans l'expression de l'affinité chimique. Nous avons donc voulu savoir par une étude numérique quelle influence pouvait avoir ce paramètre sur l'évolution de la température dans une structure massive. Pour cela, nous nous sommes basés sur une géométrie simple représentant un mur coulé sur un radier et nous avons simulé les évolutions de températures du mur au niveau des différentes sondes pendant la phase d'hydratation. Les dimensions du mur et la position des sondes sont données dans la Figure I-22. L'évolution de la température adiabatique provient d'un essai semi-adiabatique de type QAB.

Il est à noter que nous avons choisi d'utiliser une valeur constante de l'énergie d'activation car bien que **[Broda et al., 02]** aient montré que l'énergie d'activation dépendait de la température (exemple **[Grube]** cité dans **[Springenschmid, 98]**), ils ont également conclu qu'une seule valeur d'énergie d'activation apparente était suffisante. Ce résultat a été confirmé par **[Xiong et Van Breugel, 01]**. Rappelons toutefois qu'il s'agit d'une énergie d'activation apparente macroscopique puisqu'en réalité chaque anhydre du ciment a sa propre énergie d'activation (**[Schindler, 04], [Ballim et Graham, 04]**).

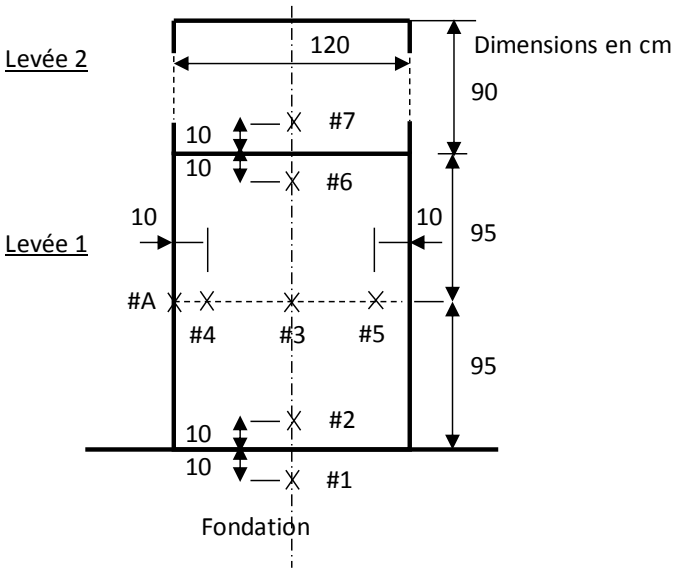


Figure I-22 : Dimensions du mur modélisé et positions des sondes thermiques

Nous avons couvert une large gamme de valeurs de l'énergie d'activation allant de Ea/R = 4000 K à Ea/R = 7000 K). Les résultats de cette étude paramétrique sont présentés dans la Figure I-23 . Il est à noter que pour chaque valeur d'énergie d'activation, nous avons recalculé l'évolution de l'affinité chimique (en réexploitant l'essai QAB).

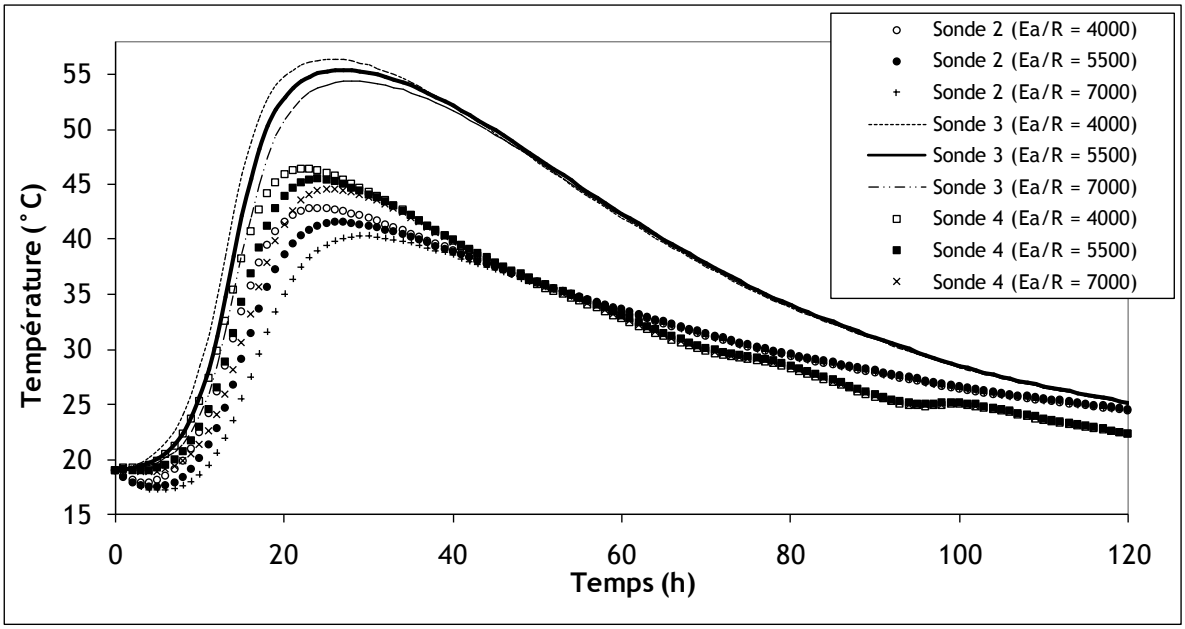


Figure I-23 : Evolution temporelle des températures calculées au sein du mur : influence de la variation d'énergie d'activation en considérant le couple $A(\xi)$, Ea/R.

Les résultats de ces simulations mettent en évidence le fait que l'influence de la valeur de l'énergie d'activation est relativement faible sur la température maximale atteinte pour chacune des sondes mais également sur la cinétique d'évolution de la température ce qui peut paraître plus surprenant. Ceci s'explique par le fait que l'affinité chimique calculée à partir de l'énergie d'activation considérée et de l'essai calorimétrique joue un effet compensateur de la valeur de l'énergie d'activation. Il est donc nécessaire de considérer le couple ($A(\xi)$, Ea/R). En effet, si l'affinité chimique n'est pas recalculée, l'influence de la variation de l'énergie d'activation est beaucoup plus importante (cf. Figure I-24).

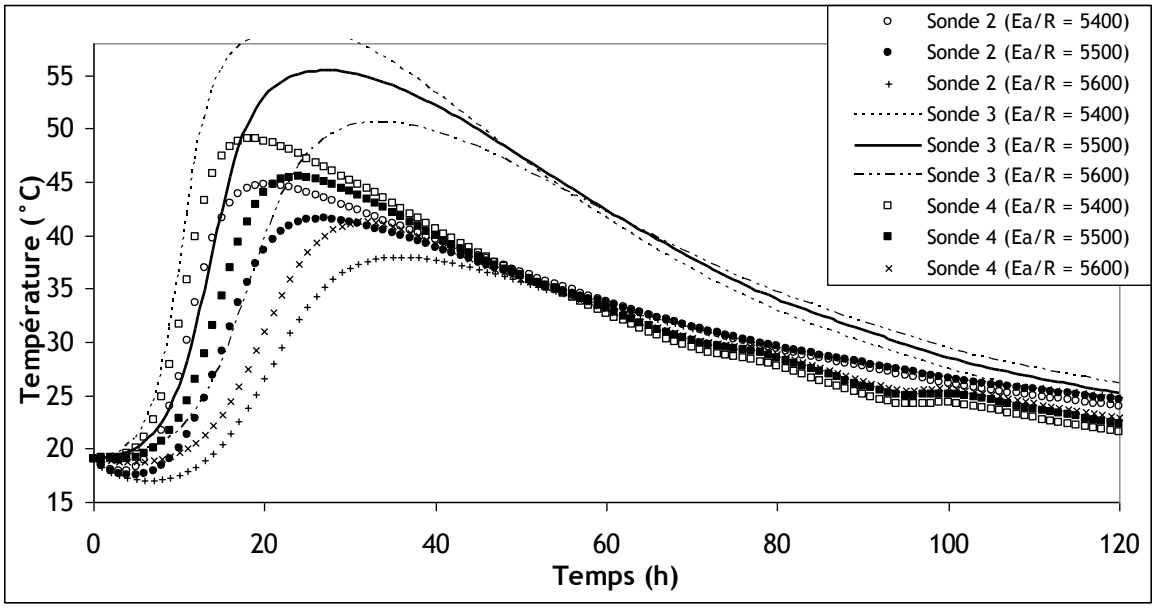


Figure I-24 : Evolution temporelle des températures calculées au sein du mur : influence de la variation d'énergie d'activation.

De plus, cette étude montre qu'une valeur approximative de l'énergie d'activation (calculée par exemple à partir de la composition chimique du ciment et des valeurs données par Kishi et Maekawa

[Kishi et Maekawa, 94]) est suffisante pour prédire l'évolution des températures au sein d'une pièce massive et qu'un seul essai calorimétrique semi-adiabatique est donc suffisant.

b. Influence du coefficient de conductivité thermique

Morabito **[Morabito, 01]** a mis en évidence la décroissance de la conductivité thermique d'un béton avec l'augmentation de la température et propose la relation suivante (valable également pour l'évolution de la capacité thermique):

$$\frac{X_T - X_0}{X_0} = \beta\left(T - T_0\right) \qquad \text{[I-42]}$$

où X_T est la valeur de la propriété thermique (conductivité ou capacité thermique) à la température T, β est la pente de la relation déterminée à partir de résultats expérimentaux (l'auteur propose β=-0,0015°C^{-1} pour des granulats calcaires), X_0 est la valeur de la propriété thermique à la température T_0 (prise égale à 20°C).

D'autre part, selon Faria et al. **[Faria et al., 06]**, la conductivité thermique du béton est plus importante durant les premières heures après le malaxage que pour un béton durci (20 à 30% plus grande). Ruiz et al. **[Ruiz et al., 01]** proposent une variation selon la loi suivante:

$$k(\xi) = k_\infty\left(1{,}33 - 0{,}33\frac{\xi}{\xi_\infty}\right) \qquad \text{[I-43]}$$

où k_∞ est la valeur de la conductivité thermique pour un béton durci [W.m^{-1}.K^{-1}], et ξ est le degré d'hydratation [-].

Sur la géométrie présentée sur la Figure I-22, des simulations ont été réalisées en prenant en compte les variations citées ci-dessus. Les résultats de l'étude de la variation du coefficient de conduction thermique sont présentés sur la Figure I-25. Les évolutions représentées par des formes géométriques blanches (carré, cercle, triangle) sont les résultats des simulations avec une conductivité thermique constante (égale à 2,5 W.m^{-1}.°C^{-1}). Les valeurs hautes et basses, représentées par les barres verticales montrent l'effet d'une valeur de conductivité plus faible ou plus forte (respectivement égale à 2 et 3 W.m^{-1}.°C^{-1}). Les évolutions représentées en noir prennent en compte l'évolution de la conductivité thermique en fonction de la température et du degré d'hydratation. Pour ces simulations, la conductivité thermique finale utilisée est de 2,15 W.m^{-1}.°C^{-1} afin d'obtenir une valeur de 2,5 W.m^{-1}.°C^{-1} à la moitié de la réaction d'hydratation (ξ=0,42 car ξ_∞=0,84 selon la formule proposée par Waller). L'effet d'une conductivité thermique variable provoque une légère diminution de la température maximale atteinte au cœur de l'élément (T3).

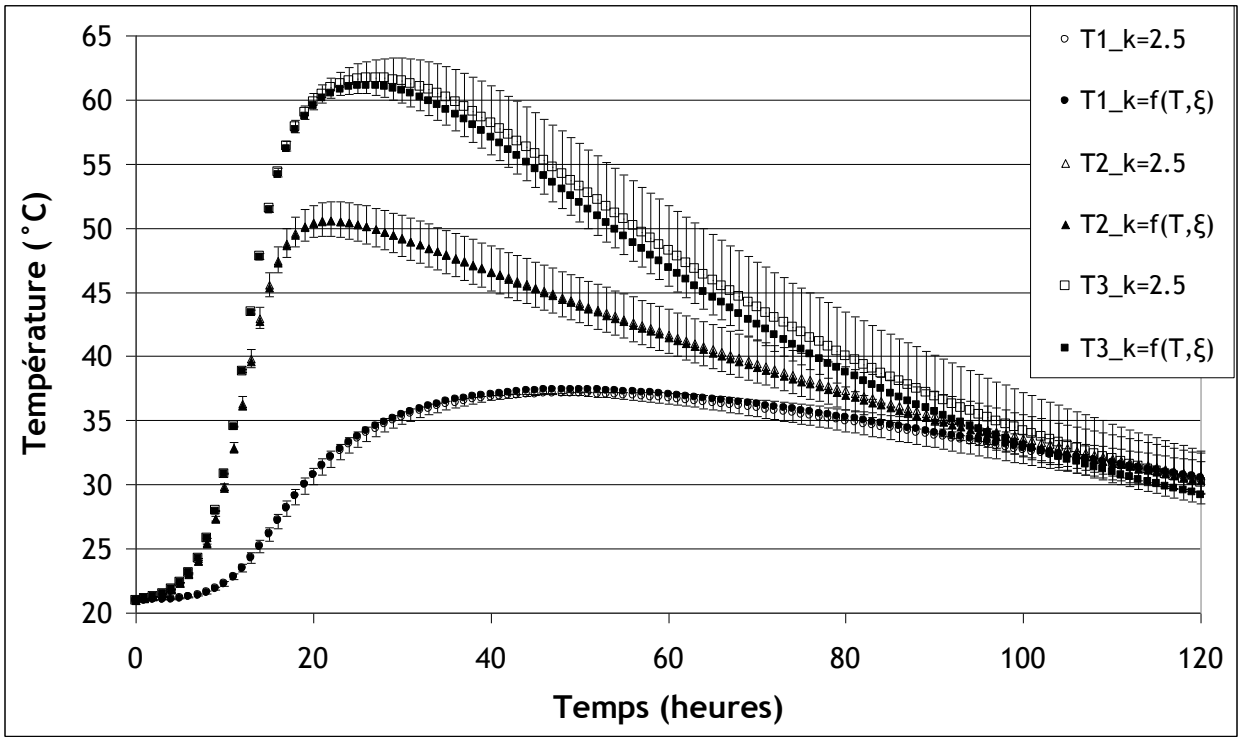


Figure I-25 : Evolution de la température d'un voile massif (ép.1,2 m) : effet de la variation de la conductivité thermique

c. Influence de la capacité thermique du béton

A l'inverse des résultats obtenus pour la conductivité thermique, les résultats de Morabito, montrent une augmentation de la capacité thermique avec l'augmentation de la température. Cette augmentation semble plus liée à la nature des granulats qu'à la nature du ciment utilisé. Néanmoins, l'équation [I-42] reproduit correctement l'évolution de la capacité thermique dès lors que l'on adopte une pente positive (proposée égale à 0,0016°C^{-1} pour des granulats calcaires). D'autre part, nous utiliserons la relation [I-24] proposée par Lura et Van Breugel **[Lura et Van Breugel, 01]** pour prendre en compte la dépendance de la capacité thermique au degré d'hydratation.

L'étude de la variation de la capacité thermique est plus complexe que celle de la conductivité thermique car celle-ci est également utilisée lors de l'interprétation des essais semi-adiabatiques (calcul de la quantité totale de chaleur dégagée et de l'affinité chimique).

Tableau I-11 : Valeurs des températures adiabatiques finales théoriques pour différentes capacités thermiques

Capacité thermique [J.Kg^{-1}.K^{-1}]	*900*	*1050*	*1200*	*C = f (T); 1050 à 20°C*
Tad (°C)	79,43	70,72	64,75	67,3

Le Tableau I-11 regroupe les valeurs des températures adiabatiques finales obtenues pour différentes valeurs de capacité thermique et la Figure I-26 représente l'évolution des différentes affinités chimiques correspondantes. Dans ces calculs, l'effet de l'hydratation sur la capacité thermique n'est pas pris en compte puisque son évolution est calculée à partir de l'analyse des essais semi-adiabatiques.

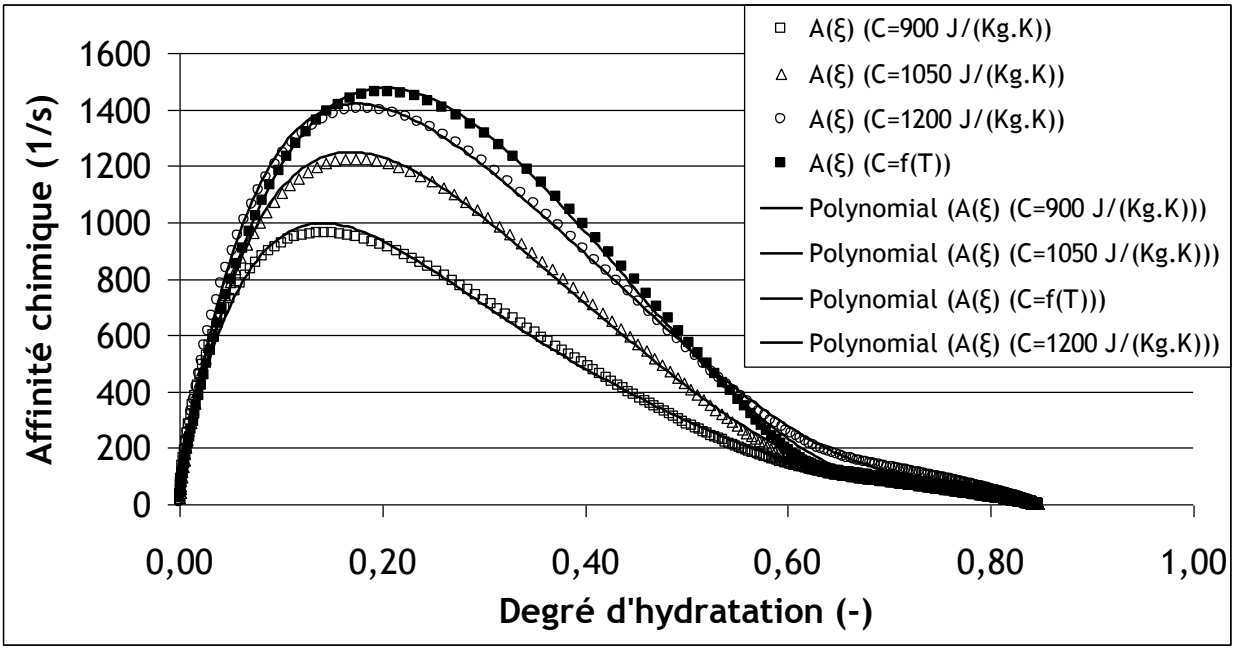


Figure I-26 : Evolution de l'affinité chimique selon la valeur de la capacité thermique retenue

Les résultats de l'étude de l'influence de l'évolution de la capacité thermique sont présentés sur la Figure I-27. Comme pour l'étude de l'influence de la conductivité thermique, les résultats des simulations avec une capacité thermique constante (égale à 1050 $J.Kg^{-1}.K^{-1}$) sont représentés en blanc. La barre verticale indique l'influence d'une valeur plus faible ou plus importante (900 et 1200 $J.Kg^{-1}.K^{-1}$). Il est intéressant de remarquer que la valeur de la capacité thermique a une influence significative et non-linéaire sur la température maximale atteinte.

Pour les simulations avec une capacité thermique variable, une valeur initiale de 1111 $J.Kg^{-1}.K^{-1}$ a été utilisée afin d'obtenir une valeur de 1050 $J.Kg^{-1}.K^{-1}$ pour un degré d'hydratation de 0,42. Une diminution de 8% sur la température maximale atteinte à cœur (T3) est obtenue par l'utilisation d'une capacité thermique variable.

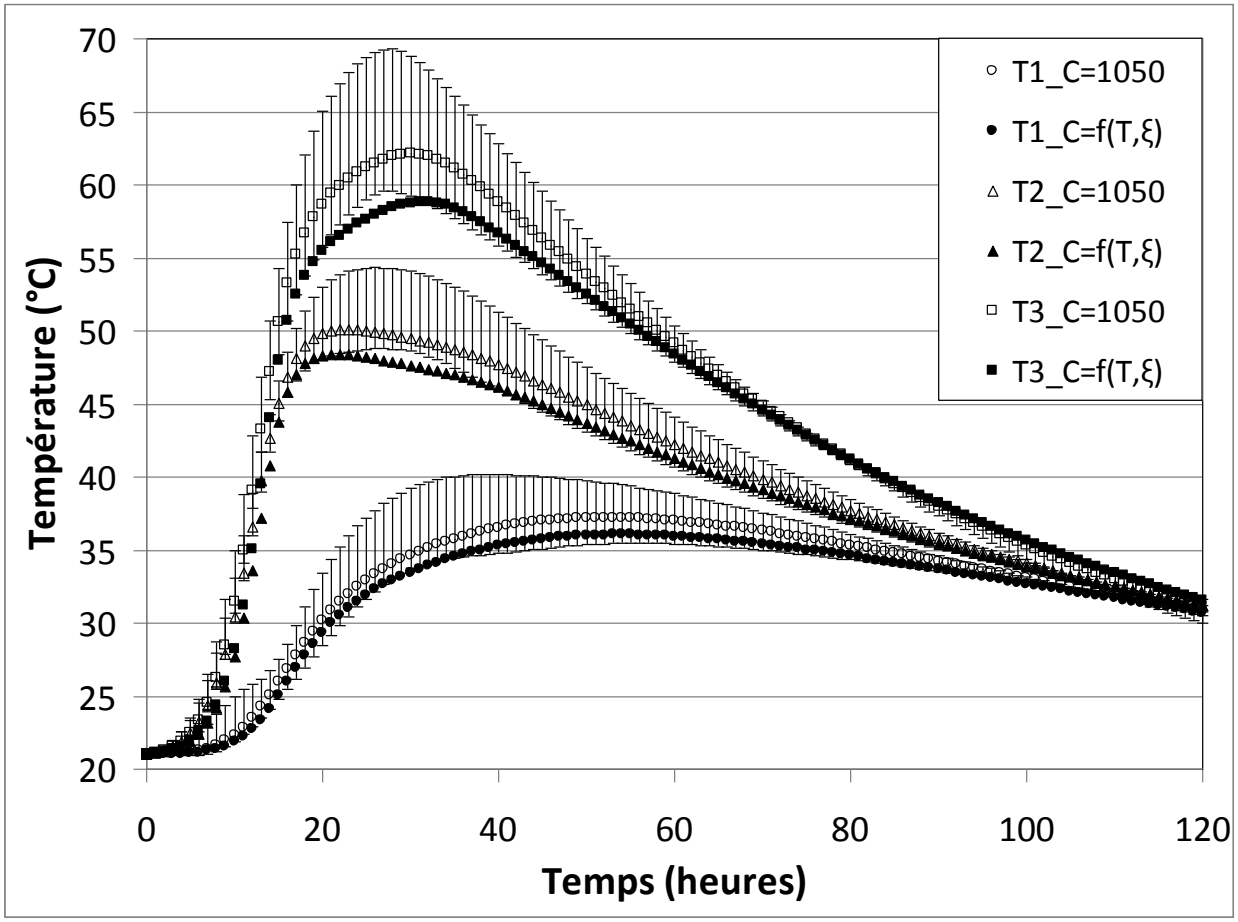


Figure I-27 : Evolution de la température d'un voile massif (ép.1,2 m) : effet de la capacité thermique

Dans un cas réel, au jeune âge, les deux propriétés thermiques précédemment étudiées évoluent en même temps. Des simulations prenant en compte ces évolutions montrent une diminution de 9,4% sur la température maximale atteinte et une diminution d'environ 12,6% sur la différence de température de surface du voile et celle à cœur (par rapport à des simulations avec des paramètres constants). La majeure partie de cette diminution provient de la prise en compte de l'évolution de la capacité thermique. La simulation de l'évolution de champs de température d'un élément massif avec une conductivité thermique constante est donc acceptable mais la prise en compte de l'évolution de la capacité thermique est importante pour l'obtention de résultats précis.

II. Comportement mécanique

A. Bibliographie

La connaissance de l'évolution des propriétés mécaniques d'un béton est importante d'un point de vue pratique (décoffrage, mise en précontrainte le plus tôt possible) mais également pour la prédiction des risques de fissuration. La résistance en traction et le module de Young évoluent avec des cinétiques différentes (en général plus rapide pour le module de Young), ce qui, en cas de déformations empêchées, peut conduire à des risques de fissuration précoce. La bonne connaissance des évolutions des caractéristiques mécaniques est donc importante vis-à-vis de la prédiction des critères de fissuration mais également vis-à-vis de la prédiction des contraintes qui seront générées dans le matériau.

1. Résistance en compression

La résistance en compression dépend directement de la composition du béton. Le rapport e/c **[Abrams, 18]**, la nature des granulats **[Feret, 1892]**, le volume de pâte, la porosité **[Powers et Brownyard, 47]**, la nature du ciment **[Popovics, 92]** sont les facteurs prépondérants. Comme nous l'avons vu dans la partie bibliographique concernant le comportement thermo-chimique, la résistance en compression et le degré d'hydratation sont liés. D'après Byfors **[Byfors, 80]** et Torrenti **[Torrenti, 92]**, la relation peut être considérée comme linéaire au delà d'un seuil de percolation mécanique (ξ_0) :

$$\xi < \xi_0 : \; fc = 0 \qquad \text{[I-44]}$$

$$\xi \geq \xi_0 : \; fc = fc(t=\infty)\frac{\xi - \xi_0}{1-\xi_0} \qquad \text{[I-45]}$$

où fc est la résistance en compression et ξ est le degré d'hydratation.

Le seuil de percolation mécanique considéré dans cette relation ne doit pas être confondu avec le seuil de percolation entre les phases solides **[Acker, 88]**. Le seuil de percolation entre phases solides correspond à un degré d'hydratation pour lequel un chemin de percolation pour lequel il y a contact entre les grains est formé. Au début de l'hydratation, les grains anhydres sont en suspension dans la phase aqueuse, puis au cours de l'hydratation, la formation croissante des hydrates autour des grains anhydres va conduire à l'obtention d'un chemin de percolation. Cependant, ce seuil de percolation entre phases solides ne signifie pas pour autant que le matériau a acquis une résistance mécanique. En effet, **[Bernard et al., 03a]** ont montré par un calcul théorique d'homogénéisation utilisant le modèle autocohérent généralisé que pour un e/c plus petit que 0,318 les grains anhydres suffisent à former un chemin de percolation alors que le matériau n'a aucune résistance. **[Stefan, 09]** définit le seuil de percolation mécanique comme le degré d'hydratation pour lequel, du à l'apport des hydrates, et leurs propriétés cohésives, le matériau peut être défini par sa résistance en compression et en traction (apparaissant lorsque les particules solides sont connectées entre elles par les nouveaux produits d'hydratation formés).
Le seuil de percolation entre phases solides peut être détecté par des méthodes non destructives de type acoustique (ultra-sons**) [Boumiz et al., 96]** alors que le seuil de percolation mécanique est lui déterminé par des mesures de caractéristique mécanique (compression, traction, module d'Young).
Il apparait comme intuitif que ces seuils de percolation seront fortement influencés par le rapport e/c et la teneur en granulats. Néanmoins, Torrenti et Benboudjema **[Torrenti et Benboudjema, 05]** ont montré à partir de résultats expérimentaux de Byfors **[Byfors, 80]** que le seuil de percolation mécanique est influencé par le rapport e/c pour les pâtes de ciments mais dès que l'on passe à l'échelle du mortier ou du béton, ce paramètre perd de son influence (Figure I-28).

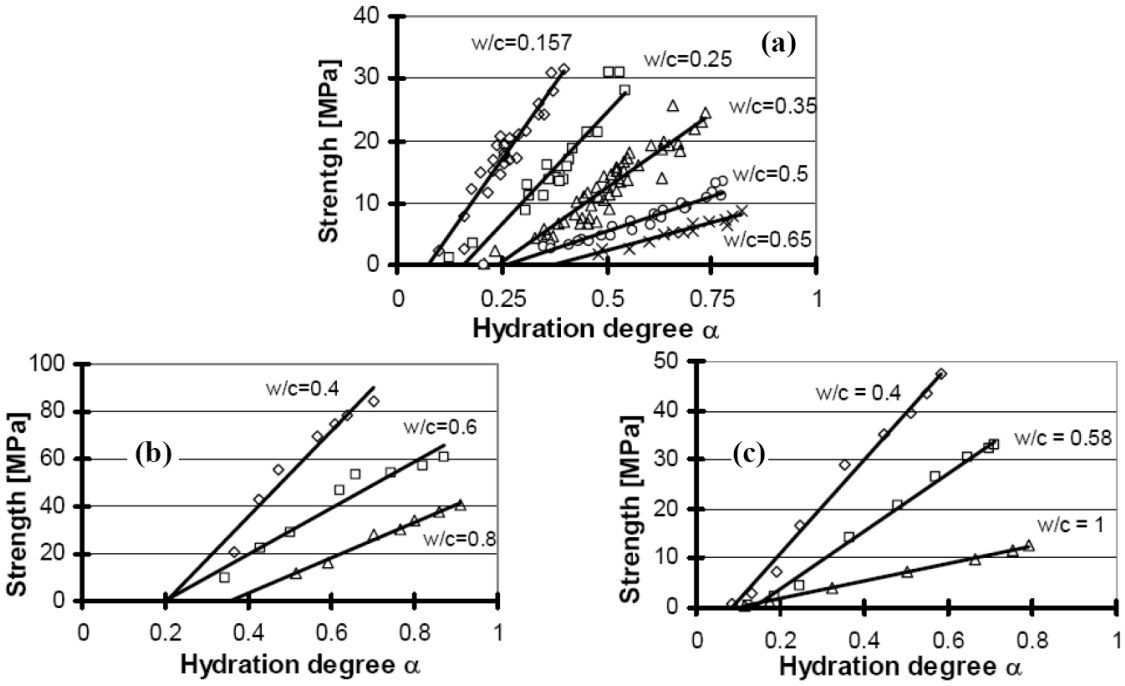


Figure I-28 : Evolution de la résistance en compression au cours de l'hydratation pour des pâtes (a), des mortiers (b), et des bétons (c) à base de CEM I et de e/c différents **[Torrenti et Benboudjema, 05]**

2. Résistance en traction

Concernant la résistance en traction, **[Oluokun, 91] [Oluokun et al., 91]** ont défini une relation en fonction de la résistance en compression :

$$ft = k_t (fc)^n \qquad \text{[I-46]}$$

où *fc* est la résistance en compression et *ft* est la résistance en traction. Selon **[De Larrard, 00]**, *n* peut prendre comme valeur 0,57 (proche de la valeur de 2/3 proposée dans **[EC2-1-1 annexe française]**). Quant au coefficient *kt*, il varie selon la nature de granulats (de 0,35 pour des calcaires à 0,45 pour des silex ou basaltes)

3. Module de Young

Le module de Young peut également être estimé correctement à partir de la résistance en compression **[Neville, 00]**.

Expérimentalement, le module de Young peut être déterminé à partir d'essai de compression. En effet, dans la partie élastique de la loi de comportement du béton, le module de Young représente le coefficient de proportionnalité entre la contrainte appliquée au béton à la déformation de celui-ci. Une autre voie consiste à définir le module d'Young du béton à partir des proportions de pâte de ciment, du module d'Young des granulats (E_g) et du module d'Young de la pâte de ciment (E_m) par la relation **[Leroy, 96]** :

$$E = E_m (1 + 2g \frac{E_g^2 - E_m^2}{(g^* - g)E_g^2 + 2(2 - g^*)E_g E_m + (g^* + g)E_m^2} \text{ avec } E_m = 226\, fc \qquad \text{[I-47]}$$

où *fc* est la résistance en compression, *g* est la faction volumique du squelette dans le béton et *g** est la compacité du squelette.

De nombreux auteurs se sont intéressés à des méthodes non destructives de mesures du module d'Young et notamment par l'utilisation d'ultrasons.

Parmi ces travaux, citons notamment ceux de **[Byfors, 80]** qui propose un rapport entre le module dynamique (E_{dyn}) et le module statique (E_{stat}) égal à 1,2. Néanmoins, d'autres auteurs **[l'Hermite et al., 65], [Stanton, 44]** cités dans **[Martinez, 92]** ont montré que le rapport E_{dyn}/E_{stat} n'est pas constant et diminue au cours du temps.

Enfin, des travaux récent de Stefan **[Stefan, 09]** montrent qu'il est possible par homogénéisation de prédire correctement l'évolution du module de Young des matériaux cimentaires à partir des propriétés de chacune de phases (anhydres, hydrates, granulats).

4. Loi globale d'évolution des caractéristiques mécaniques

Des lois exponentielles qui relient les résistances mécaniques au temps équivalent existent mais une identification de paramètres matériaux est nécessaire (**[Krauβ et Hariri, 06][Atrushi, 03]**). Ces lois empiriques sont celles utilisées par l'Eurocode 2 **[EC2-1-1 annexe française]** concernant les bétons :

$$X_i(t_e) = X_{28}\left\{\exp\left[s\left(1-\sqrt{\frac{28}{t_e - t_0}}\right)\right]\right\}^{n_i} \qquad \text{[I-48]}$$

$$X_i(t_e) \in \{E, f_c, f_t\} \quad et \quad n_i = \begin{Bmatrix} 0{,}3\ pour\ E \\ 1 ou\ 2/3\ pour\ f_t \\ 1\ pour\ f_c \end{Bmatrix}$$

X_{28} = propriété à 28 jours
t_{eq} = temps équivalent
t_0 = prise mécanique
s = paramètre matériau dépendant du type de ciment

Les plus utilisées restent cependant les lois (également empiriques) proposées par De Schutter et Taerwe **[De Schutter et Taerwe, 96]** qui peuvent se résumer de la façon suivante :

$$X(\alpha) = X_\infty\left(\frac{\alpha(t)-\alpha_0}{1-\alpha_0}\right)^{a_X} \qquad \text{[I-49]}$$

où *a* est le paramètre de la loi (différent pour fc, ft et E) et α_0 est le degré d'avancement de la réaction représentant le seuil de percolation mécanique (identique pour fc, ft et E), X_∞ est la valeur pour un temps théorique infini de la propriété mécanique considérée *(X = ft, fc, E)*. Dans l'écriture proposée par De Schutter, α représente le degré d'avancement de la réaction (c'est pour cela qu'on retrouve au dénominateur un degré d'avancement final de 1). Cependant, les mêmes relations basées sur le degré d'hydratation peuvent être écrites **[Bentz et al., 05][Benboudjema et Torrenti, 08]** :

$$X(\xi) = X_\infty\left(\frac{\xi(t)-\xi_0}{\xi_\infty-\xi_0}\right)^{a_X} \qquad \text{[I-50]}$$

La littérature utilise souvent une loi linéaire pour modéliser l'évolution de la résistance en compression. Néanmoins certains auteurs proposent des valeurs différentes. Le Tableau I-12 propose une synthèse non exhaustive des ces valeurs.

Tableau I-12 : Valeurs des paramètres des lois proposées par De Schutter de la littérature

	a_{fc}	a_{ft}	a_E	*Remarques*
IBMB TU Braunschweig **[Krauβ et Hariri, 06]**	3/2	1	½	
[Laube, 90] et **[Onken et Rostásy,95]** Cité dans **[Laccarrière, 07]**	3/2		2/3	
[Gutsch et Rostásy, 94]	3/2	2/3		
[Buffo-Laccarrière, 07]	1	2/3	2/3	
[De Schutter et Taerwe, 96]	0,84 – 1,4	0,46 – 0,88	0,26 à 0,62	Fonction du type de ciment

Des méthodes théoriques de prédiction de l'évolution des caractéristiques basées sur la prédiction numérique de l'évolution de la microstructure couplée à des méthodes d'homogénéisation (essentiellement de type Auto-cohérent ou Mori-Tanaka) ont vu le jour récemment **[Bernard et al., 03a]**, **[Torrenti et Benboudjema, 05]**, **[Smilauer et Bittnar, 06]**, **[Yang et Li, 06], [Stefan, 09]**.

La première étape de ce type de modèle est la prédiction de l'évolution de la microstructure de la pâte de ciment. Dans un deuxième temps, on remonte à l'échelle supérieure (échelle mésoscopique : mortier puis macroscopique : béton) par des techniques d'homogénéisation. Ce type de calcul est dit « multi-échelles ». Ces techniques sont parfois très couteuses en ressources informatique et reste essentiellement limitées au comportement élastiques. Elles ne sont donc pas adaptées à notre objectif (le comportement macroscopique du béton ainsi que le comportement structurel d'ouvrages).

5. Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson(υ) est assez peu variable. **[Neville, 00]** préconise une valeur de 0,2 pour la plupart des bétons. Néanmoins, **[De Schutter, 02a]** a proposé une évolution fonction du degré d'hydratation :

$$\upsilon(\xi) = 0{,}18\sin\frac{\pi\xi}{2} + 0{,}5\exp(-10\xi) \qquad \text{[I-51]}$$

Pour un degré d'hydratation nul, on retrouve une valeur du coefficient de poisson égale à 0,5, caractéristique des fluides incompressibles. Par homogénéisation, Stefan **[Stefan, 09]** a également proposé des lois d'évolutions du coefficient de Poisson en fonction du degré d'hydratation pour plusieurs e/c.

B. Evolution de la résistance en compression, en traction et du module de Young

La connaissance de l'évolution des propriétés mécaniques du béton au jeune âge est également importante dans la mesure où ces évolutions conditionnent la réponse mécanique du matériau aux déformations d'origine thermique et chimique citées préalablement. D'autre part, elle nous renseigne également sur le moment présumé de la fissuration. Il est donc important de connaître précisément l'évaluation des propriétés mécaniques.

Une campagne d'essais de caractérisation qui se compose en 3 types d'essais a donc été menée :

- Des essais de compression pour déterminer l'évolution de la résistance en compression et l'évolution du module de Young statique.
- Des essais de traction par fendage qui donnent l'évolution de la résistance en traction. Nous n'avons pas réalisé des essais de traction directe car ceux-ci sont difficiles à mettre en œuvre. En effet, les éprouvettes doivent être collées et le temps de séchage des colles capables de reprendre les efforts considérés ne nous permettent pas de faire des essais au jeune âge.
- Des essais non-destructifs de mesure de propagation d'ondes ultrasonores permettant de déduire la valeur du module de Young dynamique.

1. Résistance en compression et en traction

Les essais de compression et de traction par fendage ont été réalisés sur des éprouvettes 11x22cm à l'aide d'une presse d'une capacité de 2500KN. Les éprouvettes ont été conservées à 20°C protégées de la dessiccation par une double couche d'aluminium adhésif **[Toutlemonde et Le Maou, 96]** jusqu'à leur décoffrage environ 1h avant l'échéance de mesure puis elles ont été rectifiées mécaniquement. Pour chaque essai, au minimum 3 éprouvettes ont été testées. Les résultats expérimentaux ainsi que l'évolution basée sur les lois proposées par De Schutter sont présentés sur la Figure I-29.

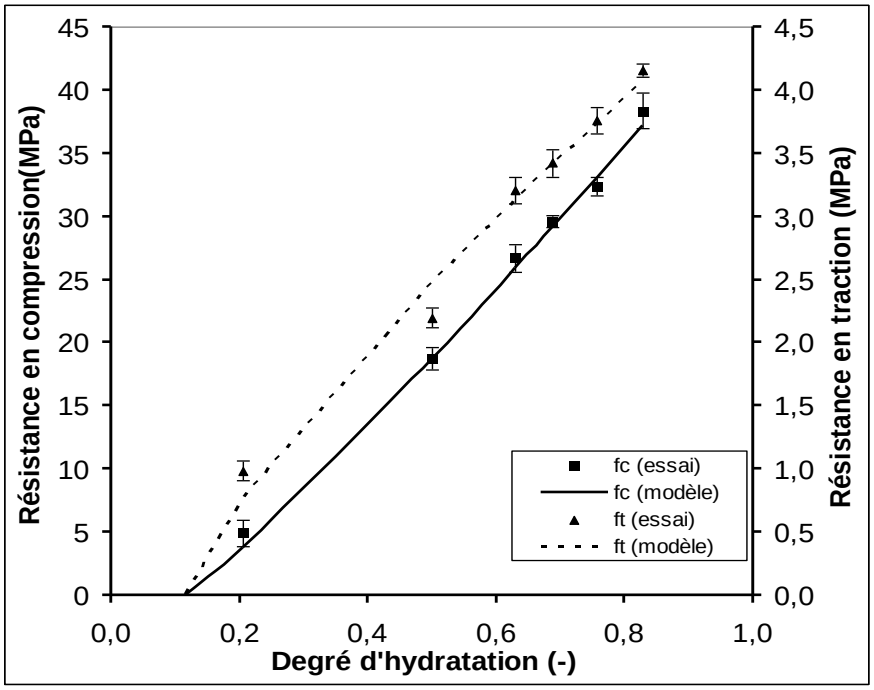


Figure I-29 : Evolution des résistances en compression (fc) et en traction (ft) en fonction du degré d'hydratation. Comparaison avec le modèle de De Schutter (paramètres : cf. Tableau I-13).

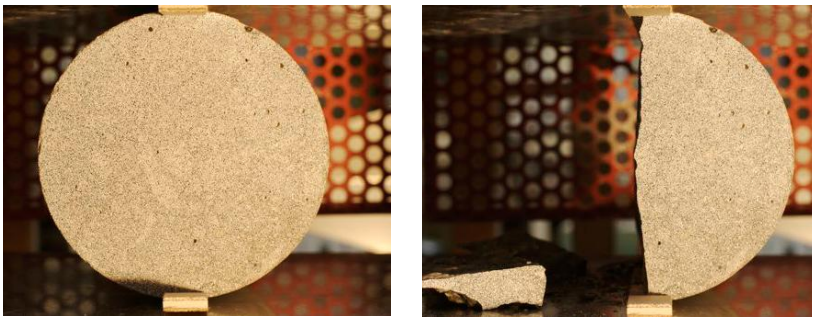


Figure I-30 : Essai de fendage (photo : **[De Larrard, 10]**

Ces résultats sont conformes à ceux obtenus par d'autres auteurs **[Byfors, 80]**, **[Torrenti, 92]**, **[De Schutter, 02b]**. Nous avons volontairement choisi de prendre une valeur ξ_0 identique pour ces deux propriétés mais également pour l'évolution du module de Young (cf. ci-dessous). En effet, ce seuil représente le seuil de percolation mécanique du béton et il est logique qu'il soit le même quelle que soit la propriété mécanique. Ainsi le calcul des paramètres des lois d'évolution ainsi que la valeur du seuil de percolation mécanique se fait par une minimisation de l'erreur par la méthode des moindres carrés.

2. Module de Young

La mesure du module d'Young statique se fait en même temps que l'essai de compression. L'éprouvette est équipée d'un extensomètre J2P qui se compose de deux anneaux rigides fixés au béton par l'intermédiaire de vis pointeaux. On mesure alors le déplacement d'un anneau par rapport à l'autre à l'aide de 3 capteurs LVDT situé à 120° (cf. Figure I-32).

Les mesures dynamiques sont réalisées juste avant l'essai de compressions sur la même éprouvette. On mesure le temps que met l'onde ultrasonore longitudinale pour parcourir la longueur de l'éprouvette (à l'aide d'un émetteur et d'un récepteur reliés à un oscilloscope cf. Figure I-32). Le module de Young dynamique est ensuite calculé à partir la relation suivante (en considérant que le coefficient de Poisson est égal à 0,2 et que le béton se comporte comme un solide dès la prise **[Krautkrämmer et Krautkrämmer, 90]** et **[ASTM C 597]**) :

$$V_L = \sqrt{\frac{E\,(1-\nu)}{\rho\,(1+\nu)\,(1-2\,\nu)}} \qquad \text{[I-52]}$$

où V_L est la vitesse de propagation de l'onde, ν est le coefficient de Poisson, ρ est la masse volumique du béton et E est le module d'Young dynamique.

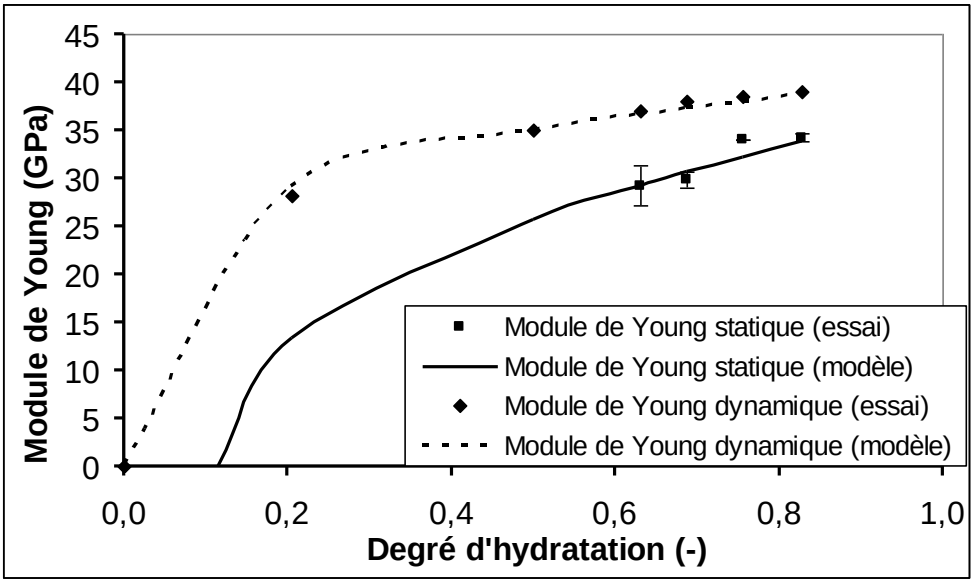


Figure I-31 : Evolution des modules d'élasticité statique et dynamique en fonction du degré d'hydratation. Comparaison avec le modèle de De Schutter (paramètres : cf. Tableau I-13).

(a)

(b)

Figure I-32 : Essais de mesures des modules de Young statique (a) et dynamique (b)

Pour ces essais, on remarque à nouveau une bonne concordance entre les résultats expérimentaux et le modèle (cf. Tableau I-13 pour la valeur des paramètres déterminés). La valeur du coefficient de non linéarité entre le module de Young et le degré d'hydratation est bien dans la plage précédemment proposée dans la littérature. De plus, comme **[Byfors, 80]**, on retrouve une diminution du rapport Edyn/Estat. Toutefois, les essais dynamiques surestiment largement les valeurs du module d'Young et par la suite nous n'utiliserons que les valeurs issues des essais mécaniques. Les essais utilisant des ultra-sons comportent un avantage non négligeable puisqu'ils sont non-destructifs mais il vaut mieux les utiliser de manière qualitative (comparaison de deux bétons, détection du seuil de percolation des phases solides).

Tableau I-13 : Valeurs des paramètres des lois proposées par De Schutter pour le béton considéré

Paramètre	ξ_0	a_{fc}	a_{ft}	a_E	a_{Edyn}
Valeur	0,115	1,1	0,81	0,45	0,21

C. Essai de traction sur reprise de bétonnage

Les structures massives en béton ne sont généralement pas coulées en continue ou en une seule fois et les phasages de construction imposent des reprises de bétonnage. Ces reprises de bétonnage sont à la fois la cause d'un risque de fissuration au jeune âge (d'un point de vue structurel, les déformations du béton fraîchement coulé sont gênées par la partie préalablement hydratée) mais également la cause d'une réduction de la résistance du béton (localement des gradients de déformations apparaissent et la continuité de la matière par rapport à un béton de « masse » est plus faible).

Dans l'étude du comportement de structure massive, il apparait donc important de pouvoir quantifier la réduction de la résistance du béton notamment en traction. Dans cette optique, des essais de fendage sur reprises de bétonnage ont donc été réalisés (le diamètre sollicité par l'essai de fendage est également le lieu de la reprise de bétonnage ; cf. Figure I-33).

Pour réaliser ces reprises de bétonnage, les éprouvettes 16x32cm ont été coulées en deux fois avec un délai de maturation de 3 semaines entre la première et la deuxième partie (durée représentative du la construction d'une enceinte de confinement). Pour le coulage de la deuxième partie, les éprouvettes coulées verticalement ont été couchées puis re-vibrées sur une table vibrante afin de simuler une reprise de bétonnage dans le plan horizontal (les éventuelles bulles d'air prisonnières dans l'interface remontant au niveau de la génératrice supérieure du cylindre).

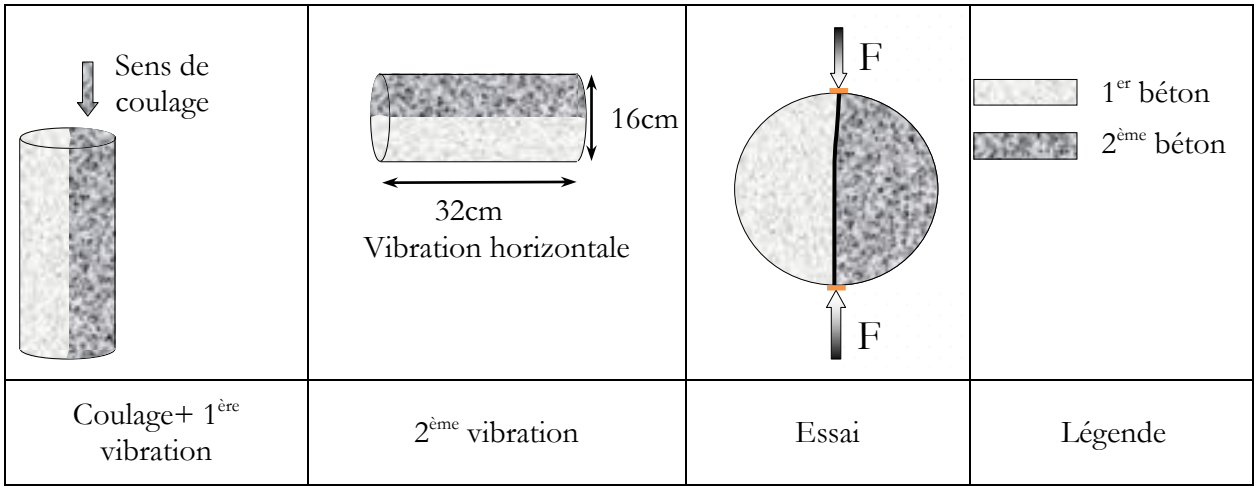


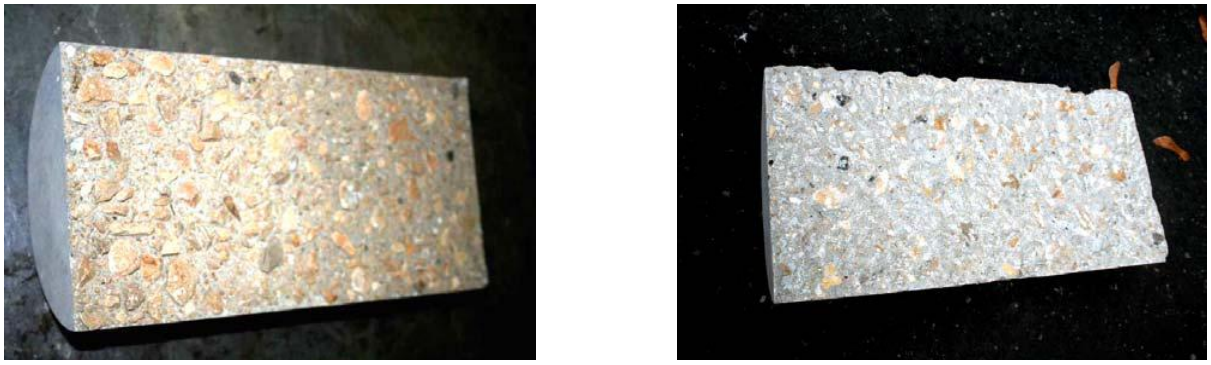
Figure I-33 : Schéma de phasage de réalisation des essais de fendage sur reprise de bétonnage

Trois types de traitement sont appliqués à la surface de la première couche pour la reprise de bétonnage, à savoir :

- Pulvérisation d'un retardateur de surface (Sika Rugasol) suivie d'un décapage à l'eau sous pression après une durée de maturation de 20 heures environ, jusqu'à disparition complète de la couche retardée n'ayant pas fait sa prise (RD : Retardée Décapée).
- Pulvérisation d'un retardateur de surface suivie d'un oubli de décapage à l'eau sous pression. Le retardateur reste en place, sèche sur la surface de bétonnage. Le complément est coulé directement dessus (RND : Retardée Non Décapée).
- Absence de tout traitement sur béton frais suivie d'un bouchardage (piquage de la surface constituée de laitance et de mortier) pour faire apparaître une rugosité après 15 jours de

maturation minimum. La rugosité résultante est d'environ +/- 5mm. Ce bouchardage est suivi d'un lavage à l'eau sous pression pour débarrasser la surface des poussières et des débris de béton (PML : Piquée Mécaniquement puis Lavée).

Les états de surface pour les éprouvettes RD et PML sont présentés sur la Figure I-34.



(a) (b)

Figure I-34 : Etats de surface pour les éprouvettes de type RD (a) et PML (b) ; photos G. Bernier

Les résultats à 7 jours montrent que les contraintes de rupture en traction par fendage dépendent fortement du type de traitement. Dans l'ordre croissant des résultats, nous observons que le plus faible correspond à la reprise RND. La reprise de bétonnage par piquage de la surface suivi d'un nettoyage à l'eau donne une valeur intermédiaire mais les meilleurs résultats sont obtenus par le traitement de surface par application du retardateur suivi (à 20h dans notre cas) d'un décapage à l'eau sous pression. Le Tableau I-14 regroupe les valeurs des différentes contraintes à la rupture en MPa mais également les valeurs relatives par rapport à une éprouvette coulée en une fois âgée de 7jours. La valeur plus faible de cette référence par rapport aux résistances présentées précédemment s'explique d'un part par l'effet d'échelle **[Van Vliet et Van Mier, 00]** mais surtout par le fait que ces éprouvettes étaient conservées à 20°C à humidité ambiante (et non en conditions endogènes). Or les résultats de la littérature montrent globalement que le séchage diminue la résistance en traction (probablement à cause de la microfissuration induite) **[Fouré, 85][de Larrard et Bostvirronois, 91]**.

Tableau I-14 : Valeurs des résistances résiduelles en fonction du type de reprise

Type de reprise	*RND*	*PML*	*RD*	*REF*
Valeurs moyennes (MPa)	1,09	1,86	2,3	2,92
Valeurs relatives	0,373	0,637	0,788	1

Pour la reprise RND, on observe très peu de liaisons mécaniques entre les deux parties de l'éprouvette, seuls quelques granulats ont percé la couche retardée non lavée. Pour la reprise PML, le mortier s'est inséré dans les anfractuosités du premier béton, la rupture s'est majoritairement faite dans ce mortier. Pour la reprise RD, le faciès de rupture montre de nombreuses ruptures transgranulaires, l'imbrication des deux bétons est bonne, on n'observe pas de rupture d'interface au niveau du mortier.

Dans tous les cas, même avec un bon traitement de surface, on constate une résistance plus faible d'au moins 20%.

III. Retrait endogène et déformation thermique

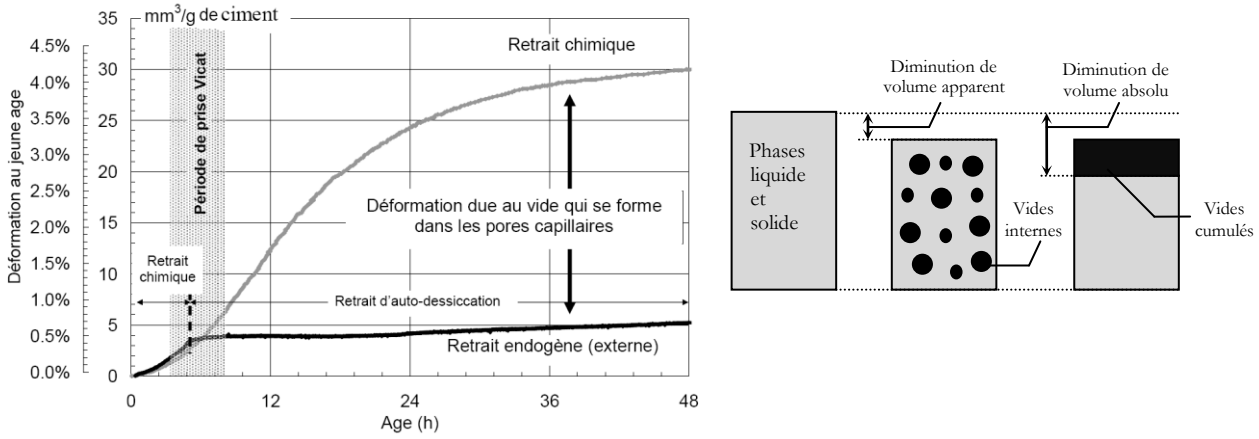
A. Bibliographie

Comme nous l'avons vu dans les paragraphes précédents, la réaction d'hydratation du ciment s'accompagne d'un dégagement de chaleur et d'une évolution des caractéristiques mécaniques. Cependant, la réaction chimique a également pour conséquences une variation de volume d'origine endogène et/ou thermique.

1. Variation volumique endogène

a. Notion de retrait chimique et retrait endogène

Les volumes des produits de la réaction étant plus faibles que les volumes des réactifs, la réaction s'accompagne d'une variation volumique négative couramment appelée contraction Le Châtelier **[Le Chatelier, 1900]**. Cette variation de volume est également appelée diminution de volume absolu ou retrait chimique. Heureusement, la variation de volume absolu est plus importante que la variation de volume externe (dit retrait endogène). En effet, avant la prise, ces deux types de retrait sont égaux comptes tenus du comportement fluide du matériau (le fluide ne s'oppose pas à la contraction Le Chatelier) alors qu'après la prise, le squelette solide s'oppose à la déformation. Ainsi, le retrait chimique va être à l'origine de la formation d'un volume gazeux à l'intérieur du matériau. Ce volume gazeux n'est pas comptabilisé dans la déformation volumique externe (Figure I-35).



(a) (b)

Figure I-35 : Différence entre le retrait chimique et endogène **[Bouasker, 07]**(a) définition des volumes apparent et absolu **[Garcia-Boivin, 99]** (b)

Toutefois, le volume gazeux ainsi généré au sein du matériau va être à l'origine du retrait d'auto-dessiccation. Dans la littérature, la distinction entre le retrait endogène et le retrait d'auto-dessiccation est rarement faite comme le souligne **[Bouasker, 07]**. En toute rigueur, il convient de dire que le retrait endogène se compose avant prise du retrait chimique et après prise du retrait d'auto-dessiccation.

b. L'auto-dessiccation

L'auto-dessiccation est une conséquence directe de la création d'un volume gazeux au sein du matériau cimentaire. En effet, l'hydratation des anhydres du ciment consomme l'eau de gâchage, pour former des nouveaux produits (les hydrates). Les pores capillaires saturés en début d'hydratation, se vident au fur et à mesure de l'hydratation et la création du volume gazeux engendre

une diminution de l'humidité relative du milieu. Ainsi le volume initialement occupé par l'eau est progressivement remplacé par des vides ce qui se traduit par une dépression capillaire **[Wittmann, 68]** avec l'apparition de ménisques d'eau générant des forces à l'interface gaz – liquide dues à la tension superficielle de la phase liquide. Ces forces induisent des contraintes de compression sur les parois des pores et une contraction du matériau.

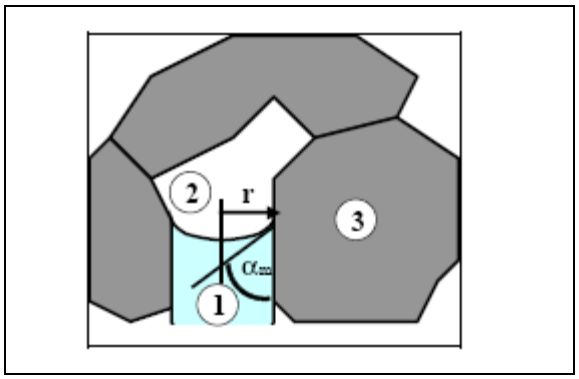


Figure I-36 : Ménisque capillaire non saturé (1 : liquide ; 2 : gaz ; 3 : solide) **[Garcia-Boivin, 99]**

En faisant l'hypothèse que les pores capillaires de la matrice cimentaire sont cylindriques, la loi de Laplace décrit l'équilibre mécanique:

$$P_g - P_L = \frac{2\sigma}{r}\cos\alpha_m \qquad \text{[I-53]}$$

où P_g est la pression de la phase gazeuse (air sec + vapeur d'eau) [Pa], P_l est la pression de l'eau liquide [Pa], σ est la tension superficielle de l'interface liquide-gaz (σ = 72,75x10^{-3}N.m^{-1} pour l'eau) [N.m^{-1}], r est le rayon du pore où le ménisque existe [m], et α_m est l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide ou angle de mouillage [rad].

La loi de Kelvin donne ensuite une relation entre cette différence de pression entre l'eau et l'air avec l'humidité relative. Selon cette loi, la dépression dans un milieu poreux dépend de la température et de l'humidité :

$$P_g - P_L = \frac{RT\rho_e}{M}\ln(h) \qquad \text{[I-54]}$$

où R est la constante molaire des gaz [J.mol^{-1}.K^{-1}], T est la température [K], ρ_e est la masse volumique de l'eau [kg.m^{-3}], M est la masse molaire de l'eau [kg.mol^{-1}] et h est l'humidité relative, égale au rapport de la pression partielle de vapeur d'eau sur la pression de vapeur saturante.

Ainsi en combinant ces deux relations, une relation entre la dépression capillaire, le rayon des pores capillaires et l'humidité relative peut être établie :

$$\sigma_{cap} = P_g - P_L = -\frac{RT\rho_e}{M}\ln(h) = \frac{2\sigma}{r}\cos\alpha_m \qquad \text{[I-55]}$$

Cette relation montre qu'à chaque humidité relative correspond une taille de pore rempli d'eau. Ainsi, la baisse de l'humidité relative aura pour conséquence de sécher les pores capillaires en partant des gros diamètres vers les plus petits. D'autre part, cette relation met en exergue le fait que plus le rayon attaqué par le front de dessiccation est faible, plus l'intensité des pressions exercées sur les parois capillaires seront importantes et donc plus le retrait endogène sera important.

D'après Lura et al. **[Lura et al., 03]** ainsi que Fazhou et Yufei **[Fazhou et Yufei, 06]** il existe, au-delà de 24 heures d'hydratation et à 20°C, une relation de type linéaire entre le retrait endogène et l'humidité relative interne (la pente de la relation augmentant avec la diminution du rapport e/c) :

$$\dot{\varepsilon}_{re} = k\,\dot{h} \qquad \text{[I-56]}$$

où ε_{re} le retrait endogène, h est l'humidité relative interne. La même relation a été proposée pour modéliser le retrait de dessiccation **[Wittmann et Roelfstra, 80]** **[Xi et al., 94]**.

D'autres mécanismes comme la variation de l'énergie de surface des particules colloïdales (tension de surface) ou les pressions de disjonction sont également proposés par la littérature. Cependant ces phénomènes semblent n'intervenir que dans le cas où l'humidité relative interne est faible ce qui n'est pas le cas lors de l'auto-dessiccation. De surcroît, Acker **[Acker, 03]** indique que pour une humidité relative de 75%, les dépressions capillaires peuvent atteindre 30MPa montrant ainsi que les dépressions capillaires sont suffisantes pour provoquer les déformations de retrait d'auto-dessiccation.

c. Le gonflement ettringittique

Au début de l'hydratation, le retrait d'auto-dessiccation peut être compensé par des phénomènes de gonflement. Pour des ciments dits expansifs et d'après Nagataki et Gomi **[Nagataki et Gomi, 98]**, l'expansion peut atteindre quelques centaines de µm/m. L'aluminate de calcium ajouté au ciment Portland afin d'augmenter la formation d'ettringite peut également avoir une influence sur ce phénomène **[Bentz et al., 01]**. Dans ces ciments, le gonflement serait dû à la pression générée par la formation orientée des cristaux d'ettringite. D'autres facteurs pourraient être à l'origine du gonflement des pâtes de ciments tels que le dosage en chaux libre (CaO) et en magnésium (MgO) selon Taylor **[Taylor, 90]**.

2. La mesure de la déformation endogène

Bien que les mécanismes responsables du retrait endogène des bétons semblent être désormais connus et admis par l'ensemble de la communauté scientifique, la mesure de celui-ci reste problématique et ne fait pas l'unanimité. En effet, les mesures du retrait endogène en condition de laboratoire présentent de nombreux artefacts ayant des conséquences non-négligeables sur l'évolution de ce retrait. Ces artefacts viennent de la définition même du retrait endogène puisqu'il s'agit d'un retrait qui doit se dérouler sans échange hydrique avec l'extérieur, sans variation de température et sans que le retrait ne soit gêné par le contact avec le support de l'échantillon. Une bonne synthèse des différents artefacts pour chaque méthode de mesure est disponible dans **[Bouasker, 07]** et **[Stefan, 09]**.

Dans la littérature, il existe deux grands types de mesure à savoir les mesures volumiques (par suivi du niveau du liquide d'immersion ou par pesée hydrostatique) et les mesures linéiques (horizontales ou verticales). Les mesures volumiques actuellement utilisées (essentiellement par pesée hydrostatique) ne permettent pas de tester des échantillons de béton. Même s'il est possible, à partir de mesures de retrait endogène sur pâte de ciment ou mortier, de remonter au retrait endogène d'un béton (par exemple par le modèle trisphère **[Leroy, 96]**), selon Bissonnette et Marchand **[Bissonnette et Marchand, 04]**, les résultats d'Hammer et al. **[Hammer et al., 01]** démontrent que le retrait d'autodessiccation du béton ne peut être prédit de manière fiable à partir de la connaissance du retrait de sa pâte constitutive. Dans notre étude, nous nous intéressons au comportement macroscopique du béton et nous nous bornerons donc dans cette partie bibliographique à présenter succinctement les méthodes linéiques utilisables sur béton.

a. Essais linéiques horizontaux

La mesure linéique horizontale consiste à mesurer la déformation longitudinale d'un échantillon coulé dans un moule horizontal. Le principal artefact de ce type de mesure réside dans la présence de frottements entre l'échantillon et le moule. Evidemment, il est possible de limiter ce contact (lubrification des parois, utilisation de téflon,…) cependant, la présence de forces de frottements ne peut pas être complètement évitée et la mesure ainsi réalisée sous-estimera d'autant le retrait endogène.

Bjøntegaard **[Bjøntegaard, 99]** a utilisé des capteurs LVDT en contact direct avec des plots d'ancrage fixés dans l'éprouvette. Néanmoins, les mesures ne commencent qu'à l'instant où le matériau est suffisamment rigide et on ne mesure donc pas les déformations avant la prise.

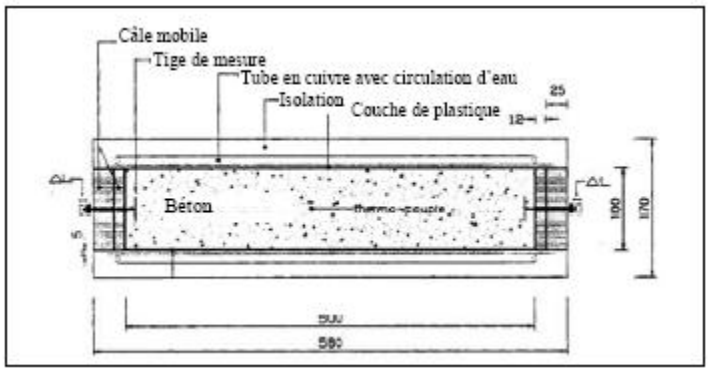


Figure I-37 : Système de mesure avec des inserts **[Bjøntegaard, 99]**

Morioka et al. **[Morioka et al., 99]** ont remplacé les capteurs de déplacement de type LVDT par des capteurs laser permettant de mesurer des déformations même au très jeune âge, dès la fin du coulage.

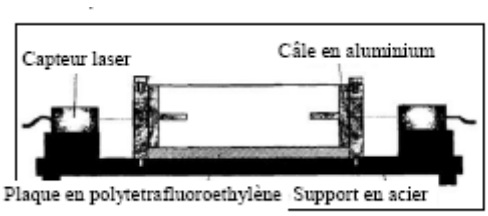


Figure I-38: Système de mesure avec des capteurs sans contact **[Morioka et al., 99]**

b. Essais linéiques verticaux

En 1995, Jensen et Hansen **[Jensen et Hansen, 95]** ont développé un banc d'essai pour mesurer le retrait horizontal basé sur l'utilisation de moule composé de tube flexible mais cette méthode ne convenait pas au béton. Ils ont donc modifié leur système **[Jensen, 05]** afin de mesurer le retrait vertical des composés cimentaires.

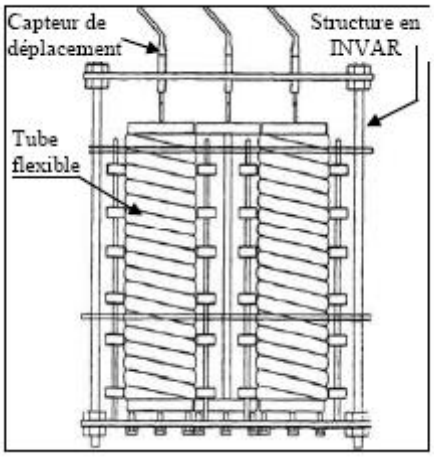


Figure I-39 : Système de mesure vertical avec un tube flexible **[Jensen, 05]**

Figure I-40 : Dispositif expérimental de retrait linéique vertical **[Boulay, 07]**

[Boulay, 07] a également développé un dispositif de mesure de retrait endogène en vertical (applicable aussi pour mesurer le coefficient de dilatation thermique). Il est composé de deux platines ancrées aux extrémités de l'éprouvette (Figure I-40), dont le déplacement relatif est enregistré par un capteur de déplacement. Le moule est constitué d'une enveloppe en caoutchouc en forme « d'accordéon » qui permet de suivre les déformations de l'éprouvette dès le très jeune âge. L'ensemble est ensuite immergé dans un bain d'eau thermostaté.

[Le Roy, 96] et **[Craeye et de Schutter, 06**] ont utilisé des moules en téflon placés dans une chambre climatique à 20°C. La déformation endogène est ensuite mesurée par des capteurs LVDT. Selon **[Bouasker, 07]**, cette méthode présente des évolutions thermiques de l'échantillon plus important que dans le cas d'une immersion dans un bain thermostaté.

c. Facteurs influençant l'amplitude du retrait endogène

Les différentes méthodes utilisées dans la littérature présentent chacune des artefacts différents et plus ou moins importants rendant délicate l'étude quantitative des facteurs influençant l'amplitude du retrait endogène. Néanmoins, il apparait clairement que les facteurs suivants ont une influence sur le retrait endogène :

- le rapport e/c : plus il est faible, plus le retrait est élevé **[Miyazawa et Tazawa, 05][Garcia-Boivin, 99][Holt, 01][Baroghel Bouny et al., 06] [Stefan, 09]**

- La fraction volumique de granulats : plus elle est élevée, plus le retrait est faible **[Baron, 71][Tazawa et Miyazawa, 98][Bouasker, 07][Holt, 01]**
- Le type de ciment : d'après les travaux de Bouasker **[Bouasker, 07]** le CEM III aurait un retrait plus important que le CEM I et que le CEM II.

D'autres facteurs, au contraire, semblent ne pas (ou peu) avoir d'influence sur le retrait endogène :

- La taille de l'échantillon **[Mounanga, 04][Mitani, 02]**
- La nature des granulats **[Bouasker, 07]**
- Le temps de vibration, la quantité l'air occlus **[Mitani, 02]**

Finalement, l'effet de la température reste lui incertain. Selon Lura **[Lura, 03],** l'amplitude ne dépend pas nécessairement de la température. Pour Turcry **[Turcry et al., 02]** une relation systématique entre les déformations endogènes et la température ne peut être obtenue. Bjøntergaard **[Bjøntergaard, 99]** observe des déformations plus importantes des bétons gardés à 5 et à 13°C que pour ceux gardés à 20°C (Mounanga et al. **[Mounanga et al., 06]** ont obtenu des résultats similaires pour des pâtes de ciment). Une explication plausible à l'ensemble de ces résultats consiste à dire qu'en-dessous d'une certaine valeur seuil (non définie) l'amplitude du retrait est affectée alors qu'au dessus, seule la cinétique de développement du retrait endogène est influencée par la température.

d. Modélisation simplifiée du retrait endogène

Le retrait endogène est une conséquence de l'hydratation. Plusieurs modèles simples existent, parmi lesquels celui de Acker **[Acker, 97]** basé sur la résistance en compression mais majoritairement on retrouve dans la littérature une relation linéaire entre le degré d'hydratation et le retrait endogène **[Ulm et Coussy, 98] [Benboudjema et Torrenti, 08]** basée sur les résultats de Laplante **[Laplante, 93]** et Mounanga et al. **[Mounanga et al., 06]** :

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^{au} = -\kappa \left\langle \xi - \xi_0 \right\rangle_+ \delta_{ij} \qquad \text{[I-57]}$$

où κ est un paramètre matériau, $\langle \cdot \rangle_+$ est l'opérateur partie positive, ξ_0 est le seuil d'apparition du retrait.

Comme pour l'évolution de l'hydratation et des propriétés mécaniques, des modèles microscopiques multi-échelles existent pour le retrait endogène **[Michaud, 06], [Pichler et al., 07]** mais pour les mêmes raisons, ceux-ci ne peuvent pas être utilisés à l'échelle d'une structure. Le modèle reliant le retrait endogène à la variation d'humidité relative aurait pu être utilisé. Toutefois, il aurait nécessité la connaissance notamment des évolutions de distribution poreuse (et/ou des isothermes de désorption) qui sont délicate à déterminer au jeune âge. Ces informations sont également requises pour les modèles microscopiques cités préalablement.

3. Evolution du coefficient de dilatation thermique (CDT)

Dans la mesure du retrait endogène, il est important de conserver une valeur de température stable au cours de l'essai. Dans le cas contraire, il devient difficile de décorréler les déformations de type thermique et endogène. En effet, même si le coefficient de dilatation thermique (CDT) d'un béton se stabilise très rapidement après le début de l'hydratation, son évolution au jeune âge est importante. **[Neville, 00]** propose des valeurs finales selon le type de granulats.

Tableau I-15: valeur des coefficients de dilatation thermique selon la nature des granulats

Granulats du béton	**Cœff. de dilatation thermique du béton [K^{-1}]**
Calcaire	6.10^{-6}
Granite	9.10^{-6}
Grès	10.10^{-6}
Quartzite	12.10^{-6}

Plusieurs auteurs **[Bjøntergaard et Sellevold, 01]**, **[Laplante et Boulay, 94]** ont proposé des méthodes de détermination de ce coefficient. La difficulté de la mesure vient du fait de la thermo-activation de la réaction d'hydratation. D'autre part, il faut corriger les variations de longueur spontanées des matériaux (déformation endogène).

Une technique consiste à s'appuyer sur une éprouvette témoin (on peut aussi utiliser l'énergie d'activation mais cela nécessite une détermination de celle-ci très précise ce qui est pratiquement impossible) dont la température reste peu différente de 20°C. L'autre éprouvette subit alors une histoire de température différente (montée en température puis descente ou oscillation de la température autour de la température de l'éprouvette témoin).

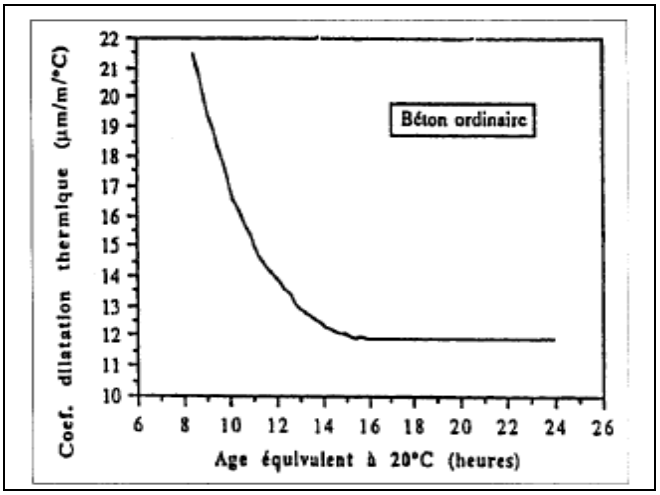


Figure I-41 : Evolution du coefficient de dilatation thermique **[Laplante et Boulay, 94]**

Les résultats de la littérature s'accordent sur le fait que le coefficient de dilatation thermique diminue durant les premières heures. En revanche, la valeur initiale est différente selon les auteurs ainsi que la transition entre la phase variable et la phase stabilisée. Bjøntergaard et Sellevold **[Bjøntergaard et Sellevold, 01]** observe un passage par une valeur minimale du CDT. Il est à noter que certains auteurs **[Emborg, 89][Sarkis et al., 02]** s'accordent à dire que le CDT est plus grand en phase de montée en température qu'en refroidissement. D'autre part, une hypothèse forte doit être faite si on utilise une histoire de température à savoir que les déformations endogènes ne dépendent pas de celle-ci mais uniquement de l'âge équivalent du béton. **[Loukili et al., 00]** pense que cette hypothèse est abusive (car ses résultats montrent des amplitudes de retrait endogène fortement affectées par l'histoire de température que subie le matériau) et propose donc une méthode de détermination du CDT à partir de mesures volumiques sur mortier.

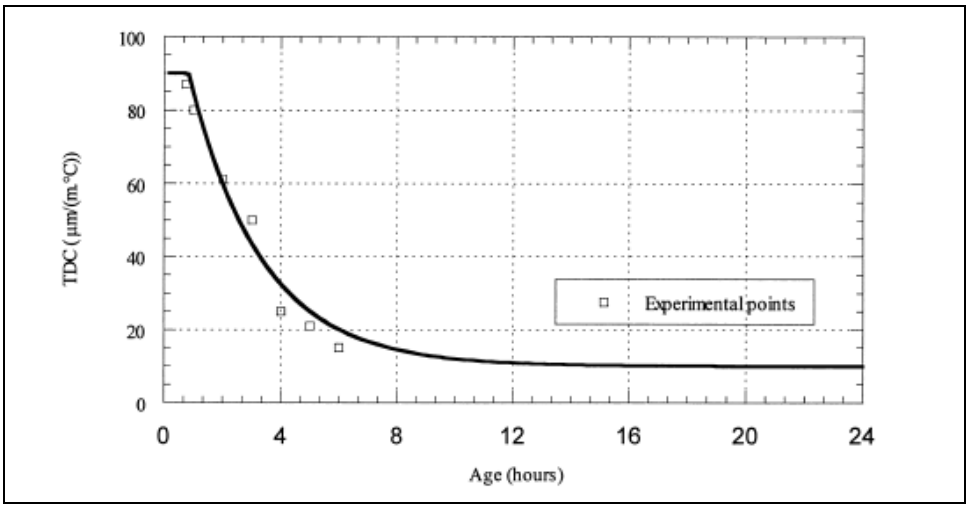


Figure I-42 : Evolution du coefficient de dilatation thermique **[Loukili et al., 00]**

B. Evolution du retrait endogène

Comme nous l'avons vu dans la partie bibliographique, la méthode de mesure du retrait endogène ne fait pas l'unanimité dans la communauté scientifique. Nous avons donc envisagé plusieurs méthodes de mesure de ce retrait.

1. Présentation des essais

a. Mesure au retractomètre

Le principe du retractomètre (dispositif controlab) est simple. Il consiste à mesurer l'évolution de la distance entre deux plots en laiton à l'aide d'un bâti en forme de potence (Figure I-43). Les contacts entre les plots insérés dans le béton et le support sont réalisés à l'aide de billes et la mesure est réalisée par un capteur de déplacement. Une barre en invar de 28cm sert de référence. Pour s'affranchir des problèmes de frottement entre l'éprouvette et le support, on effectue une mesure verticale. Dans nos expérimentations, les échanges hydriques avec le milieu extérieur sont empêchés par une double barrière composée d'un film alimentaire et d'un film aluminium autocollant.

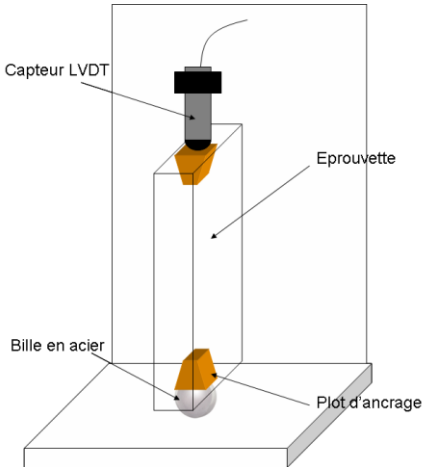
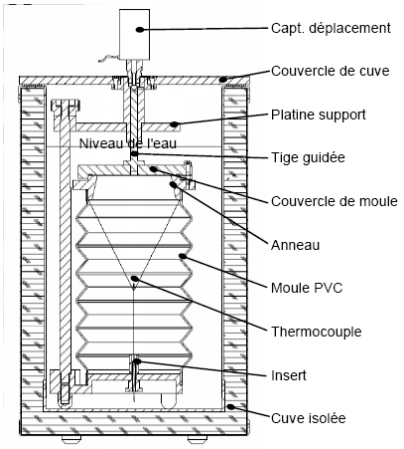


Figure I-43 : Schéma de mesure au retractomètre (dispositif controlab)

b. *Dispositif* [Boulay, 07]

Sur la même gâchée que le béton fabriqué pour l'essai QAB, un essai de retrait endogène a été réalisé au LCPC. Le dispositif utilisé pour cet essai à été mis au point par C. Boulay. Son principe est le suivant : on vient couler le béton à l'état frais dans un moule en accordéon déformable et étanche que l'on place ensuite dans un bain thermostaté à 20°C (Figure I-44). Les mesures sont alors effectuées à l'aide d'un capteur de déplacement en partie haute de l'éprouvette. On mesure également la variation de température de l'éprouvette de béton afin de pouvoir soustraire la déformation d'origine thermique et ne conserver que la déformation endogène.

(a)



(b)

Figure I-44 : Banc de mesure du retrait endogène développé par Boulay au LCPC (a) ; Schéma du dispositif de mesure (b)

c. Dispositif laser ECN (Ecole Centrale de Nantes)

Afin de compléter notre étude sur l'évolution du retrait endogène du béton étudié, nous avons réalisé des essais en collaboration avec l'Ecole Centrale de Nantes qui possède un dispositif différent de ceux précédemment utilisés.

Il s'agit d'un dispositif de mesures horizontales. La mesure de variation de longueur de l'éprouvette se fait par des capteurs sans contact (capteur laser) éliminant ainsi l'influence de l'instrumentation sur le retrait. Néanmoins, le principe de la mesure horizontale augmente la surface de contact entre l'échantillon et le support de l'échantillon par rapport à un essai vertical. Avec ce dispositif, le frottement entre le support et l'éprouvette est limité par l'utilisation d'une plaque de téflon (Figure I-45). Il est cependant évident que ce frottement ne peut pas être complètement éliminé. D'autre part, toujours dans l'objectif de limiter les frottements, les parois latérales servant de coffrage avant la prise du béton sont écartées dès la prise (vérifiée par un prisomètre automatique). Finalement, on mesure la température au cœur de l'éprouvette par un thermocouple afin de pouvoir soustraire, lors de l'analyse, la dilatation thermique aux mesures et n'obtenir que le retrait endogène. Néanmoins, l'élévation de cette température est limitée par une circulation de fluide à l'intérieur de la plaque en téflon inférieure (et par les faibles dimensions de l'éprouvette).

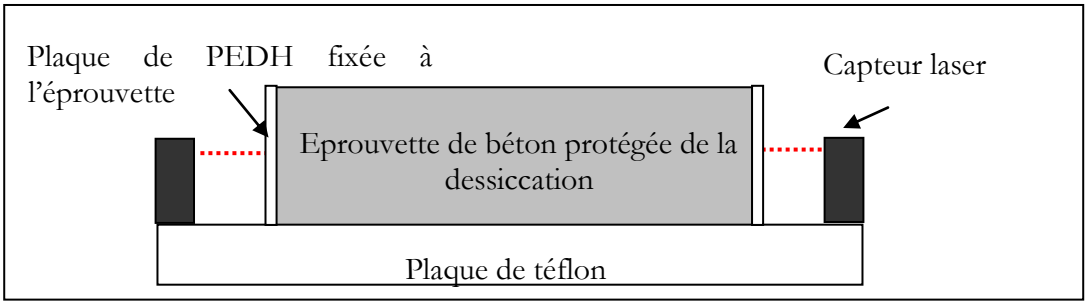


Figure I-45 : Schéma du dispositif de l'ECN

2. Comparaison des différents résultats et discussion

Nous avons donc utilisé trois dispositifs de mesures différents pour déterminer l'évolution du retrait endogène. Lorsque l'on trace les déformations issues de ces différents essais en fonction du degré d'hydratation (Figure I-46), on remarque que les réponses présentent des résultats sensiblement

différents notamment pour les essais au retractomètre. Il est à noter que les courbes de résultats des essais utilisant le retractomètre ont été recalées au niveau des autres courbes (pour un degré d'hydratation de 0,35) afin de pouvoir comparer leur évolution et qu'un recalage de la courbe du dispositif ECN a été nécessaire (pour un degré d'hydratation égal à 0,5) car la courbe présentait un saut de déformation important et instantané (probablement dû à un choc dans la table sur laquelle se trouvait le dispositif de mesure).

Ces essais montrent donc la variabilité des résultats en fonction des méthodes de mesure. Néanmoins deux dispositifs donnent des résultats proches et nous avons donc choisi de nous baser sur les résultats obtenus à l'aide du dispositif **[Boulay, 07]** pour la description de l'évolution du retrait endogène. Le fait que l'on enregistre encore des déformations de retrait endogène (dans les essais utilisant le retractomètre) alors que l'hydratation n'évolue quasiment plus, peut provenir d'un défaut d'étanchéité de la protection de l'éprouvette vis-à-vis de la dessiccation. Il s'agirait donc plutôt d'une partie du retrait de dessiccation. Néanmoins un résultat similaire a déjà été observé dans la littérature **[Michaud, 06]**, ce phénomène étant toutefois expliqué par le fluage du béton sous la contrainte créée par la dépression capillaire. Nous pensons que cet essai n'est pas adapté à la mesure du retrait endogène au très jeune âge. Ce type d'essai convient mieux aux mesures de retrait de dessiccation pour lesquelles, les éprouvettes (mâtures) sont rigides et pour lesquelles les amplitudes du retrait sont plus importantes. A très jeune âge, il est possible que les plots en laiton pénètrent (sous l'effet du poids de l'éprouvette) à l'intérieur de l'éprouvette, expliquant ainsi la surestimation du retrait.

Néanmoins les essais réalisés au LCPC et à l'ECN montrent que la déformation de retrait endogène correspond dans un premier temps à un gonflement (peut-être dû à la formation d'ettringite) et dans un second temps à un retrait. L'amplitude du gonflement est peut être légèrement sous-estimée dans la mesure à l'aide du dispositif du LCPC (à cause du tassement inhérent à la méthode de mesure) alors que le retrait, lui, semble légèrement sous-estimé par le dispositif de l'ECN à cause du frottement de l'échantillon sur le moule. Même si après 24h d'hydratation, selon Stefan **[Stefan, 09]** les cinétiques d'évolution du retrait endogène sont proches pour les différents dispositifs (sur mortier), ces différences de mesures au très jeune âge dues au type de mesure effectué ont déjà été observées par Bouasker **[Bouasker, 07]** et Stefan **[Stefan, 09]**.

Les essais réalisés au retractomètre ne sont toutefois pas complètement dénués d'intérêt puisqu'ils montrent que le coefficient de proportionnalité entre le retrait et le degré d'hydratation est semblable à 20°C et 40°C validant ainsi l'hypothèse d'une relation linéaire entre le retrait et le degré d'hydratation au dessus d'une température seuil (inférieure à 20°C).

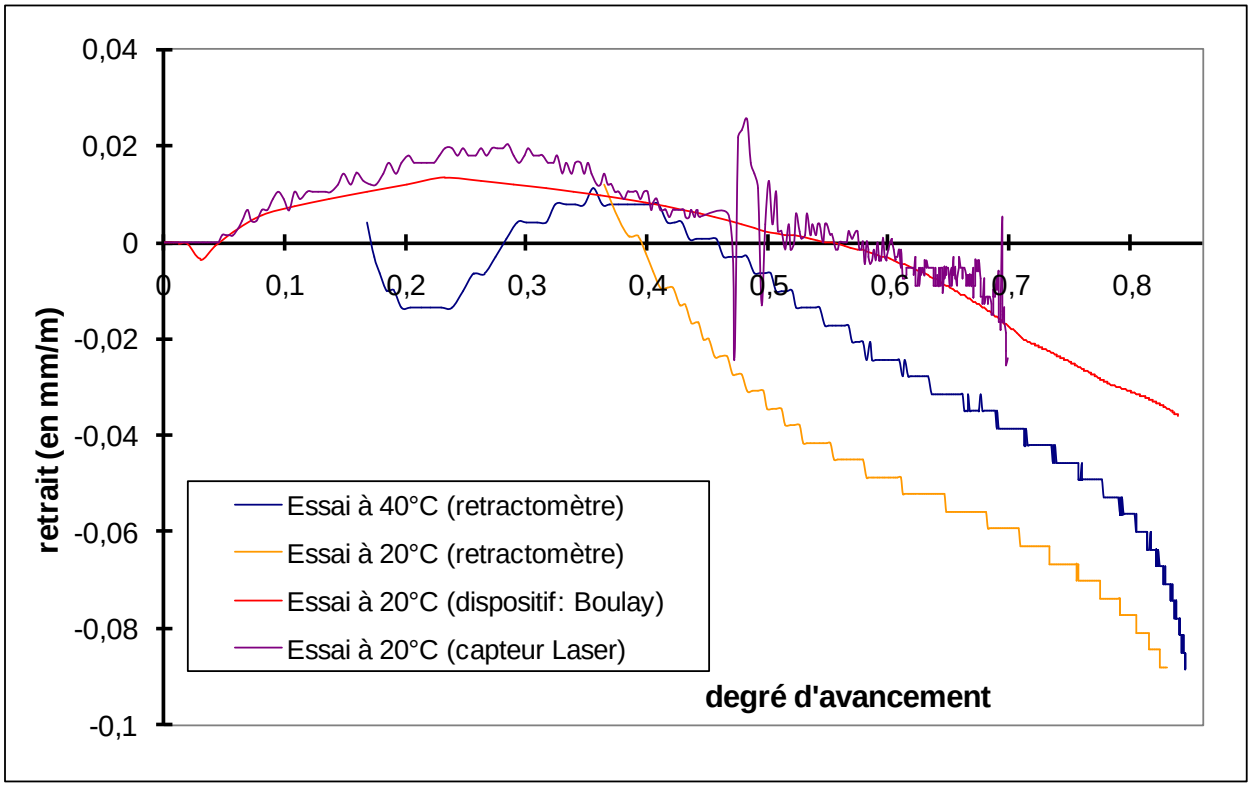


Figure I-46 : Evolution du retrait endogène en fonction du degré d'hydratation selon les différents dispositifs utilisés

C. Evolution du coefficient de dilatation thermique (CDT)

Une mesure du coefficient de dilatation thermique a été réalisé sur une éprouvette de béton de dimension 7x7x28cm équipée de 4 jauges de déformation. L'éprouvette âgée de 28 jours, conservée en conditions endogènes, a subi une montée en température de 20 à 40°C. Les résultats de cet essai montre une déformation thermique égale à 7,5 ± 0,5 µm/m/°C pour les 4 mesures. Cette valeur est en adéquation avec les valeurs moyennes proposées par Neville **[Neville, 00]**, sachant que notre granulat est de nature calcaire. Les courbes obtenues sont très linéaires (R = 0,997) ne montrant pas de dépendance du coefficient de dilatation à la température.

IV. Fluage propre

A. Bibliographie

1. Définition et constatation expérimentales

La déformation dite de fluage propre est la déformation d'une éprouvette soumise à un chargement en condition endogène (sans échange hydrique avec le milieu extérieur). Cette déformation ne peut être obtenue directement par la mesure des déformations d'une éprouvette de béton chargée puisque celle-ci présente des variation volumiques même sans chargement. Il faut donc soustraire le retrait endogène et la déformation élastique instantanée lors de l'application de la charge pour obtenir le fluage propre (Figure I-47). La réciproque de ce phénomène est la relaxation qui intervient si l'on applique un déplacement constant dans un élément de béton (la contrainte subie par le matériau décroît). Cette décomposition des déformations suppose qu'il n'existe pas de couplage entre les différentes composantes de déformations lors de l'essai de fluage propre même si l'existence d'un couplage entre la déformation de fluage propre et le retrait endogène a été proposée **[Ulm et al., 99]**. Lors d'une décharge, les déformations mesurées sur une éprouvette de béton diminuent par un phénomène dit de recouvrance.

Bažant et Li **[Bažant et Li, 08]** ont montré que la déformation élastique instantanée n'est pas égale à la valeur de la charge divisée par le module de Young du béton au moment du chargement car celui-ci dépend de la taille des échantillons et de la vitesse de chargement. Il convient donc de considérer la déformation de fluage propre comme la déformation enregistrée quelques instants après le chargement (**[Parrott, 74]** propose 0.001 jours, soit entre un peu moins de 2 minutes).

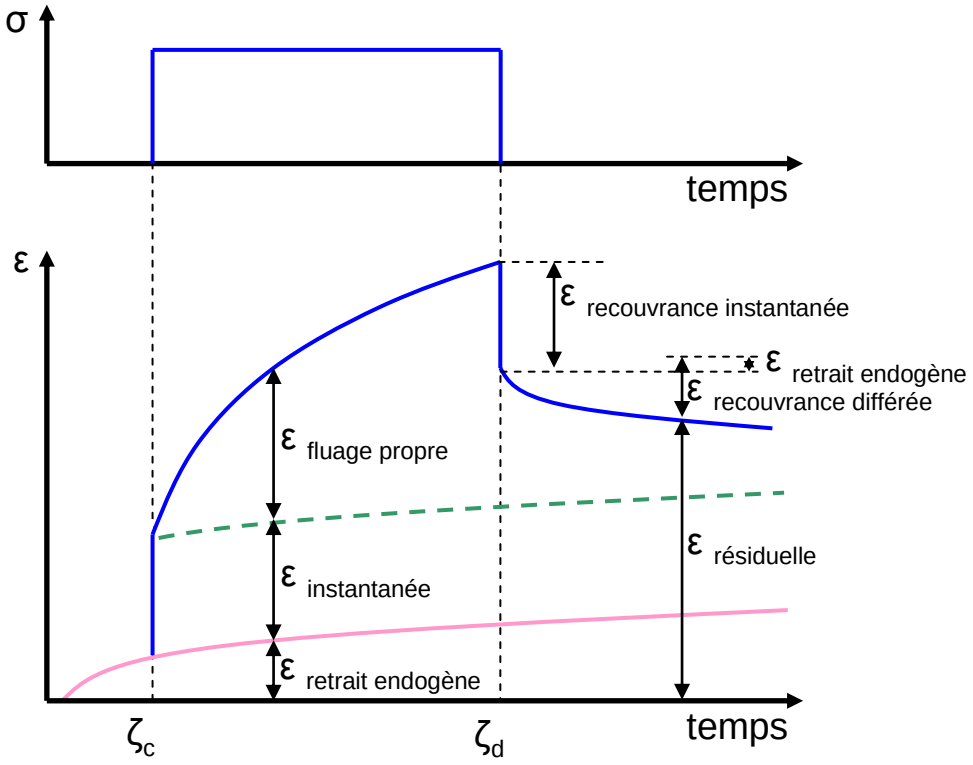
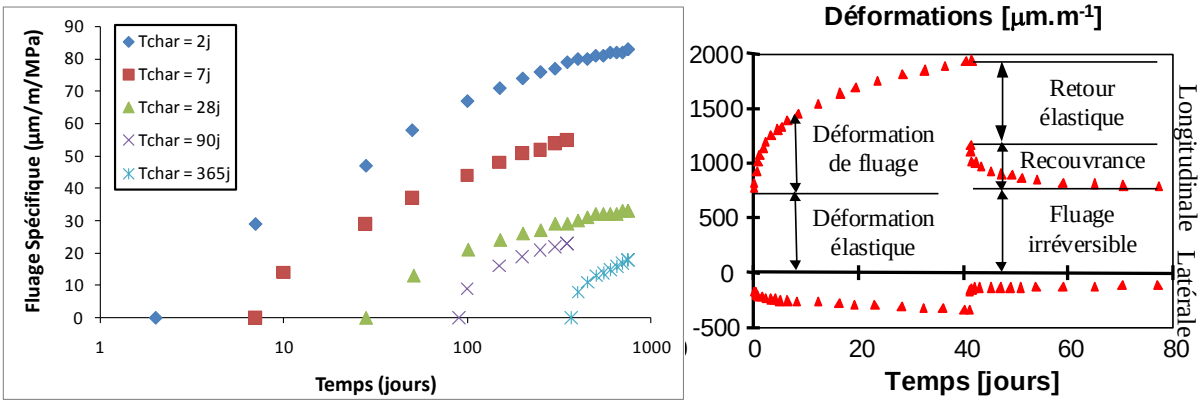


Figure I-47 : Décomposition des déformations de fluage propre du béton **[Guénot-Delahaie, 97]**

Bien que les mécanismes de fluage propre soient encore sujets à controverse, certaines constatations expérimentales semblent être acceptées par la communauté scientifique. Parmi celles-ci, nous pouvons notamment citer :

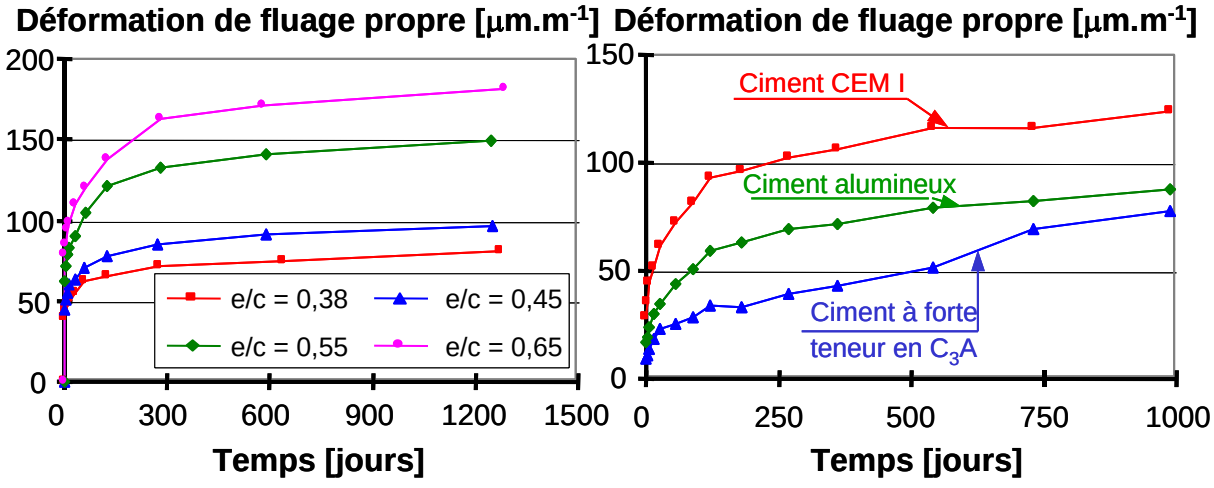
- Une forte sensibilité à l'âge du matériau lors du chargement valable également après l'arrêt de l'hydratation (l'amplitude de fluage propre diminue avec l'âge de chargement).
- L'influence du rapport e/c **[Hummel, 59]** cité par **[Kanstad, 91]**. L'amplitude du fluage propre augmente lorsque le rapport e/c augmente.
- La nature du ciment utilisée et des additions minérales **[Hummel, 59]** cité par **[Kanstad 91] [Bissonnette et Pigeon, 95]**
- Le rôle fondamental de l'eau dans le mécanisme de fluage propre du béton. **[Glücklich 62], [Pihlajavaara, 74], [Acker, 88] [Cheyrezy et Behoul, 01] [Acker et Ulm, 01]**
- La localisation des déformations de fluage dans les C-S-H de la pâte de ciment **[Tamtsia et Beaudoin, 00] [Acker, 03]**

Les mécanismes qui régissent le fluage ne sont pas clairement démontrés et il existe de nombreuses théories pour expliquer ces déformations (une revue de ces théories est disponible dans **[Benboudjema, 02]**). Il est cependant évident aux vues des cinétiques de déformation qu'il existe au moins deux mécanismes expliquant l'évolution des déformations de fluage propre.
A court terme, les cinétiques sont rapides. La théorie paraissant la plus plausible puisque corroborée par le plus grand nombre de publications est celle qui défend que les déformations de fluage à court terme seraient la conséquence de mouvements d'eau internes au sein des pores capillaires **[Ruetz, 68] [Lohtia, 70],[[Bažant et Wittmann, 82][Ulm et Acker, 98]**. Les contraintes appliquées seraient transmises à l'échelle microscopique par les hydrates à l'eau qu'ils contiennent et qui est libre de se déplacer. Une migration de l'eau des zones d'adsorption libre vers les pores capillaires entraînerait ainsi une contraction du squelette solide.
A long terme, les cinétiques sont plus lentes et produisent des déformations irréversibles. Acker propose l'explication de ces phénomènes par le comportement particulier des C-S-H **[Acker et Ulm, 01]**, **[Acker, 03]**. En effet, la composante visqueuse des feuillets de C-S-H soumis à des contraintes de cisaillement semble être à l'origine du fluage à long terme. Cette d'hypothèse avait déjà été établie en parlant de glissements des feuillets de C-S-H **[Ruetz, 68][Ulm et Acker, 98][Bernard et al. 03b]**.



(a) (b)

Figure I-48 : Déformation de fluage propre en fonction de l'âge de chargement **[Hanson, 53]** (a) Évolution des déformations d'une pâte de ciment **[Parrott, 74]** (b)



(a) (b)

Figure I-49 : Déformation de fluage propre pour différents rapports e/c (a) et pour différents types de ciment (**[Hummel, 59]**, cité par **[Kanstad, 91]**)(b)

Egalement, un point qui semble désormais acquis, est la dépendance des déformations de fluage au taux de chargement. En effet, on a coutume de décomposer le fluage en trois phases selon le niveau de chargement subi par l'échantillon. Ces phases semblent cependant différentes selon que la sollicitation génère de la compression ou de la traction.

En compression, durant la première phase (taux de chargement < 30-50% de la résistance en compression) les déformations de fluage sont proportionnelles à la contrainte **[Bierwirth et al., 94][Li, 94][Neville, 00][Mazzotti et Savoia, 01]**. Cette première phase est appelée fluage primaire. Au-delà, on entre dans la phase dite de fluage secondaire, la réponse devient fortement non linéaire et la déformation de fluage est plus élevée que celle prédite par la théorie de la viscoélasticité linéaire. Lorsque la contrainte dépasse 85 % de la résistance, quelques minutes suffisent pour obtenir la rupture de l'éprouvette **[Li, 94]**: c'est le fluage tertiaire (cf. Figure I-50). Avant que la rupture ne se produise, on observe une croissance rapide des fissures macroscopiques **[Li, 94][Mazzotti et Savoia, 01]**. La déformation latérale augmente alors plus rapidement que la déformation longitudinale, ce qui se traduit par une augmentation rapide du coefficient de Poisson apparent (dilatance).

En traction, le domaine où le comportement reste visco-élastique a été peu étudié. Domone **[Domone, 74]** observe que la complaisance de fluage propre augmente fortement dès que la contrainte appliquée dépasse 60 % de la résistance en traction. Ce résultat a ensuite été confirmé par Gutsch et Rostásy **[Gutsch et Rostásy, 94]**. Néanmoins, même si la connaissance du fluage en traction est indispensable pour prédire la fissuration au jeune âge **[Østergaard et al., 01][Bissonnette et Pigeon, 95][Shambira et Nounu, 01][Granger, 1996]**, peu d'études expérimentales ont été publiées. En effet, au jeune âge, les déformations de fluage relaxent les contraintes et limitent la fissuration (en nombre et en ouverture).

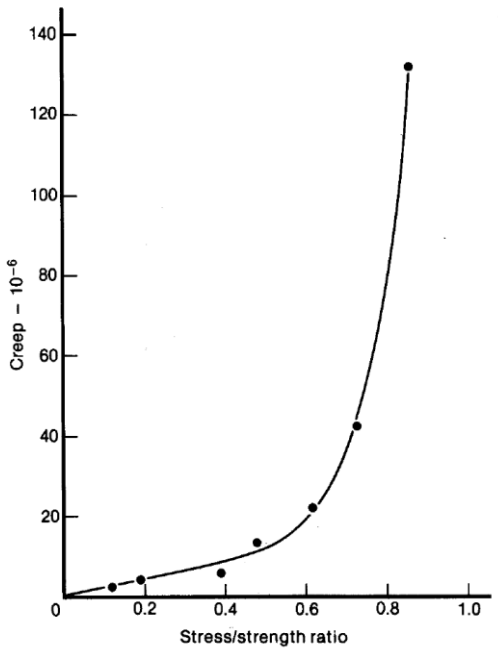


Figure I-50 : Relation entre les déformations de fluage 1 minute après la mise en charge (béton âgé de 5 jours) **[Neville et al., 83]** d'après les résultats de **[Jones et Richart, 36]**.

2. Comparaison des complaisances de fluage propre en traction et en compression

Sur matériau durci, peu d'auteurs **[Brooks et Neville, 77]**[**Reviron, 09]** ont comparé les complaisances de fluage propre en compression et en traction.

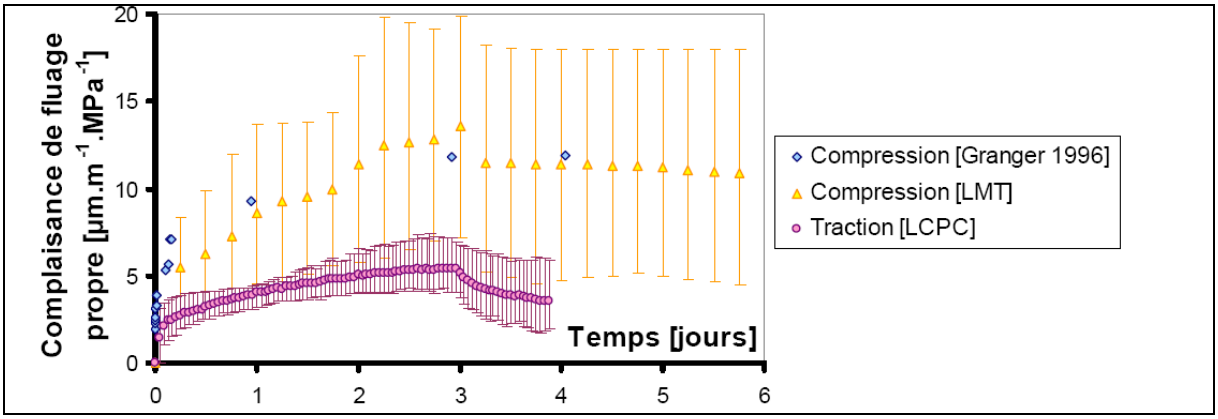


Figure I-51 : Evolution des complaisances de fluage propre selon **[Reviron, 09]**

Néanmoins, ces deux auteurs n'arrivent pas aux mêmes conclusions. En effet, Brooks et Neville obtiennent un comportement semblable en compression et en traction pour un béton chargé à 28 jours (les recouvrances sont ensuite différentes lors de la décharge à 56 jours) et des déformations de fluage propre en traction légèrement supérieures en traction pour un béton âgé de 56 jours. Sur un béton âgé de 90 jours, Reviron propose des complaisances de fluage en traction et en compression complètement différentes (Figure I-51). Ceci semble donc montrer que les mécanismes de fluage en traction sont différents de ceux en compression. Un résultat similaire a été obtenu par Bissonnette et al. **[Bissonnette et al, 07]**. En effet, une augmentation de la quantité de pâte de ciment augmenterait le fluage en compression mais diminuerait le fluage en traction.

Sur matériau vieillissant, Atrushi **[Atrushi, 03]** a également comparé les complaisances de fluage propre en traction et compression. Ces résultats montrent un rapport fluage en compression / fluage

en traction non constant. En effet, les cinétiques de fluage sont selon lui complètement différentes. Le fluage à court terme en compression est important mais se stabilise assez rapidement alors qu'en traction les déformations de fluage sont plus faibles à court terme mais sont ensuite quasiment linéaires avec les temps. Ainsi, pour une éprouvette chargée à 2 jours, les déformations spécifiques de fluage propre en traction sont plus faibles à court terme, puis croisent les déformations de fluage propre en compression au bout de 6 jours. Toutefois, il semblerait que le fluage en compression n'atteint pas de valeur asymptotique (**[Brooks, 05]** sur des essais de longue durée (30 ans)).

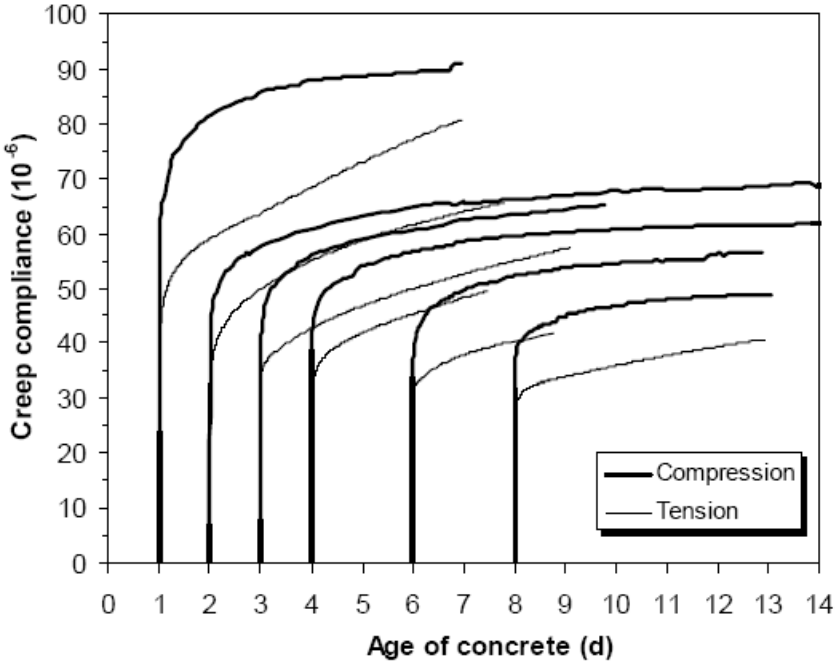


Figure I-52 : Evolution des complaisances de fluage propre selon Atrushi **[Atrushi, 03]**

3. Effets de la température et des variations de température sur les déformations de fluage propre

Umehara et al. **[Umehara et al., 94]** ont observé une augmentation des déformations de fluage propre pour des températures plus élevées (modérée) mais constantes (Figure I-53). **[Hauggaard et al., 99]** ont observé l'augmentation des déformations de fluage lors d'une variation de température (Figure I-54). L'effet de la variation de température sur les déformations de fluage est encore méconnu. Cet effet est appelé fluage thermique transitoire (load induced thermal strains : LITS) ou déformations d'interaction thermomécanique. Ces deux comportements sont également observés à hautes températures. L'augmentation du fluage avec l'augmentation de la température peut être attribuée à la diminution de la viscosité de l'eau ou à la relaxation des micros précontraintes **[Bažant et al, 97]**.

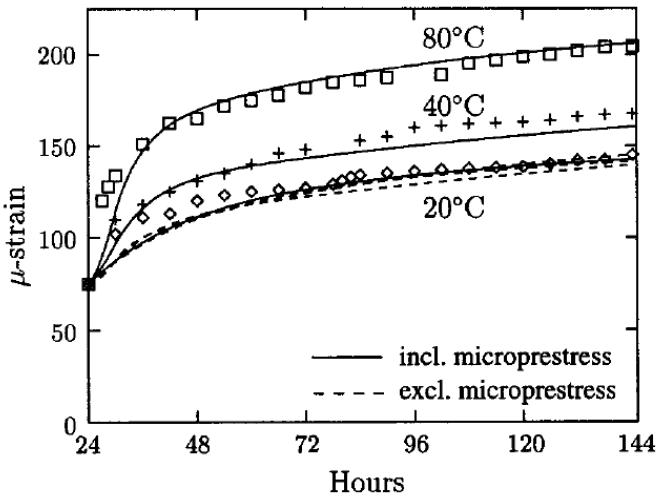


Figure I-53 : Effet de la température sur les déformations de fluage propre **[Umehara et al., 94]** (incl. et excl. microprestress signifient respectivement prise en compte et non prise en compte des micros contraintes internes **[Bažant et al., 97]**)

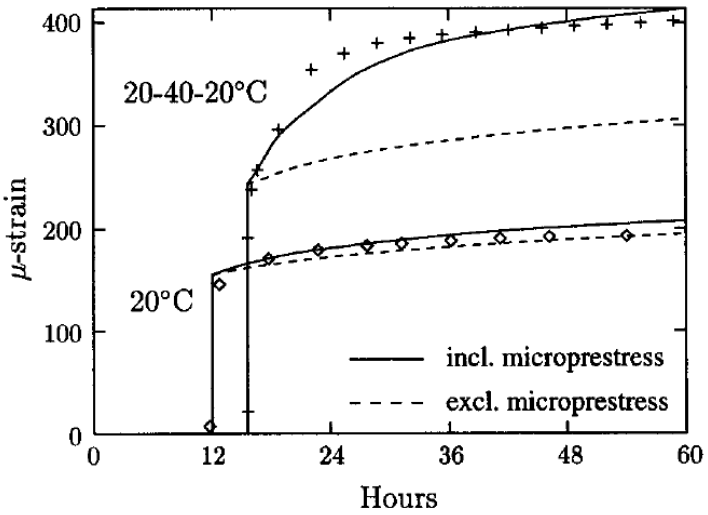


Figure I-54 : Effet des variations de température sur les déformations de fluage propre **[Hauggaard et al., 99]**

4. Modélisation du fluage propre

a. Equations relatives aux déformations de fluage propre

La déformation de fluage propre (ε_{fp}) s'écrit conventionnellement, dans le cas d'un état de contraintes $\boldsymbol{\sigma}$ constant, sous la forme :

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{fp}(t,t') = \mathbf{J}(t,t')\boldsymbol{\sigma} \qquad \text{[I-58]}$$

où t désigne le temps, t' l'âge d'application des contraintes et $\mathbf{J}(t,t')$ est le tenseur de complaisance de fluage.

Cette écriture est basée sur l'observation expérimentale de la linéarité entre la déformation de fluage propre et les contraintes (pour des contraintes inférieures à 30 à 50 % de la résistance dans le cas d'une sollicitation uniaxiale en compression) et de l'effet de l'âge de chargement. Dans le cas de contraintes variables, le principe de superposition de Boltzmann est alors utilisé.

Dans le cas de contraintes modérées, l'expression du tenseur de complaisance de fluage propre du béton est souvent basée sur la théorie de la viscoélasticité linéaire non vieillissante ou vieillissante **[Bažant et Chern, 85][Bažant et Prasannan, 89a][Granger, 96][Bažant et al., 97][Guénot-Delahaie, 97][de Schutter, 99b][Benboudjema, 02][Atrushi, 03][Buffo-Lacarrière, 07]**.

Dans le cas non vieillissant et pour des contraintes uniaxiales, la complaisance de fluage peut être approchée avec une très bonne précision **[Bažant et Huet, 99]** par une combinaison multiple de chaînes de Maxwell (Figure I-55) ou de Kelvin-Voigt (Figure I-55). L'avantage important de ce choix pour la complaisance de fluage est qu'il n'est pas nécessaire de stocker en mémoire l'histoire des contraintes. En effet, l'utilisation d'une telle complaisance permet de résoudre le problème de façon incrémentale **([Granger, 96][Benboudjema, 02]**).

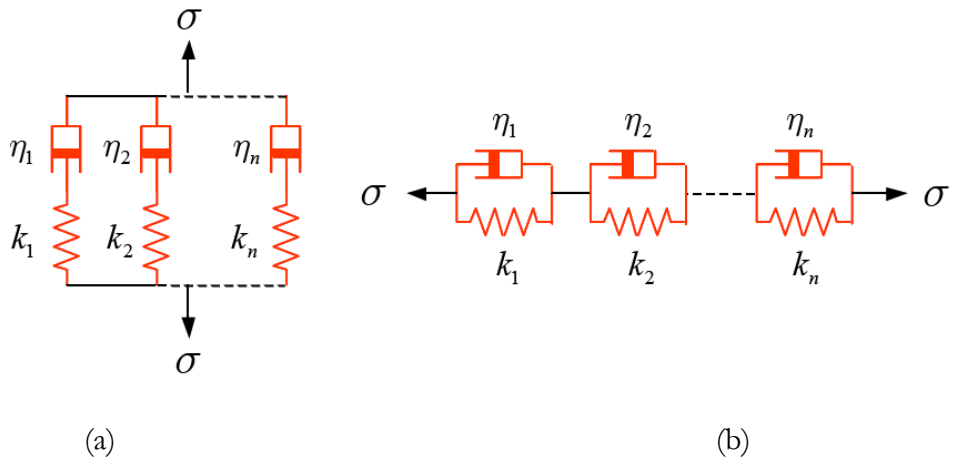


Figure I-55 : Chaînes de Maxwell (a) et chaînes de Kelvin-Voigt (b)

Les équations de fluage peuvent alors être étendues en 3D en introduisant un coefficient de Poisson de fluage (pris égal à celui élastique).

b. Fluage propre et jeune âge

Les modèles rhéologiques peuvent être étendus au cas vieillissant en faisant varier les paramètres de la chaîne de Maxwell ou de Kelvin-Voigt en fonction de l'âge du matériau (**[Bažant et Chern, 85]**, **[de Schutter, 99b]**). Toutefois, certaines restrictions doivent être vérifiées afin de garantir le caractère strictement monotone de la complaisance de fluage **[Bažant, 98]**. Il est à noter que le modèle n'est pas apte à décrire le fluage si le matériau est complètement hydraté (caractère vieillissant).

Afin de proposer une description plus physique de l'aspect vieillissant, Bažant et al. **[Bažant et Prasannan, 89a][Bažant et al., 97]** suggèrent de considérer que les éléments constituants la pâte de ciment ne sont pas dépendants de l'âge. Ainsi, la dépendance du fluage à l'âge est alors attribuée à la déposition graduelle de C-S-H du fait de la réaction d'hydratation à la relaxation des micro-précontraintes transversales au plan de glissement **[Bažant et al., 97]**.

c. Effet de la température et de la variation de température

La prise en compte des effets de la température (constante) sur les déformations tout en gardant un temps caractéristique constant peut se faire par la modification de la raideur des ressorts et de la viscosité des amortisseurs par une thermo activation **[Hauggaard et al., 99][Benboudjema et Torrenti, 08]**.

$$k_{bc}^{i}(\xi,T)=k_{bc}^{i}(\xi,T_0)e^{\frac{E_{ac}}{R}\left(\frac{1}{T}-\frac{1}{T_0}\right)} \qquad \text{[I-59]}$$

$$\eta_{bc}^{i}(\xi,T)=\eta_{bc}^{i}(\xi,T_0)e^{\frac{E_{ac}}{R}\left(\frac{1}{T}-\frac{1}{T_0}\right)} \qquad \text{[I-60]}$$

où E_{ac} est l'énergie d'activation de fluage et T_0 = 293 K.

Hauggaard et al. **[Hauggaard et al., 99]** ont modélisé le fluage thermique transitoire (effet des variations de température sur les déformations de fluage) en utilisant le modèle développé par Bažant et al. **[Bažant et al., 97]**. Un modèle plus simple (apte à reproduire le comportement au jeune âge **[Benboudjema et Torrenti, 08]**) qui est similaire à celui utilisé pour prédire le fluage thermique transitoire à haute température a été proposé par Thelandersson **[Thelandersson, 87]** :

$$\dot{\varepsilon}_{ttc}=\lambda\left|\dot{T}\right|\tilde{\sigma} \qquad \text{[I-61]}$$

où λ [$Pa^{-1}.K^{-1}$] est un paramètre matériau. Cependant, si on considère des cycles de température, l'équation précédente prédit une augmentation continue des déformations ce qui n'est pas réaliste. Dans ce cas, ce modèle ne peut pas être utilisé.

B. Essais de fluage propre

1. Effet de l'âge de chargement

a. Présentation des essais

Le caractère viscoélastique d'un béton est un phénomène important du comportement du béton car il peut engendrer des déformations importantes. Ces déformations seront d'autant plus importantes que le temps de chargement est long (comportement à long terme d'une structure) mais également d'autant plus importantes que la rigidité du béton est faible (au jeune âge). Il est donc indispensable de caractériser le comportement sous contraintes constantes du béton pour déterminer les déformations d'une structure.

C'est pourquoi, une campagne d'essai de fluage propre sur des éprouvettes 7x7x28 cm a été réalisée. Pour cette étude, le chargement imposé aux éprouvettes est égal à 30% de leur résistance en compression au moment du chargement. Ainsi, nous restons dans des domaines de chargement correspondant au fluage primaire du béton (ne pouvant entraîner la rupture ou des non-linéarités).

(a)

(b)

Figure I-56 : Bâtis hydrauliques de chargement (a) ; mesure des déformations au déformètre (b)

Pour cette campagne, des bâtis « hydrauliques » ont été utilisés (Figure I-56). Ces bâtis permettent d'appliquer une pression sur l'éprouvette en comprimant, à l'aide d'un piston, l'huile présente dans une membrane. Dans ce système, il n'y a aucun asservissement. L'opérateur doit réguler lui-même la pression appliquée à l'éprouvette notamment lors des premières heures de l'essai où la pression d'huile diminue du fait de l'augmentation du volume de la membrane (liée à la contraction de l'éprouvette en béton). La pression appliquée est indiquée par un manomètre (étalonné préalablement avec un capteur d'effort).

Afin de suivre les déformations subies par le béton, des billes (diamètre 6 mm) sont collées sur l'éprouvette. Une voie de mesure correspond à deux billes collées verticalement l'une au-dessus de l'autre et distantes de 20 cm (Figure I-56). Au minimum trois voies de mesures sont disponibles par éprouvette éliminant ainsi les effets de flexion parasites dus à un défaut de centrage. Le déformètre est étalonné avant chaque mesure grâce à un étalon (20 cm) en invar.

b. Modélisation retenue

Comme nous l'avons vu dans la partie bibliographique, le fluage propre au jeune âge peut être décrit de façon phénoménologique à l'aide de plusieurs chaînes de Kelvin-Voigt vieillissantes en série (démonstration de l'équation en annexe B):

$$\tau_{bc}^{i}\ddot{\varepsilon}_{bc}^{i}+\left(\tau_{bc}^{i}\frac{\dot{k}_{bc}^{i}(\xi)}{k_{bc}^{i}(\xi)}+1\right)\dot{\varepsilon}_{bc}^{i}=\frac{\dot{\tilde{\sigma}}}{k_{bc}^{i}(\xi)} \qquad \text{[I-62]}$$

où τ_{bc}^{i} est le temps caractéristique (constant), $k_{bc}^{i}(\xi)$ est la rigidité (croissante en fonction du degré d'hydratation), $\tilde{\sigma}$ est la contrainte effective.

Les paramètres de rigidité dans la chaîne de Kelvin-Voigt et la viscosité de l'amortisseur évoluent selon les lois suivantes **[De Schutter, 99b]**:

$$k_{bc}^{i}(\xi)=k_{bc_\infty}^{i}\frac{0.473}{2.081-1.608\bar{\xi}}\bar{\xi}^{0.62} \text{ et } \eta_{bc}^{j}(\xi)=\eta_{bc_\infty}^{j}\frac{0.473}{2.081-1.608\bar{\xi}}\bar{\xi}^{0.62} \qquad \text{[I-63]}$$

où $k_{bc_\infty}^{i}$ et $\eta_{bc_\infty}^{j}$ sont la rigidité et la viscosité atteintes à la fin de l'hydratation (paramètres constants). Le terme $\bar{\xi}$ est calculé à partir de la relation suivante :

$$\bar{\xi}=\left\langle\frac{\xi-\xi_0}{\xi_\infty-\xi_0}\right\rangle_+ \qquad \text{[I-64]}$$

c. Résultats expérimentaux et simulation

Les résultats expérimentaux de cette étude sont représentés sur la Figure I-57. Sur ce graphe, figurent également les évolutions des déformations du fluage prédites par notre modèle en utilisant trois chaînes de Kelvin-Voigt (les 3 paramètres de rigidité sont identifiés simultanément sur tous les résultats expérimentaux en utilisant la méthode des moindres carrées). Les résultats expérimentaux sont constitués des points encadrés par des barres d'erreur. Cette barre d'erreur constitue la variabilité d'une éprouvette à l'autre (les essais sont réalisés simultanément sur 3 éprouvettes) et non la variabilité d'une voie de mesure à l'autre.

Premièrement, on remarque la diminution du taux de fluage avec l'augmentation de l'âge du chargement. Les éprouvettes étant toutes conservées à 20°C et protégées de la dessiccation, l'augmentation de l'âge du chargement correspond à une augmentation du degré d'hydratation. Deuxièmement, on constate la bonne concordance entre les résultats expérimentaux et les résultats prédit par le modèle rhéologique uniaxial.

Il est tout de même important de constater que les déformations obtenues sont importantes et qu'elles auront un effet non négligeable sur le comportement du béton et donc sur la modélisation des essais à l'anneau (chapitre III) et les simulations numériques sur structures (chapitre IV).

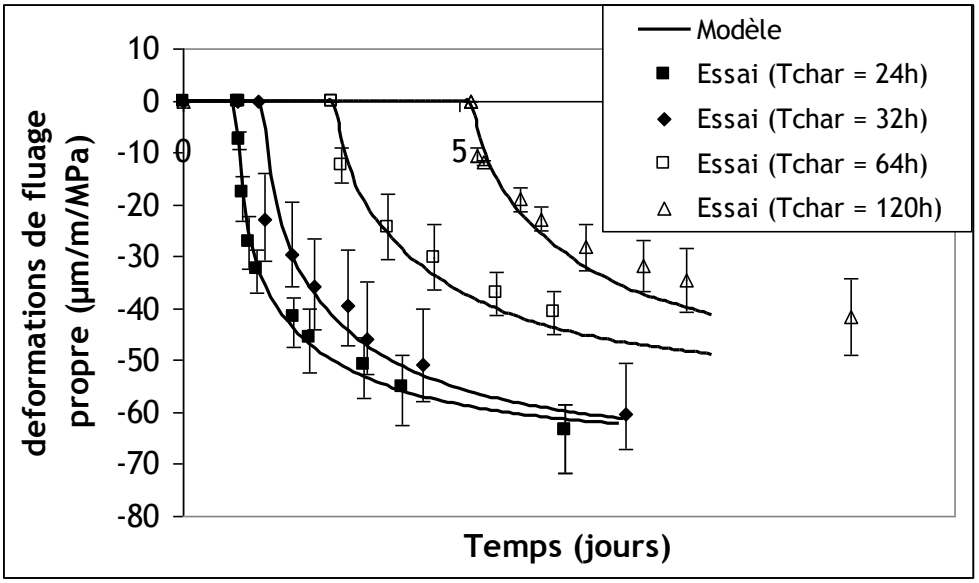


Figure I-57 : Influence de l'âge du chargement sur les déformations de fluage propre en compression

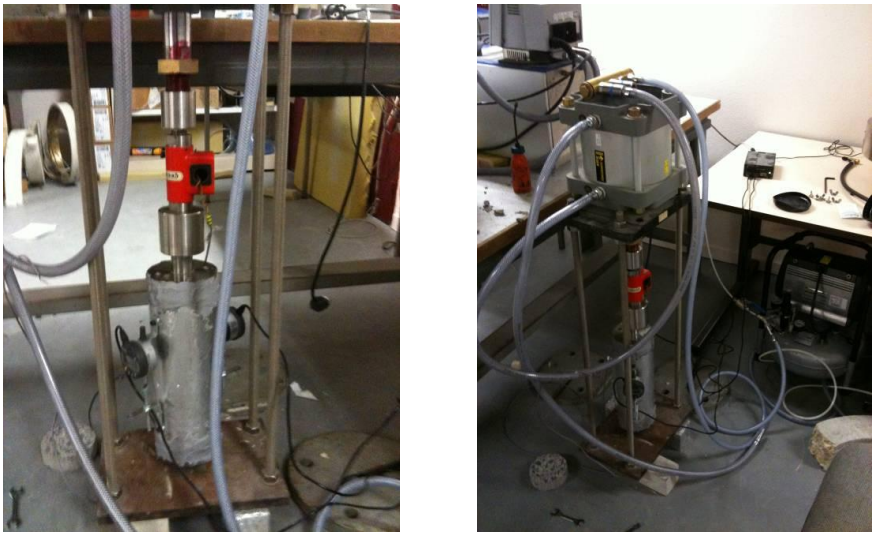
2. Comparaison traction/ compression

Contrairement aux essais de fluage en compression, les essais de fluage propre en traction nécessitent quelques dispositions particulières. En effet, les essais de traction nécessitent un système d'accrochage de l'éprouvette de béton au dispositif de mise en charge. Il existe 4 grands types de liaisons possibles :

- Le collage de l'éprouvette au plateau de la presse (par exemple **[Reviron, 09]**)
- L'utilisation de système d'ancrage insérés dans l'éprouvette (par exemple **[Atrushi, 03]**)
- L'utilisation d'éprouvettes en forme d'os ou d'altère (par exemple **[Pertué, 08]**)
- L'accrochage par adhérence latérale (par exemple **[Gawerska Hager, 04]**)

Chacune de ces techniques possède des avantages et des inconvénients. Une revue de ceux-ci est disponible dans **[Gawerska Hager, 04]**. L'auteur de cette comparaison a finalement retenu le collage pour les essais à température ambiante et l'accrochage par adhérence latérale pour des essais à chaud. Le type de liaison retenue pour notre étude est le collage (l'utilisation d'insert a été testée menant à une rupture de l'éprouvette dans la zone de l'insert). Au jeune âge, en condition endogène, l'éprouvette reste saturée d'eau. Avant application de la colle (constituée d'une résine époxy chargée type Sikadur 30 ; elle conduit à de meilleurs résultats que la colle bi-composant Pleximon), les surfaces qui seront en contact avec la colle sont séchées au pistolet chauffant. D'autre part, afin d'assurer une meilleure adhérence à l'interface colle-béton, la rugosité de la surface du béton a été augmentée par piquage manuel.

Le dispositif de mise en charge de l'essai de fluage en traction direct est constitué d'un bâti surmonté par un vérin pneumatique alimenté par un compresseur (cf. Figure I-58). Les déformations sont mesurées et enregistrées par deux comparateurs diamétralement opposés et fixés à l'aide d'insert donnant ainsi 2 voies de mesures de 20cm de longueur de base (les éprouvettes testées ayant un diamètre de 11cm et une hauteur de 30cm). Comme pour les essais de fluage en compression, le taux de chargement appliqué aux éprouvettes est égal à 30% de la résistance en traction obtenu par fendage (cf. Figure I-29). Le proctocole de réalisation de essai de fluage en traction et notamment le temps de séchage de la résine ne nous permet pas la réalisation d'essai avant 48h.



(a) (b)

Figure I-58 : Système de mesure des déformations (a) et dispositif de fluage en traction (b)

Les résultats expérimentaux obtenus ainsi que la modélisation de ceux-ci (en utilisant les paramètres rhéologiques déterminés sur les essais de compression) sont présentés sur la Figure I-59. On remarque une bonne concordance de ceux-ci avec une cinétique initiale légèrement inférieure pour les essais de compression. Ces résultats tendent à montrer que pour le béton étudier le fluage en compression et en traction est similaire. Afin de valider ce résultats, il aurait été intéressant d'avoir des mesures de déformations de fluage propre en traction sur un durée plus longue cependant la fin des essais intervient par une rupture à l'interface entre le béton et la résine.

Sur la Figure I-60, on retrouve un essai dit de validation du dispositif afin de s'assurer que les deux modes de mise en charge (vérin pneumatique et bâti hydraulique), les deux modes de mesures (déformètre à bille et comparateur numérique) et les deux géométries d'éprouvette (prismatique 7x7x28cm pour les essais de compression et cylindrique 11x22cm) donnent les mêmes résultats.

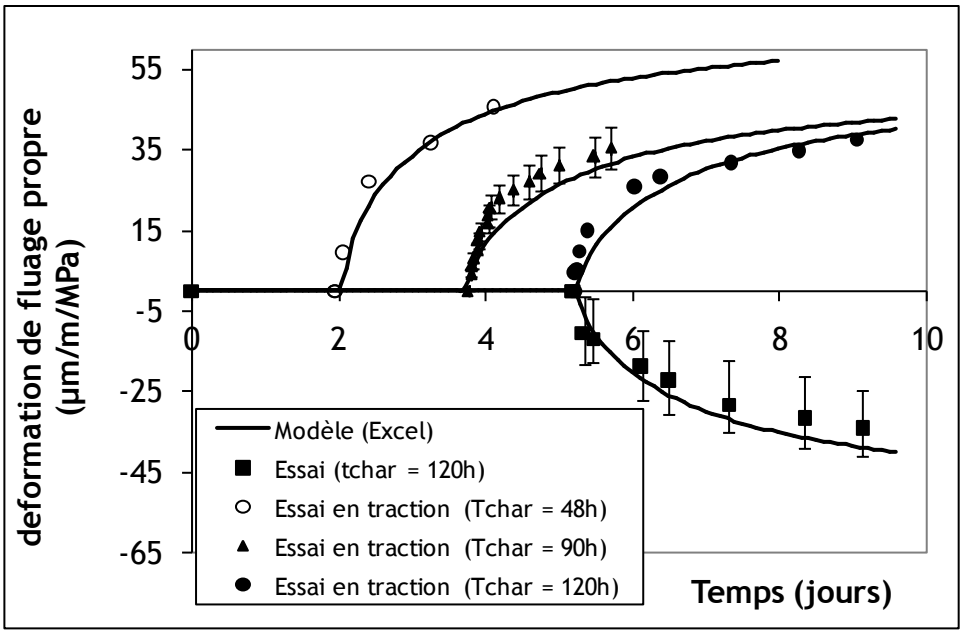


Figure I-59 : Influence de l'âge du chargement sur les déformations de fluage propre en traction

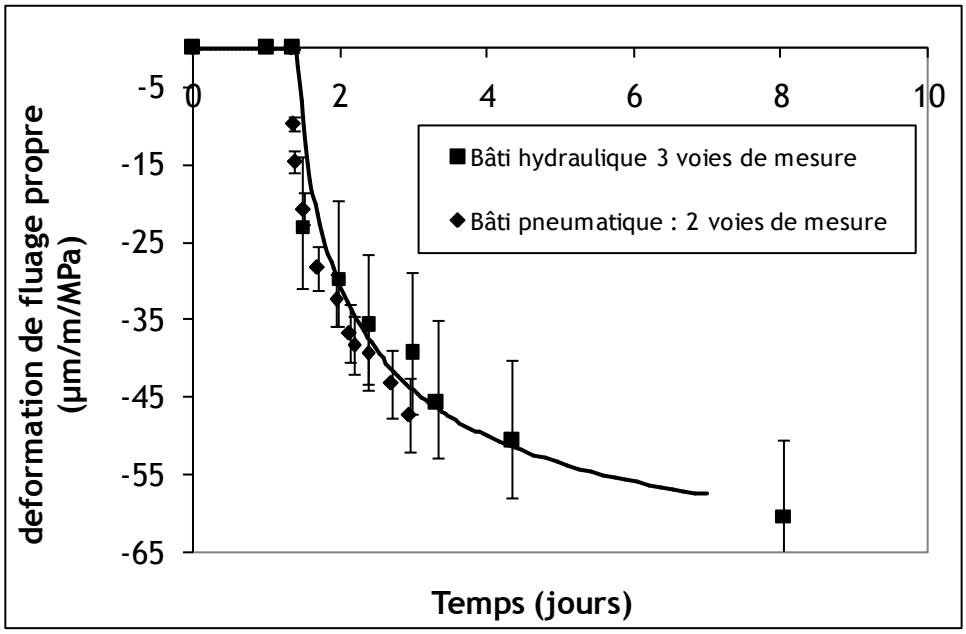


Figure I-60 : Validation des dispositifs de mesures des déformations de fluage propre

3. Effets de la température et de la variation de température

Dans un deuxième temps, nous avons également voulu connaître l'influence de la température et de la variation de température sur les déformations de fluage propre. Cette influence de la température n'a pu être mise en exergue que sur les essais de compression. En effet, en traction, d'une part la colle perd rapidement ses caractéristiques mécaniques lorsque la température augmente et d'autre part les dimensions de notre banc de mesure du fluage propre en traction ne sont pas compatibles avec les dimensions de l'enceinte climatique à notre disposition. Ces essais de compression à différentes températures ont été réalisés en s'assurant de bien avoir la même maturité et donc la même résistance en compression à l'âge de chargement de chaque éprouvette. En compression, l'effet de la température sur les déformations de fluage propre est important car les valeurs obtenues à 60°C sont proche du double de celles obtenues à 20°C. Néanmoins, l'utilisation d'une double thermo-activation permet au modèle de reproduire correctement les déformations mesurées. Cette double thermo-activation est composée de :

- Une thermo-activation qui prend en compte l'évolution de la viscosité de l'eau ($E_{ac}/R=2100$ K) ; thermo-activation 1.
- Une thermo-activation qui prend en compte l'évolution plus rapide du degré d'hydratation. Dans cette thermo-activation, l'énergie d'activation utilisée correspond à celle de la modélisation de la cinétique d'hydratation (Ea/R=5500 K ; cf. équation [I-20]) ; thermo-activation 2.

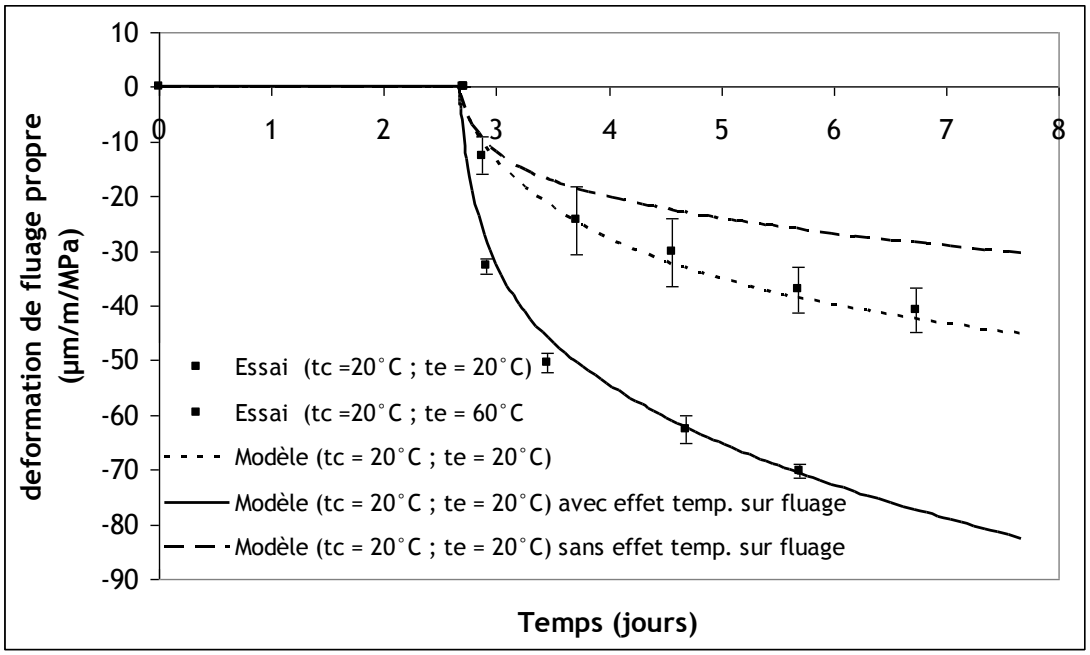


Figure I-61 : Influence de la température sur les déformations de fluage propre en compression (Tc = température de cure ; Te = température durant l'essai)

L'effet de la température dans la prise en compte des déformations de fluage propre est donc important. Cependant, dans notre cas, nous étudions le comportement du béton et la fissuration de celui-ci lors du refroidissement d'une structure massive. Dans ce cas, nous avons donc l'effet d'une température élevée modérée sur le fluage mais également l'effet d'une variation de température qui amène des déformations supplémentaires (cf. équation [I-61]). Nous avons donc réalisé des essais permettant de mettre en évidence les déformations de fluage thermique transitoire lors d'une décroissance de température.

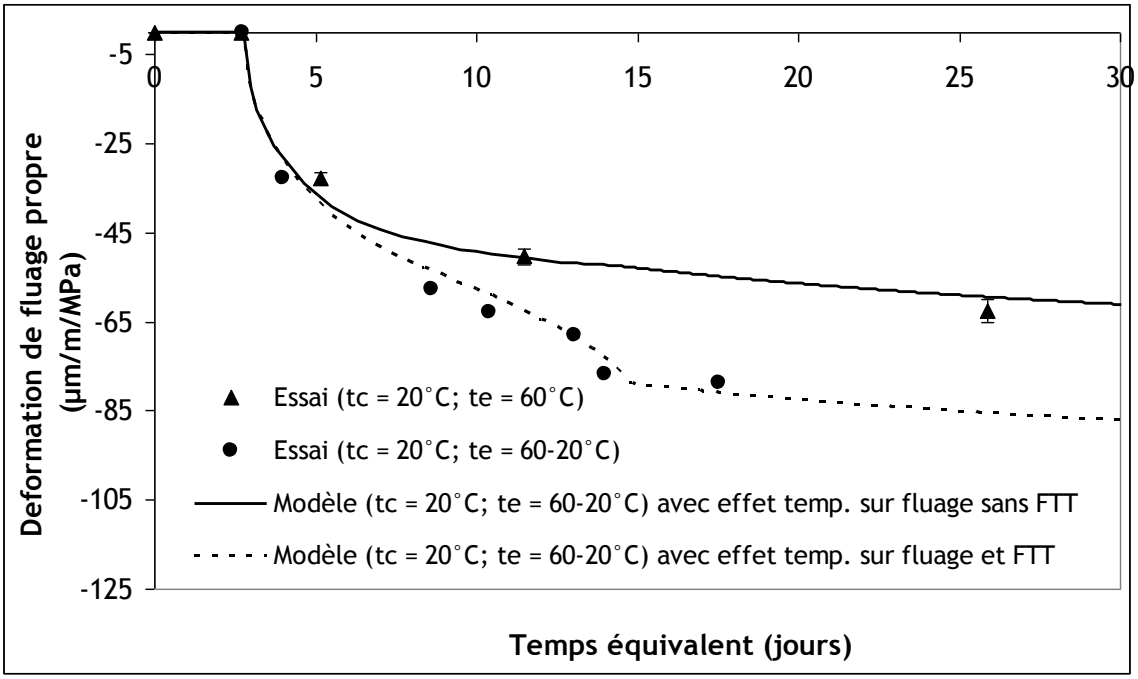


Figure I-62 : Influence de la variation de température sur les déformations de fluage propre en compression (FTT = fluage thermique transitoire).

Les résultats de ces essais sont présentés sur la Figure I-62. La réalisation de ces essais s'avère relativement délicate du fait des variations de température et aux incertitudes concernant l'évaluation du retrait. Dans notre cette étude, les essais sont réalisés dans une enceinte climatique et comme la taille des échantillons est relativement faible, nous avons considérés que l'échantillon était à une température homogène égale à la température de l'enceinte climatique. Les déformations de fluage proposées sur la Figure I-62 sont donc les déformations mesurées pour chaque histoire de température à laquelle ont a soustrait les déformations instantanée (lors du chargement) et les déformations de retrait endogène dont l'évolution en fonction du degré d'hydratation est prise semblables à 20°C et 60°C (cette hypothèse est discutable cependant comme les éprouvettes sont chargé pour un degré d'hydratation de 0,72, l'amplitude du retrait endogène intervenant dans la déformation de fluage propre est faible). Ces résultats nous montrent que la prise en compte de l'effet d'une température constante à 60°C par une double thermo-activation (une pour l'évolution du degré d'hydratation et une pour l'effet de la température sur le fluage) donne des résultats semblables à ceux obtenus à 20°C dès lors que le temps est exprimé en temps équivalent. D'autre part, on constate également l'effet d'une variation de température sur les déformations de fluage qui rajoute une part importante de déformation bien que les récent travaux de Sabeur et Meftah **[Sabeur et Meftah, 08]** semble indiquer que ce phénomène n'existe que pour des températures supérieure à 100°C. Notons toutefois que ces travaux ont été réalisé avec des vitesses de montée en température beaucoup plus rapide que dans notre étude (de l'ordre de grandeur de 1°C/min alors que dans nos essais la vitesse de montée en température est plutôt de l'ordre de 1°C/h). L'utilisation d'un modèle simple à un seul paramètre tel que celui proposé par Thelandersson **[Thelandersson, 87]** utilisé dans **[Benboudjema et Torrenti, 08]** permet une bonne prédiction des déformations expérimentales obtenues.

Paramètre	$k_{bc}^{1}\infty$	$k_{bc}^{2}\infty$	$k_{bc}^{3}\infty$	$\tau_{bc}^{1}\infty$	$\tau_{bc}^{2}\infty$	$\tau_{bc}^{3}\infty$	E_{ac}	λ
Unité	GPa	GPa	GPa	jour	Jour	jour	J/mol	1/(Pa.°C)
Valeur	3.0E+11	9.0E+10	2.5E+10	0,1	1	10	1.7E+04	6.5E-13

Tableau I-16 : Tableau récapitulatif des paramètres de fluage propre identifiés à partir des essais

Dans le premier chapitre de ce mémoire de thèse, nous avons réalisé une description relativement complète (il manquerait l'étude de l'influence de la température sur le fluage en traction) du comportement au jeune âge d'un béton en condition endogène d'un point de vue macroscopique.

Décomposés en quatre parties représentant les phénomènes majeurs à prendre en compte dans l'étude du jeune âge du béton à savoir le comportement thermo-chimique (hydratation et évolutions des propriétés thermiques), le comportement mécanique (évolution des caractéristiques mécaniques), l'évolution des déformations endogènes et le comportement viscoélastique (fluage propre), ce chapitre a permis l'étude des différents phénomènes de manière découplée ainsi que la mise en place de modèles macroscopiques capables de reproduire les essais réalisés et l'identification des paramètres relatifs à ces lois.

La concordance entre les résultats des essais par perte au feu et des essais semi-adiabatiques montre la possibilité d'utiliser les résultats calorimétriques pour décrire de façon macroscopique et continue l'évolution de l'hydratation.

Le calcul des évolutions de température montrent une importante sensibilité vis-à-vis des conditions de coulage (température initiale du béton et température extérieure) et vis-à-vis de la prise en compte de l'évolution de la capacité calorifique. Dès lors que l'on considère le couple affinité chimique et énergie d'activation, la valeur de l'énergie d'activation et l'évolution de la conductivité ont un impact faible sur l'évolution des températures au sein d'un élément massif en béton.

Les évolutions des caractéristiques mécaniques du béton déterminées sont en bonne concordance avec les résultats de la littérature et peuvent être correctement prédite par les lois disponibles dans la littérature. La présence de reprise de bétonnage diminue toutefois la résistance en traction de 20% dans le meilleur des cas (la diminution peut atteindre 60% si le protocole de reprise de bétonnage par désactivation et décapage n'est pas respecté).

La mesure du retrait endogène d'un béton reste délicate mais les résultats obtenus avec deux dispositifs sont concordant. Toutefois, l'amplitude des déformations endogènes de ce béton est relativement faible (retrait endogène final : 40µm). L'étude détaillée de ce phénomène n'est donc pas d'une importance majeur pour l'étude de la fissuration par retrait gêné pour cette composition.

Les déformations de fluage propre en traction et en compression de la composition testée suivent globalement les mêmes évolutions. L'effet de la température, constante ou variable, sur le fluage en compression à également été quantifié montrant l'importance de ce phénomène.

Dans la plupart des cas, les résultats expérimentaux obtenus sont en concordance avec les résultats de la littérature (excepté le comportement viscoélastique en traction pour lequel la littérature n'est pas unanime).

Néanmoins, dans la réalité, lors de la construction d'un ouvrage massif, l'ensemble de ces phénomènes apparait simultanément. Des couplages entre les différents phénomènes sont donc possibles. Il apparait donc nécessaire de réaliser un essai de laboratoire qui serait représentatif du comportement d'un ouvrage réel permettant ainsi de valider le découplage proposé puis d'identifier certaines propriétés

Chapitre II. L'essai à l'anneau de retrait gêné thermique actif

La fissuration par retrait thermique gêné des structures massives est difficile à reproduire à échelle réduite en laboratoire. En effet, la principale cause de ce mécanisme de fissuration est l'importante évolution de la température au sein d'un élément massif due à la réaction d'hydratation. Cependant, en laboratoire, la taille des échantillons de béton ne permet pas d'atteindre les températures d'un ouvrage réel.

Le deuxième chapitre de ce mémoire a donc pour objet le développement d'un nouvel essai puis dans un second temps l'étude du comportement du béton au jeune âge soumis à un retrait thermique gêné. Ce type d'essai faisant intervenir simultanément tous les mécanismes physico-chimiques et mécaniques présentés dans le chapitre 1 est communément appelé essai « intégral ». Ce type d'essai permet de valider les modèles mis en place ainsi que d'identifier les paramètres de couplage nécessaire à la mise en place de simulations prédictives. Néanmoins, il faut garder à l'esprit l'influence de l'effet d'échelle qu'implique la transition essai-simulation d'ouvrage.

Un inventaire des principaux essais développés pour étudier le retrait gêné sera réalisé en début de la première partie de ce chapitre puis nous présenterons l'essai que nous avons développé et qui permet la prise en compte des effets des déformations thermiques. La seconde partie étudiera l'influence de la présence d'armatures, de reprises de bétonnage ainsi que l'effet de la vitesse de refroidissement de l'ouvrage réel (nous avons vu dans l'introduction générale de ce mémoire que la fissuration par retrait thermique gêné apparaissait lors du refroidissement du béton). Finalement, des essais de transfert d'air à travers une fissure seront présentés dans la dernière partie.

Sommaire chapitre 2

I. Bibliographie sur les essais de retrait gêné 93
A. Les essais linéiques 93
B. Les essais en plaques 95
C. Les essais à l'anneau 95

II. Essai à l'anneau de retrait gêné passif 98

III. Essai de retrait gêné thermique actif 99
A. Présentation de l'essai 99
B. Résultats expérimentaux de référence 102
C. Influence de la présence d'armatures 105
D. Influence des reprises de bétonnage 107
E. Effets simultanés des reprises de bétonnage et des armatures 109
F. Influence de la vitesse d'évolution de la température 109

IV. Conséquence de la fissuration au jeune âge sur la perméabilité des ouvrages 112
A. Bibliographie sur la perméabilité du béton 112
B. Mesure du débit de fuite à travers une fissure créée par retrait gêné (thermique et endogène) 117

I. Bibliographie sur les essais de retrait gêné

La littérature recense de nombreux essais pour étudier le comportement du béton soumis à un retrait gêné. Ces essais peuvent être divisés en trois grands types :

- Retrait gêné dans une seule dimension (essais linéiques)
- Retrait gêné dans deux dimensions (essais en plaques)
- Retrait gêné radialement (essais à l'anneau)

A. Les essais linéiques

Le principe de cet essai est d'exercer sur l'éprouvette une force opposée aux déformations (retrait ou gonflement) du béton pour annuler la déformation de l'éprouvette. Cette force est appliquée par incrément de charge par l'intermédiaire d'une des extrémités du bâti de chargement qui est mobile et reliée à un système de chargement couplé à un dispositif de mesure des déformations. La forme des éprouvettes est étudiée afin de pouvoir charger l'éprouvette en compression et en traction sans générer de concentration de contrainte trop importante. Bien que ce ne soit pas nécessaire, l'éprouvette est en général directement coulée dans un moule situé sur le banc d'essais. Ceci permet de commencer l'essai dès la fin de la phase de malaxage. Pour illustrer ce type d'essai, on peut par exemple citer les travaux de l'université de Laval **[Toma et al., 99] [Charron, 03]** (R^2D^2 : essai de retrait gêné à déformation différée ; cf. Figure II-1 et Figure II-2) et les travaux de Springenschmid et al. **[Springenschmid et al., 94]** (TSTM : temperature stress testing machine). Ce type de dispositif basé sur les travaux de Paillière et al. **[Paillière et Serrano, 76]** a notamment permis d'étudier le comportement de béton à hautes performances **[Bloom et Bentur, 95]** ainsi que l'effet de fibres **[Paillière et al., 89] [Altoubat et Lange, 03]**ou d'additions minérales **[Paillère et al., 89]**.

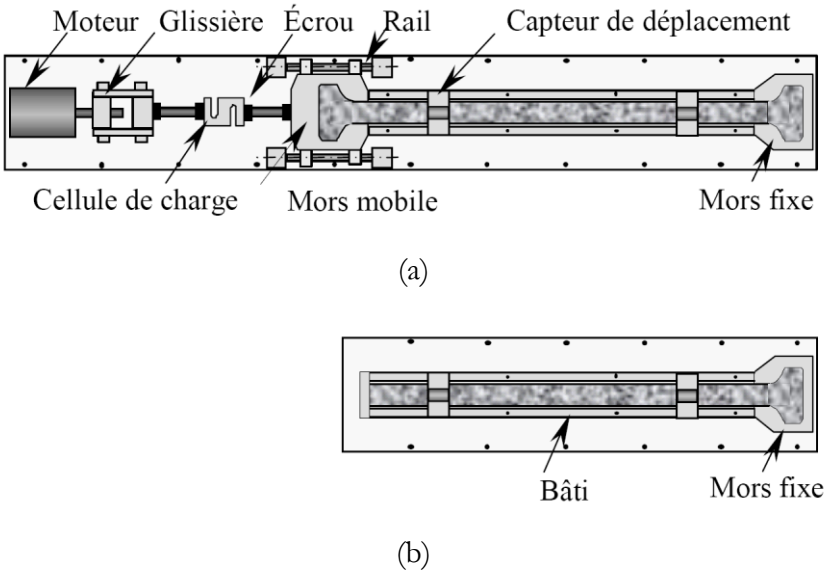


Figure II-1 : Schématisation générale de l'appareil R^2D^2 contrôlé en température **[Charron, 03]** ; Dispositif de retrait gêné (a), Dispositif de retrait libre (b)

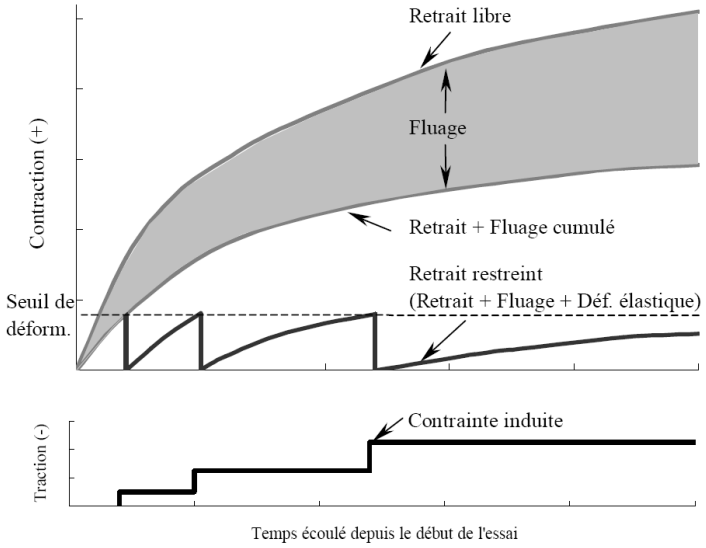


Figure II-2 : Traitement des déformations d'un essai R²D² grâce à la combinaison des deux dispositifs **[Michaud, 06]**

La majeure difficulté de ce type d'essai réside dans la complexité du système de chargement et d'asservissement puisque dans la version la plus évoluée, la prise en compte du retrait thermique gêné est possible par le pilotage d'un système de chauffage du coffrage (par une circulation de fluide). Egalement, l'analyse de ce type d'essai reste difficile et notamment l'analyse des propriétés visqueuses. En effet, comme le précise Michaud **[Michaud, 06]**, le fluage observé à un instant t est la somme des déformations visqueuses de tous les incréments de charge appliqués avant t.

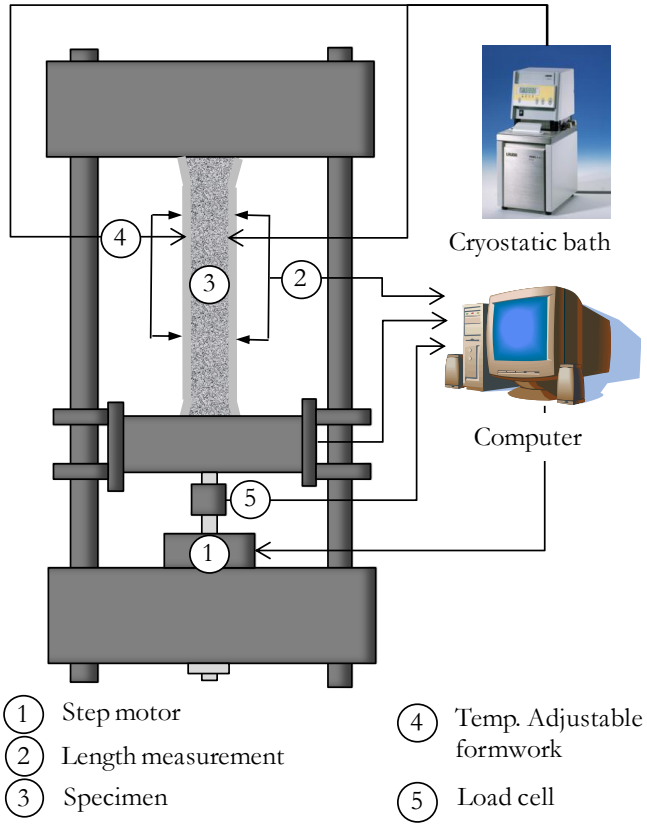


Figure II-3 : Schématisation générale de la TSTM

B. Les essais en plaques

Dans les essais de type plaque, l'échantillon testé est assimilé à une dalle. Le retrait est empêché dans deux directions orthogonales créant ainsi un état de contrainte biaxiale. Le blocage des déformations peut se faire soit par un blocage au niveau des bords de la dalle **[Weiss et al., 98]** soit par l'utilisation d'un fond de moule cranté ou granulaire afin de reproduire le retrait empêché par une reprise de bétonnage **[Banthia et al. 96]** ou d'étudier le retrait de couches minces de mortier **[Detriché, 78]**.

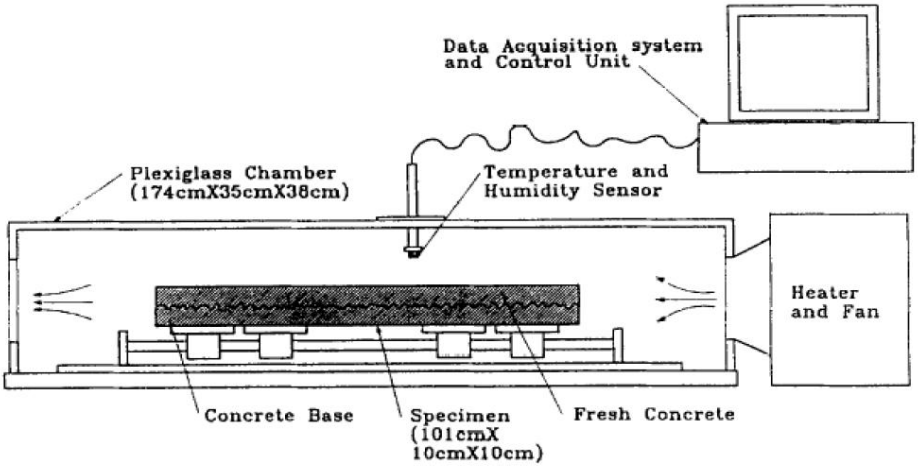


Figure II-4 : Schéma d'un dispositif de retrait empêché de type plaques **[Banthia et al. 96]**

C. Les essais à l'anneau

1. Essais à l'anneau passif

L'essai de retrait empêché le plus utilisé dans la littérature reste l'essai à l'anneau. A l'origine, cet essai a été conçu pour observer la fissuration d'un spécimen de béton coulé autour d'un cœur rigide (en général en acier) **[Carlson et Reading, 88]**. A ce stade, seul l'âge de fissuration était mesurable, mais aucune information sur les contraintes générées ne pouvait être obtenue. Paillière et Serrano **[Paillière et Serrano, 76]**, et Swamy et Starvides **[Swamy et Starvides, 79]** ont optimisé les dimensions du dispositif en réduisant le noyau central à un anneau permettant ainsi de contrôler le degré de restriction et laisser apparaître une part de déformation mesurable. Finalement, Shah et Grzybowski **[Shah et Grzybowski, 89]** ont placé des jauges de déformation sur le rayon interne de l'anneau métallique afin de déduire les contraintes subies par l'anneau en béton. Cette configuration finale présente l'avantage de ne pas avoir besoin de recourir à un système de chargement complexe puisque les contraintes sont auto-générées par le retrait du béton et le fait que l'éprouvette de béton soit de forme axisymétrique. En effet, lorsque l'éprouvette de béton se contracte (par retrait thermique, endogène ou de dessiccation), l'anneau métallique s'oppose à cette contraction générant principalement une contrainte orthoradiale de traction dans le béton (ainsi qu'une contrainte verticale non uniforme). Néanmoins, un gradient de contrainte radial peut apparaitre lorsque l'épaisseur de l'éprouvette est importante car, dans ce cas, l'anneau de béton ne peut plus être considéré comme une éprouvette infinie soumise à une contrainte uniaxiale de traction. A l'aide d'une approche de type mécanique de la rupture, Weiss et Shah **[Weiss et Shah, 02]** ont mis en évidence l'influence de la géométrie de l'anneau et notamment l'épaisseur de l'anneau sur la fissuration. Messan **[Messan, 06]** a cherché à définir des critères d'uniformité (A1) et d'uniaxialité (A2) qui sont des critères purement géométriques :

$$A1 = \frac{\sigma_{\theta\theta}(R_i)}{\sigma_{\theta\theta}(R_e)} - 1 = \frac{1}{2}\left(\frac{R_e^2}{R_i^2} - 1\right) \quad \text{[II-1]}$$

$$A2 = \left|\frac{\sigma_{rr}(R_i)}{\sigma_{\theta\theta}(R_i)}\right| = \left|\frac{R_i^2 - R_e^2}{R_i^2 + R_e^2}\right| \quad \text{[II-2]}$$

où R_i est le rayon interne de l'anneau en béton, R_e est le rayon externe de l'anneau en béton, $\sigma_{\theta\theta}$ est la contrainte orthoradiale et σ_{rr} est la contrainte radiale. Ces formules ne sont cependant valables que pour des essais isothermes.

Les contraintes orthoradiales dans le béton peuvent être calculées à l'aide des formules de Hossein et Weiss **[Hossein et Weiss, 04]** à partir de la déformation mesurée sur le laiton:

$$\sigma_{Actual-\max} = -\varepsilon_{brass}(t) \cdot E_b \cdot \frac{R_{OB}^2 + R_{OC}^2}{R_{OC}^2 - R_{OB}^2} \cdot \frac{R_{OB}^2 - R_{IB}^2}{2R_{OB}^2} \quad \text{[II-3]}$$

où $\sigma_{Actual\text{-}max}$ est la contrainte maximale, ε_{brass} est la déformation de l'anneau métallique enregistrée sur le rayon interne, E_b est le module d'Young du métal utilisé, R_{OB} est le rayon externe de l'anneau métallique, R_{OC} est le rayon externe de l'anneau en béton et R_{IB} est le rayon interne de l'anneau métallique. Néanmoins, dans ces formules, l'évolution thermique ainsi que le fluage du béton ne sont pas pris en compte. Recemment, Turcry et al **[Turcry et al., 06]** ont utilisé la mécanique de la rupture pour proposé une analyse des essais à l'anneau qui tient compte des déformations de fluage.

2. Essais à l'anneau actif

Récemment, des essais à l'anneau dit actifs ont été développés. Le principe de ces dispositifs est de venir ajouter aux contraintes de traction créées par le retrait empêché des contraintes de traction supplémentaires générées par l'expansion de l'anneau (permettant de contrôler le degré de restriction). Plusieurs solutions techniques sont alors envisageables pour créer cette expansion. **[Haouas, 07]** propose de venir appliquer une pression interne gardant ainsi la géométrie en anneau afin de pouvoir mesurer directement les déformations de l'anneau alors que Gagné et al. **[Gagné et al. 06]** et Messan **[Messan, 06]** respectivement des laboratoires de Génie Civil de Toulouse et de l'Ecole des Mines d'Alès, utilisent un noyau rigide expansif. L'expansion est obtenue soit par l'utilisation de pétales métalliques (cf. Figure II-5) soit par compression vertical d'un noyau en polymère (créant ainsi une dilatation radiale). L'utilisation de matériau non métallique tel que le plexiglas à également permis à Kovler et al. **[Kovler et al., 93]** l'ajout de contraintes de traction puisque le coefficient de dilatation du plexiglas est environ 10 fois supérieur à celui du béton. Cependant, ces essais ont été développés pour des mortiers et le passage à l'échelle du béton reste délicat et de surcroît, dans ces essais, le retrait thermique n'intervient pas aux vues des faibles dimensions des anneaux testés.

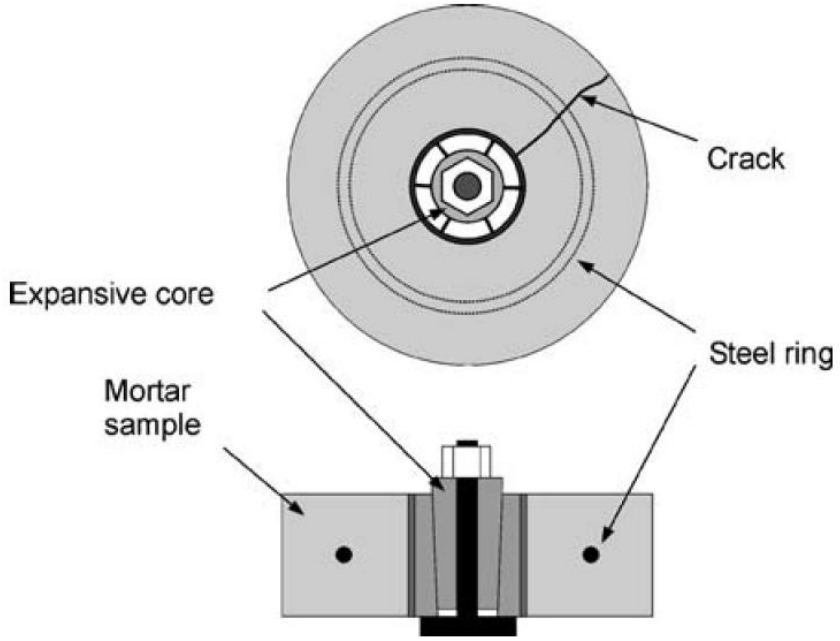


Figure II-5 : Dispositif actif développé à l'université de Toulouse **[Gagné et al., 06]**

II. Essai à l'anneau de retrait gêné passif

Pour étudier le comportement de notre béton soumis à un retrait endogène gêné, un essai à l'anneau passif a été réalisé. La géométrie de l'essai est présentée sur la Figure II-6. Pour cet essai, l'anneau a été coulé dans une enceinte climatique assurant une température stable (20°C ±1°C) et le béton a été protégé de la dessiccation (avant décoffrage par un film polyane sur la face supérieure et après décoffrage par de l'aluminium autocollant sur toute les faces). Les déformations de l'anneau sont mesurées par des jauges situées sur le rayon interne du laiton. Dans notre laboratoire, le laiton est préféré à l'acier pour limiter les réactions chimiques entre le béton et le métal.

La Figure II-7 montre l'évolution des températures mesurées lors de l'essai (une sonde sur le rayon interne du laiton et une sonde au milieu de la section de béton). Au début, une diminution de la température est observée car les matériaux composant le béton étaient plus chauds que la température de l'enceinte climatique. Ensuite, on observe une augmentation de la température due à l'exothermie de la réaction d'hydratation d'environ 2,5°C suivie d'une phase de refroidissement. Pour une composition de béton très similaire, Ithurralde **[Ithurralde, 89]** a mesuré une variation de 40°C sur un voile massif d'1,2 m d'épaisseur.

L'évolution des déformations orthoradiales est reportée sur la Figure II-8. Au début, l'évolution des déformations est due aux déformations thermiques. Il s'en suit une évolution plus lente des déformations due au retrait endogène gêné. Sur cette figure, on retrouve également l'évolution des contraintes orthoradiales dans le béton et le laiton calculées à partir des formules analytiques proposées par Hossein et Weiss. Il est à noter que ces contraintes sont surestimées puisque le fluage (qui dans ce cas va relaxer les contraintes) n'est pas pris en compte. Toutefois, en comparant les contraintes dans le béton à la résistance en traction du béton (mesurée par des essais de fendage), on remarque que la fissuration est improbable.

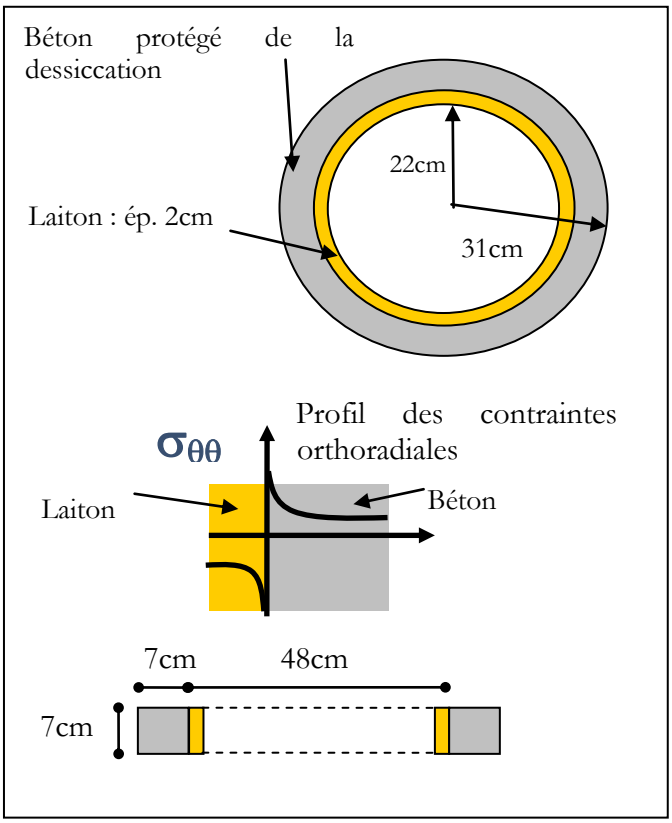


Figure II-6 : Géométrie de l'essai à l'anneau passif

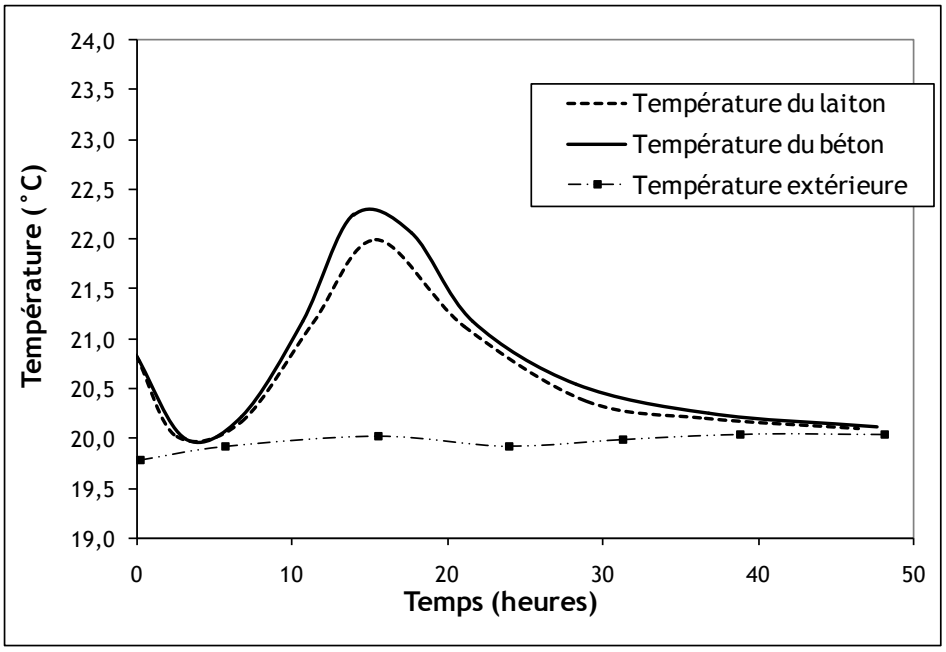


Figure II-7 : Evolution des températures lors de l'essai à l'anneau passif

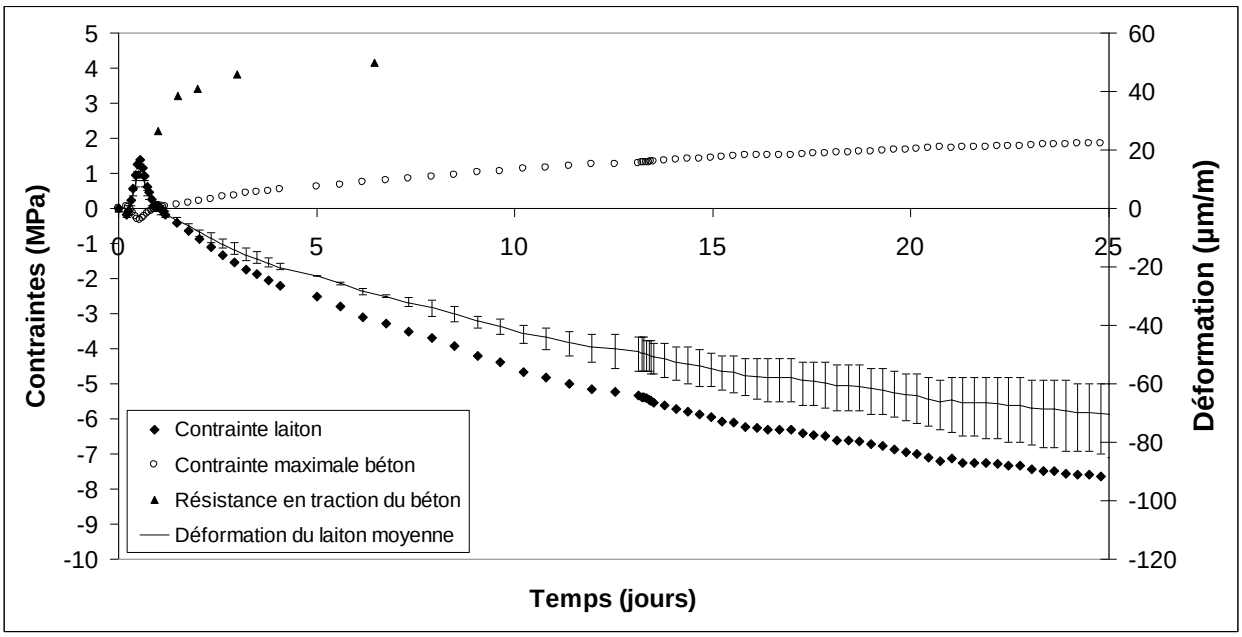


Figure II-8 : Evolution des déformations et des contraintes lors de l'essai à l'anneau passif

La conclusion de ce premier essai à l'anneau est qu'aucune fissuration macroscopique n'est observée expérimentalement. Ceci s'explique par le fait que le retrait endogène de notre béton est faible (cf. Chapitre 1) et que les dimensions de l'anneau ne sont pas suffisantes pour que l'évolution thermique soit représentative d'une structure massive réelle. Ceci démontre la nécessité de développer un essai adapté à la prise en compte de ce phénomène.

III. Essai de retrait gêné thermique actif

A. Présentation de l'essai

Le nouvel essai que nous proposons dans cette thèse a pour objectif la prédiction du comportement et de la fissuration au jeune âge de structures massives. Ce dispositif est une évolution de l'essai à l'anneau de retrait empêché pour prendre en compte le retrait thermique. Le principe de cet essai est

de reproduire en laboratoire les effets d'un retrait thermique empêché d'une structure massive réelle par une dilatation de l'anneau. Cette dilatation est obtenue par une augmentation de la température de l'anneau en laiton. Comme le coefficient de dilatation du laiton est environ trois fois plus grand que celui du béton, la dilatation du laiton est empêchée par l'anneau en béton. Ceci induit des contraintes de compression dans le laiton et donc des contraintes de traction supplémentaires dans le béton. L'avantage de ce système par rapport à une dilatation d'origine mécanique (pression interne) est la possibilité d'identifier sur cet essai les propriétés visco-élastiques du béton et notamment l'influence de la température sur ces propriétés.

L'évolution de la température de l'anneau en laiton est obtenue par une circulation de fluide à l'intérieur du laiton par un circuit alimenté par un bain thermostaté (Figure II-9 et Figure II-10). Les déformations du laiton sont mesurées par 3 jauges placées à 120°C à mi-hauteur de l'anneau sur le rayon interne (branchement en quart de pont). Deux sondes de température sont également disposées sur le rayon interne du laiton (diamétralement opposées) et une sonde de température est plongée dans le béton lors du coulage au milieu de la section de béton. Les six capteurs sont ensuite reliés à un PC via une centrale d'acquisition (National Instruments) et un programme Labview qui transforme les signaux des capteurs en température ou en déformations.

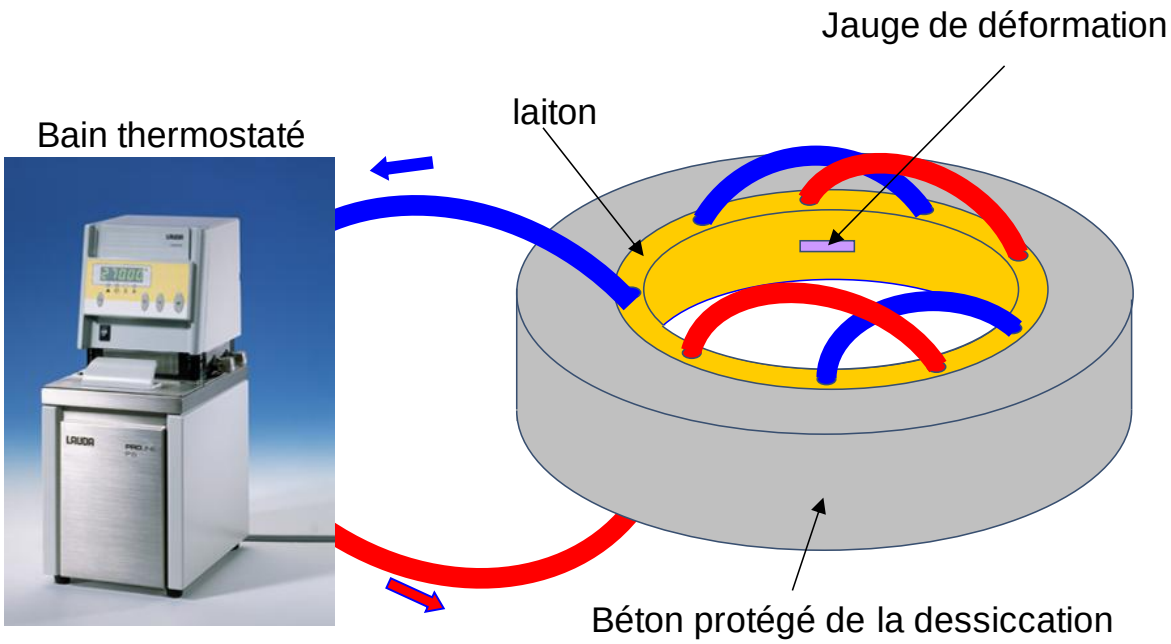


Figure II-9 : Schéma de l'essai à l'anneau thermique actif

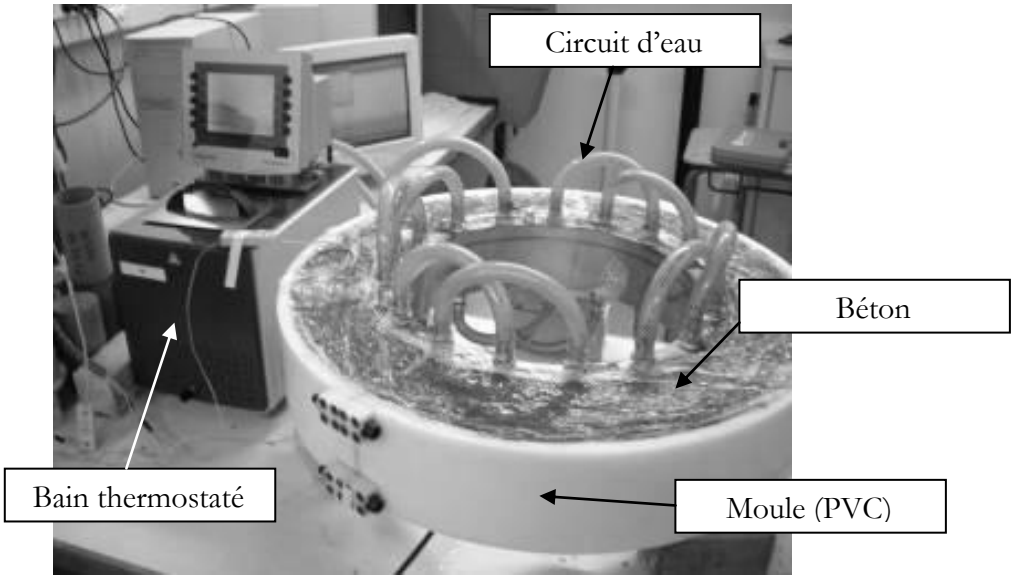


Figure II-10 : Essai à l'anneau thermique actif

Les dimensions de l'anneau en béton ont été augmentées par rapport à l'essai passif utilisé dans le paragraphe précédent pour atteindre une section de 10cm x 10cm. En effet, la taille maximale des granulats utilisés est de 20mm et une section de 7cm x 7cm n'était pas suffisante pour être représentative. De plus, dans l'optique d'étudier des anneaux armés, une dimension plus faible n'aurait pas été objective vis-à-vis des épaisseurs d'enrobage d'une enceinte de confinement. Néanmoins, pour rester dans des gammes de coût et de poids raisonnable (manu-portable) les dimensions de l'anneau en béton n'ont pas été augmentées d'avantage. Les dimensions de l'anneau en laiton (3cm d'épaisseur et 19cm de rayon interne) ont été calculées afin d'obtenir des déformations de l'anneau mesurables.

Comme la dessiccation des bétons est un phénomène très lent (1 000 à 10 000 fois plus lent que les transferts thermiques) et comme lors de la construction d'une enceinte de confinement les coffrages ne sont démontés que 15 jours après le coulage, au jeune âge, les structures massives étudiées sont quasiment en conditions endogènes (exceptée une fine couche en peau). Il a donc été décidé de réaliser nos essais en conditions endogènes. Les échanges hydriques sont empêchés par une double couche d'aluminium autocollant **[Toulemonde et le Maou, 96]** (la perte en masse mesurée sur des éprouvettes 7cm x 7cm x 28cm est inférieure à 0,1% après 7 jours).

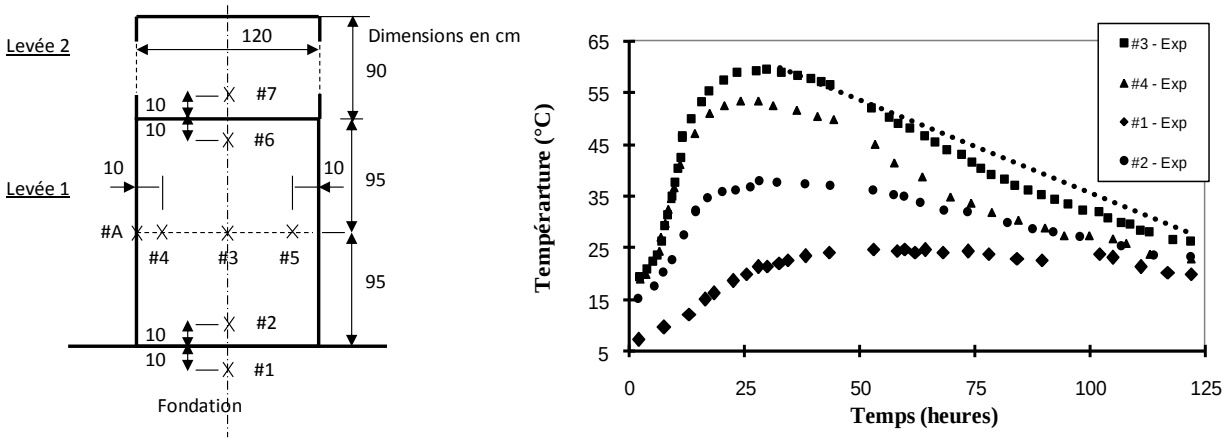
L'isolation du béton pour reproduire des conditions thermiques représentatives du cœur d'une structure massive est une idée intéressante mais ne convient pas dans un essai à l'anneau puisque dans ce cas, la fissuration interviendrait durant la montée en température du béton (c'est-à-dire au bout de quelques heures) due à la réaction d'hydratation (car l'anneau en laiton se dilaterait plus que le béton) alors que pour les structures massives, la fissuration apparaît pendant la contraction du béton (après quelques jours).

Il est important de comprendre que dans l'essai que nous proposons, la décroissance de température d'un ouvrage réel (qui entraine les contraintes de traction lorsque la déformation est empêchée) et potentiellement la fissuration est reproduite par une montée en température de l'anneau en laiton (par contre l'évolution des contraintes est proche de celle subie dans un ouvrage réel). L'augmentation de température du laiton reproduit donc la phase de refroidissement du béton.

Il est également important de noter que ce nouvel essai, que nous nommerons désormais l'essai à l'Anneau Thermique Actif (ATAc) est bien adapté pour étudier la fissuration traversante due au retrait thermique empêché par les parties de la structure existantes mais ne peut pas reproduire la fissuration induite par un gradient thermique au sein même de l'épaisseur de béton. Néanmoins, des simulations numériques **[Benboudejma et Torrenti, 08]** ont montré que pour le béton et les

structures que l'on étudie, les contraintes de traction générées par gradient thermique ne sont pas suffisantes pour faire fissurer le béton en peau.

La détermination de l'évolution de température imposée à l'anneau en laiton pour reproduire l'histoire de contrainte d'un élément massif, n'est pas immédiate. En effet, d'une part l'évolution expérimentale des contraintes au sein d'un élément massif au jeune âge n'est pas connue à priori et d'autre part, la relation entre la température imposée au laiton et la contrainte dans l'anneau en béton n'est pas non plus connue. Nous avons donc choisi de nous baser sur des résultats expérimentaux obtenus sur un voile massif (1,2m d'épaisseur réalisé par Ithurralde **[Ithurralde, 89]**). La décroissance de la température au cœur de ce voile (réalisé avec une composition proche de la notre) peut être correctement approchée avec une décroissance linéaire de 0,35°C/h (Figure II-11). Cette vitesse dépend bien sur de la composition, de l'épaisseur du voile, des conditions environnementales,... Comme nous reproduisons la décroissance en température d'un ouvrage réel par une montée en température de l'anneau, cette vitesse sera utilisée dans nos essais. Cette rampe de température ne débute que 24h après le coulage du béton (début de la décroissance en température de l'ouvrage réel de base ; cf. Figure II-11)



(a) (b)

Figure II-11 : Position des sondes de températures (a) ; évolution des températures au sein d'un élément massif (ép. 1,2m)(b) **[Ithurralde, 89]**

B. Résultats expérimentaux de référence

Bien que, dans cet essai, la température soit imposée ponctuellement par la circulation de fluide, la Figure II-12 montre que la température dans l'anneau en laiton est relativement homogène. Au début de l'essai (premières 24h), l'évolution de la température est pilotée par l'exothermie de la réaction d'hydratation. Nous pouvons constater une faible évolution de la température durant ces premières heures (de 21 à 26 en passant par un pic à 29°C). Ensuite, l'augmentation de la température est imposée par le bain thermostaté avec une vitesse de montée de 0,35°C/h. Au milieu de l'essai, un palier de température a été réalisé afin de vérifier la faible inertie de notre dispositif.

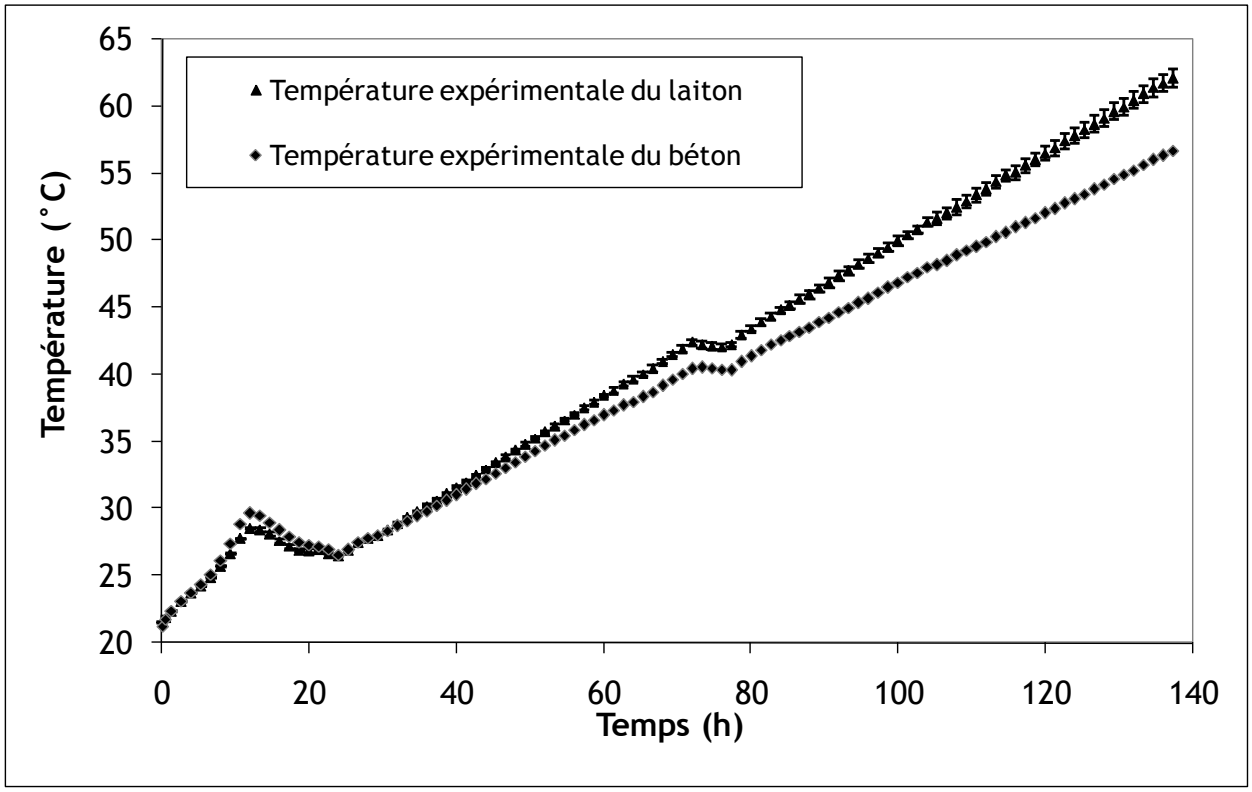


Figure II-12 : Evolution des températures (laiton et béton) au cours de l'essai

L'évolution des déformations présentée sur la Figure II-14 n'est pas la mesure obtenue directement par les jauges. En effet, ces évolutions ont été corrigées afin de prendre en compte le coefficient de dilatation des jauges. Une fissuration macroscopique expérimentale est obtenue (cf. Figure II-13) pour une valeur de 48,1°C (ouverture de fissure mesurée au fissuromètre optique : environ 650µm) au bout d'environ 4 jours (valeur proche de l'âge de fissuration d'un mur épais prédit par des simulations numériques ; cf. **[Benboudjema et Torrenti, 08]**). Comme on ne connaît pas à priori l'instant de fissuration, la mesure de l'ouverture de fissure au moment de fissuration est délicate (puisque la fissuration peut apparaître durant la nuit). Pour que la comparaison entre les ouvertures de fissure des différents anneaux reste valable, nous avons choisi de réaliser la mesure de l'ouverture de fissure pour un accroissement de température imposée fixe (ΔT = 30°C). La fissuration se traduit au niveau des mesures de déformations par un saut. D'autre part, la variabilité au niveau des mesures de jauges est faible ce qui semble suggérer que l'état de contrainte de l'anneau est orthoradialement uniforme.

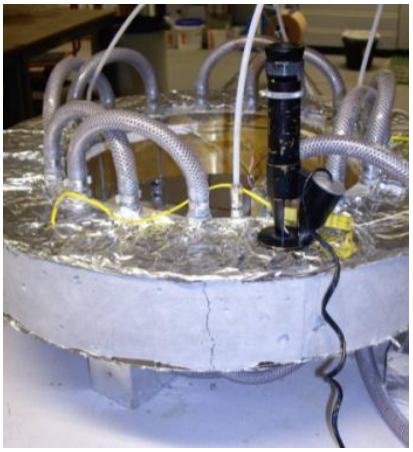


Figure II-13 : Fissuration macroscopique obtenue

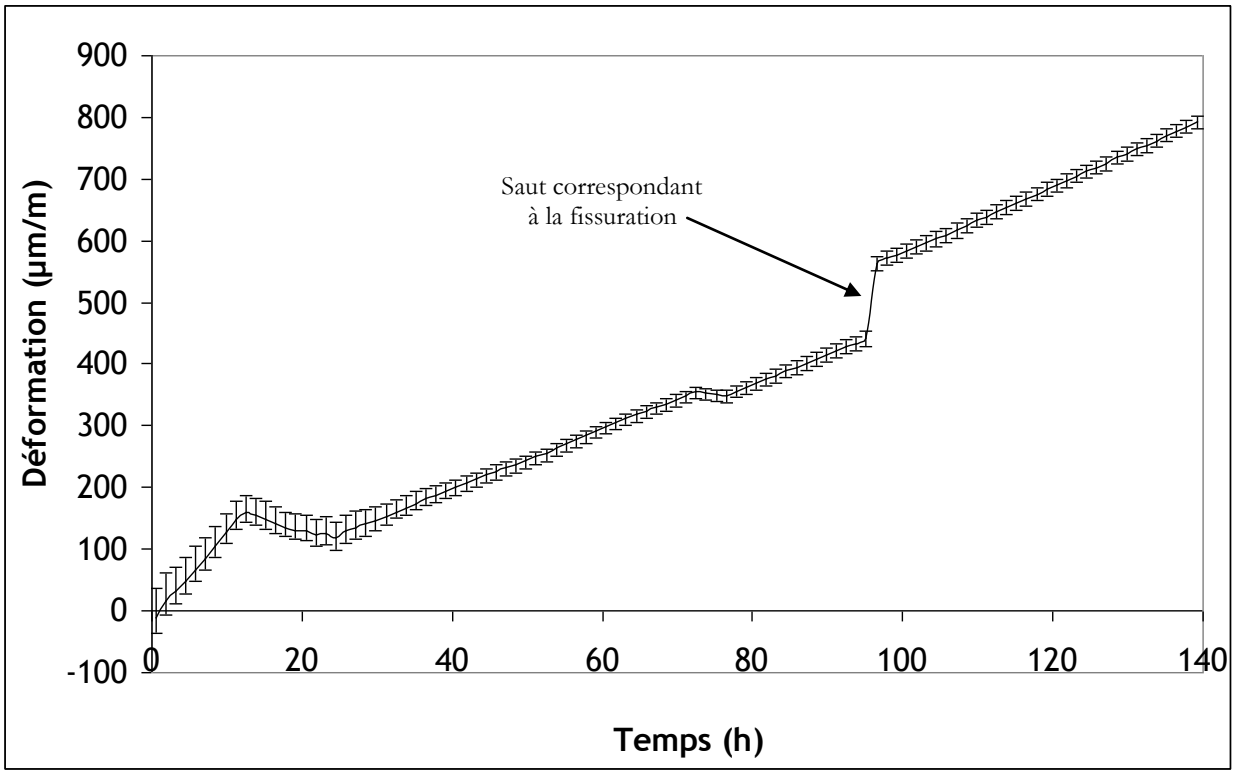


Figure II-14 : Evolution des déformations de l'anneau au cours de l'essai

Au début de l'essai, l'évolution des déformations est due à la chaleur dégagée par la réaction d'hydratation. Ensuite, lorsque la température est imposée par le bain thermostaté, la déformation de l'anneau devient une combinaison entre la dilatation du laiton et celle du béton. Lorsque l'on atteint la résistance en traction du béton, l'anneau fissure.

Dans cet essai, une seule fissure macroscopique apparait. Celle-ci traverse la section complète de l'anneau et passe au travers de certains granulats (fissure transgranulaire). La fissure est unique car lorsqu'elle survient, un décollement entre le béton et le laiton apparait. En effet, sur la Figure II-15 qui représente des champs de déformation obtenus par corrélation d'images (Correli Q4 : **[Hild et Roux, 06]**) prises avec une caméra rapide (1000 images/seconde), on remarque que, contrairement à l'essai à l'anneau passif, la fissure s'initie sur le rayon externe de l'anneau en béton. Une fois que la fissure s'est propagée à travers la section de béton et a atteint le laiton, la propagation continue à l'interface laiton/béton créant ainsi le décollement. Compte tenu du fait qu'aucun mouchetis n'a été appliqué sur la surface du béton et qu'un seule caméra a été utilisé, la précision des résultats obtenus par corrélation d'images est faible et ne permettrait pas de déterminer une ouverture de fissure.

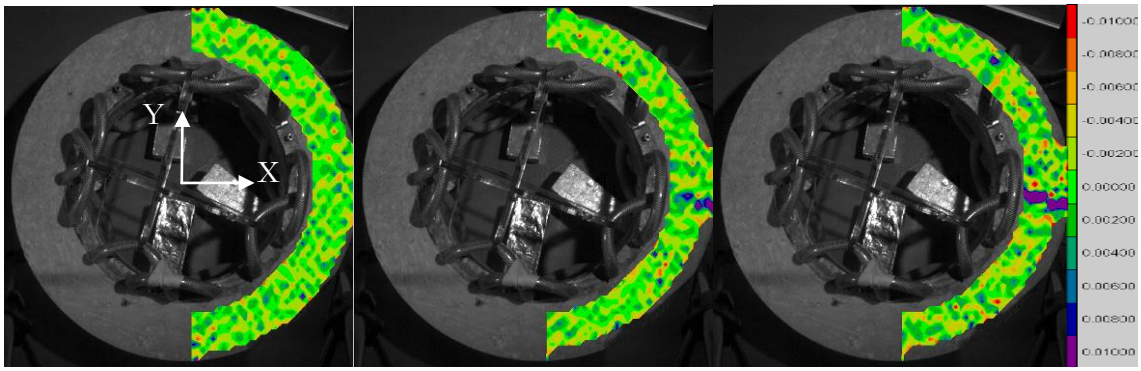


Figure II-15 : Champs de déformation suivant l'axe Y obtenus par corrélation d'images (intervalle entre chaque champs : 1ms)

Néanmoins, cet essai n'est pas représentatif de la réalité puisque les structures massives sont renforcées par des armatures. De plus, ces structures ne peuvent pas être coulées en une fois et des reprises de bétonnage sont nécessaires. Les effets des armatures et des reprises de bétonnage sont totalement différents puisque les armatures répartissent la fissuration et limitent l'ouverture des fissures alors que les reprises de bétonnage réduisent l'homogénéité du béton et créent des zones de faiblesse préférentielles. Ces deux effets seront donc étudiés séparément dans un premier temps puis couplés dans un dernier essai. Egalement, il nous a paru important d'étudier l'influence de la vitesse de l'évolution de la température (décroissance dans la réalité ; croissance dans notre essai). Dans notre étude, les effets de la précontrainte n'ont pas lieu d'être étudiés puisque la mise en tension des câbles de précontrainte n'intervient qu'après le coulage d'une grande partie de l'enceinte de confinement.

C. Influence de la présence d'armatures

Pour étudier l'impact des armatures sur le comportement au jeune âge du béton lors de notre essai à l'anneau, deux armatures (HA 8mm) ont été placées au milieu de la section de béton. Ainsi, la section d'armature utilisé est plus faible que celle que l'on pourrait retrouver dans des enceintes de confinement de centrale nucléaire (~2% d'après Granger **[Granger, 96]**). Toutefois pour des raisons pratiques (positions des armatures, rayons de courbures des armatures, enrobages des armatures), l'utilisation d'armature de section plus importante ou un plus grand nombre d'armatures n'a pas été envisagée. Pour garantir la continuité des contraintes dans ces armatures et éviter d'avoir recours à des longueurs de recouvrement, les armatures ont été soudées pour obtenir des armatures circulaires. On garde donc la symétrie de notre expérience.

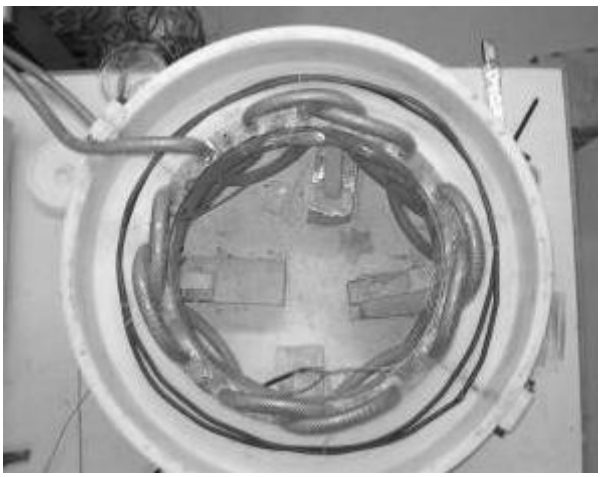
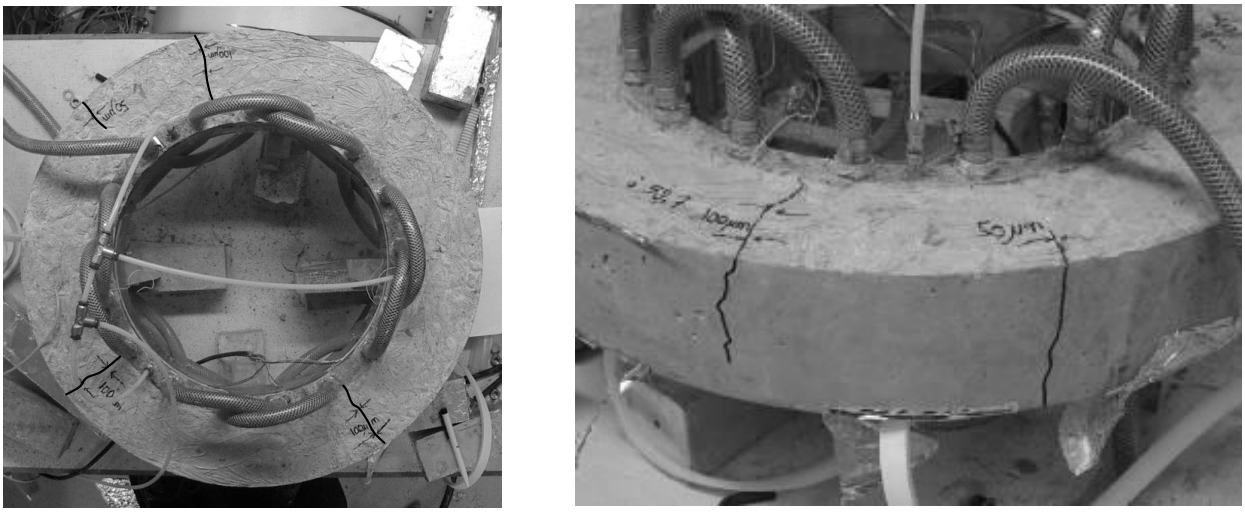


Figure II-16 : Armatures mises en place dans l'anneau

Dans ce cas, la fissuration obtenue est multiple. Sur la Figure II-17, quatre fissures peuvent être observées. Néanmoins, seulement deux fissures sont traversantes alors que les deux autres sont complémentaires. En effet, sur la Figure II-17(b), deux fissures sont proches mais ne traverse pas la section complète du béton. L'une traverse la partie haute et l'autre la partie basse de la section de béton. Ces deux fissures peuvent donc être assimilées à une seule fissure traversante. Ainsi, on obtient un faciès de fissuration pour lequel les fissures traversantes apparaissent environ à 120° les uns des autres.



(a) (b)

Figure II-17 : faciès de fissuration de l'anneau armé (a) ; fissuration non traversante (b)

Les résultats mécaniques obtenus sont présentés sur la Figure II-18. On représente toujours l'évolution temporelle de la déformation de l'anneau en laiton (mesurée sur le rayon interne). Pour réaliser une comparaison valable, les déformations ont été réinitialisées au début de la montée en température. On observe une fissuration plus tardive pour l'anneau armé que pour l'anneau non armé. En effet, la fissuration apparait pour un accroissement de température imposé de $\Delta T = 27{,}7°C$ (la référence $\Delta T = 0°C$ correspond à la température du laiton au début de la montée en température qui est égale à la température extérieure) alors que pour un anneau sans armature, nous obtenions $\Delta T = 21{,}3°C$. De surcroit, le saut de déformation obtenu pour l'anneau armé est plus faible que le saut de déformation de référence. Ceci indique que l'ouverture de fissure est plus faible, ce qui est validée expérimentalement par la mesure au fissuromètre optique. En effet, l'ouverture maximale mesurée était égale à 100µm. Sur la Figure II-18, les résultats de 2 essais distincts (sans armature) sont représentés afin de montrer la bonne répétabilité entre deux essais ATAc. Au total, 4 essais sur béton non armé ont été réalisés. Les résultats obtenus en termes d'accroissement de température (ΔT) pour obtenir la fissuration sont compris entre 21,1 et 21,5°C.

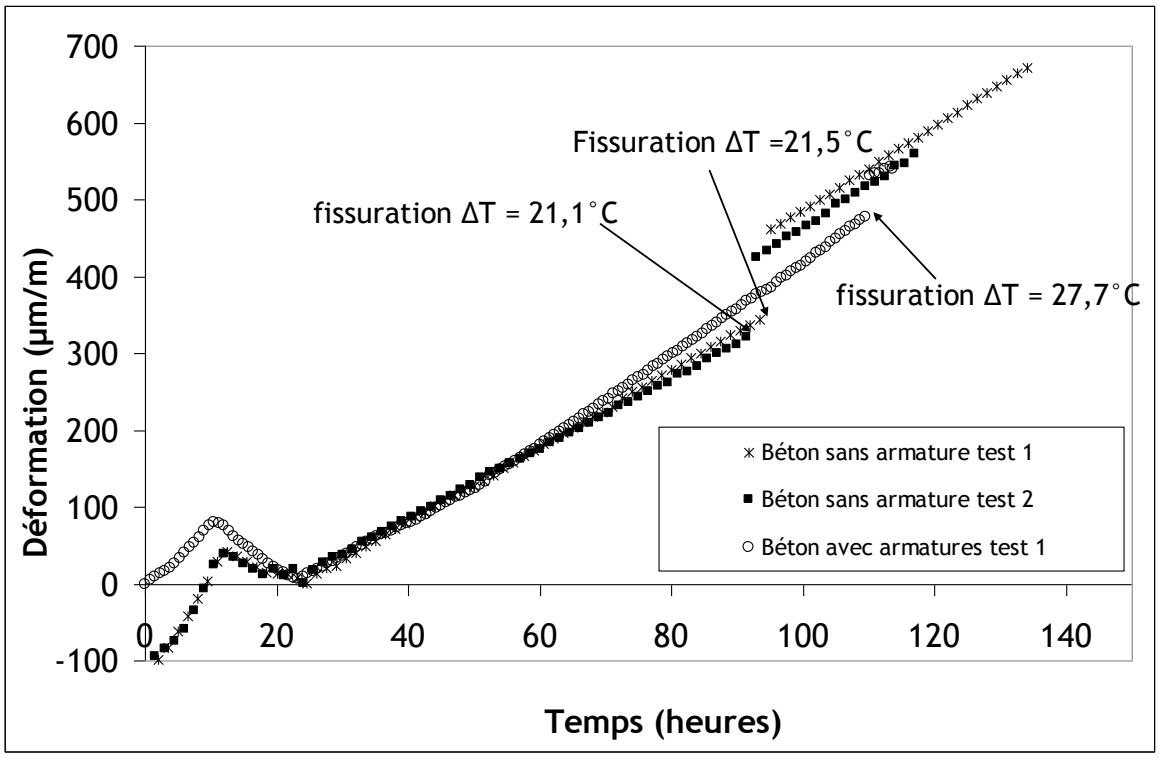


Figure II-18 : Evolution temporelle des déformations : influence de la présence d'armatures

D. Influence des reprises de bétonnage

Afin d'étudier l'influence des reprises de bétonnage sur le comportement au jeune âge des structures massives, nous avons réalisé un anneau en 2 étapes. La première étape est le coulage de deux quarts d'anneau diamétralement opposés puis 3 semaines plus tard (pour respecter les cadences de coulage des différentes levées d'une enceinte de confinement) les deux quarts restants. Ainsi quatre reprises de bétonnage sont créées (cf. Figure II-19). Dans cet essai, l'anneau n'est pas armé.

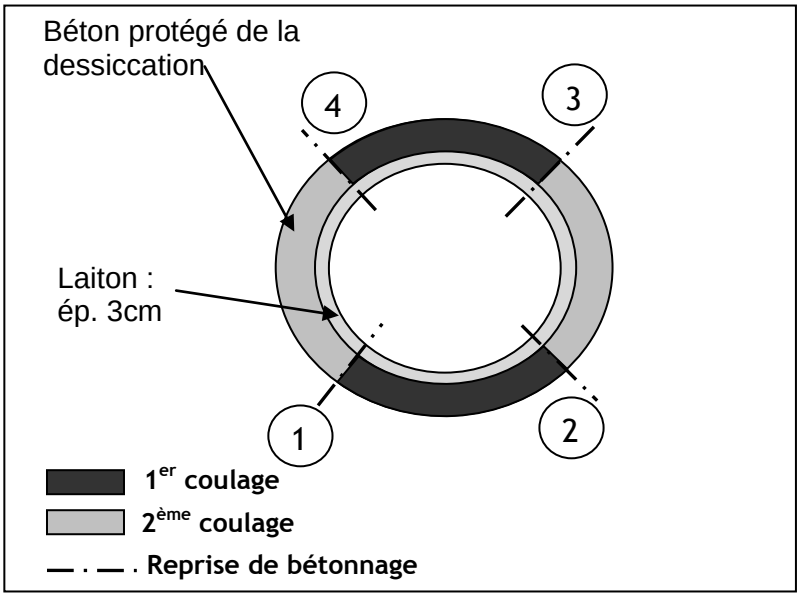


Figure II-19 : Phasage de coulage de l'anneau avec reprises de bétonnage

Comme nous l'avons vu dans le chapitre 1, il existe plusieurs méthodes pour obtenir un état de surface rugueux. Pour cet anneau, nous avons choisi de traiter les surfaces de bétonnage par la

méthode qui donnait les meilleurs résultats sur les essais de fendage du chapitre 1, à savoir une désactivation de surface (produit désactivant : Sika Rugsol) puis un décapage de la laitance désactivée par jet d'eau sous pression.

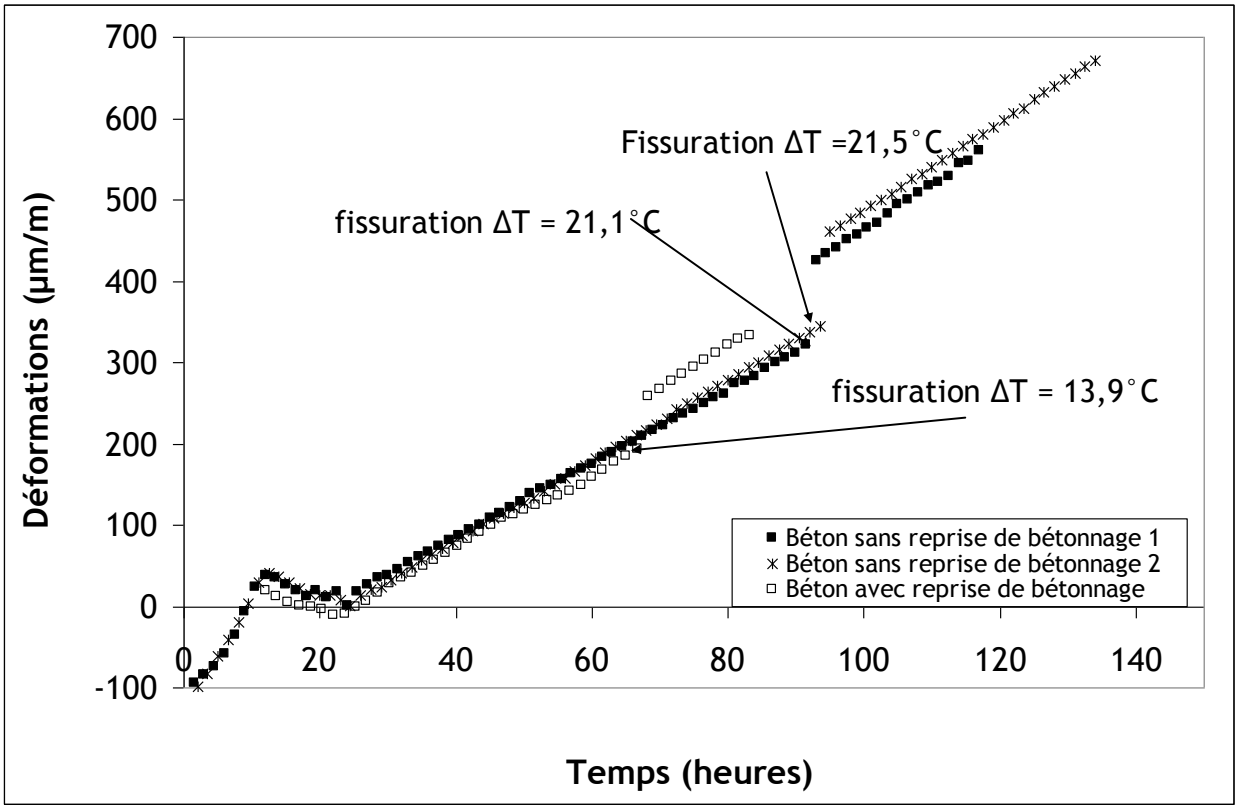


Figure II-20 : Evolution temporelle des déformations : influence des reprises de bétonnage

Les résultats mécaniques de cet essai en terme de déformation (Figure II-20) montrent comme prévu une fissuration plus précoce que pour un anneau sans reprise de bétonnage (pour un ΔT = 13,9°C). La fissure apparait au niveau d'une reprise de bétonnage car la résistance en traction y est, bien évidemment, plus faible.

Le faciès de fissuration (Figure II-21) est semblable à celui obtenu pour un anneau coulé en une seule fois puisqu'une seule fissure traversante est obtenue (l'ouverture de fissure est d'environ 550µm).

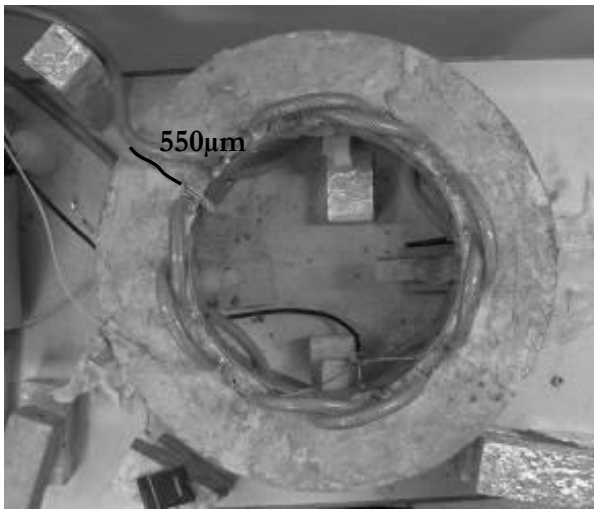


Figure II-21 : Faciès de fissuration de l'anneau avec reprise de bétonnage

E. Effets simultanés des reprises de bétonnage et des armatures

Dans les essais précédent, nous avons vu que les armatures conduisaient à un retard de l'apparition de la fissuration correspondant à un accroissement de température (ΔT) d'environ 7°C (soit 20h pour une vitesse de 0,35°C/h) alors que la présence de reprise de bétonnage réduit l'accroissement de température (ΔT) à imposer d'une vingtaine d'heures également. Néanmoins, la Figure II-22 représentant un essai réalisé avec armatures et reprises de bétonnage montre que ces deux effets ne se compensent pas puisque la fissuration est obtenue plus précocement que pour un anneau sans armature et sans reprise de bétonnage. Toutefois les effets des ces deux paramètres se retrouvent puisqu'on obtient une multi-fissuration située aux quatre reprises de bétonnage mais dont l'ouverture reste faible (100µm).

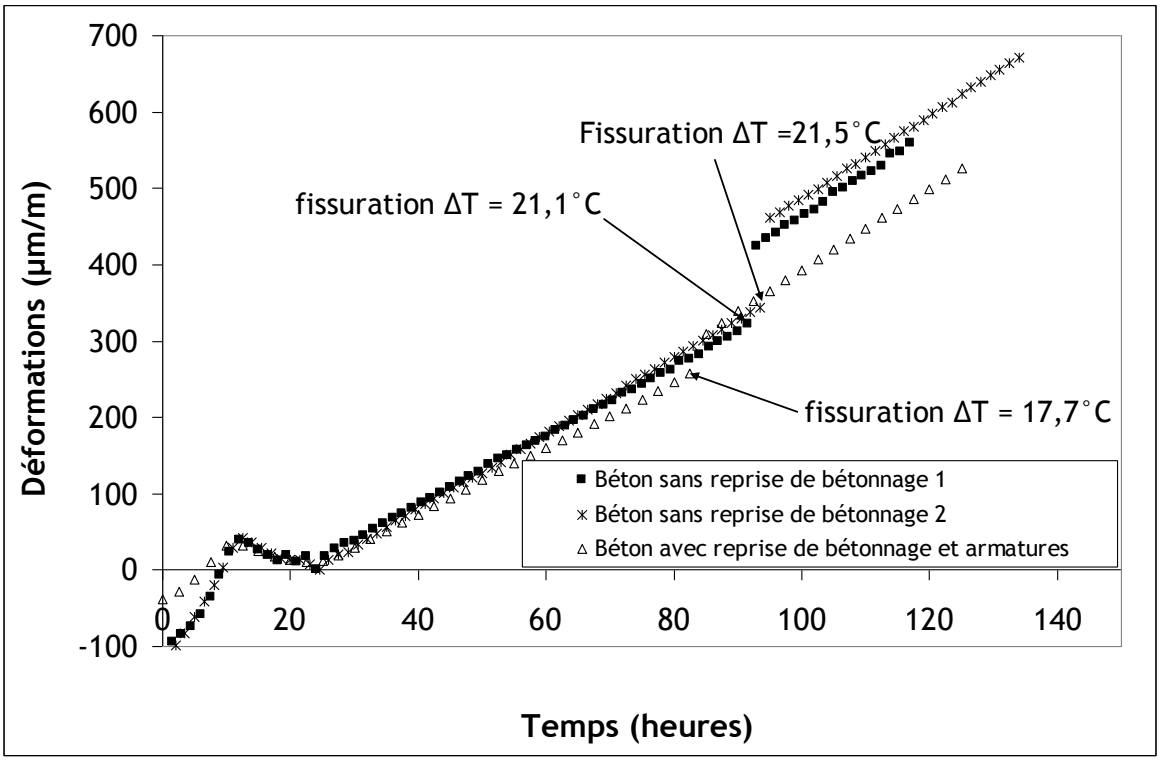


Figure II-22 : Evolution temporelle des déformations : influence simultanée des reprises de bétonnage et des armatures

F. Influence de la vitesse d'évolution de la température

L'histoire de température et surtout la vitesse d'évolution de la température a été choisie de façon réaliste mais arbitraire. D'autre part, comme nous le disions, cette vitesse est fortement dépendante des conditions aux limites, de l'épaisseur du voile, du type du coffrage, de l'instant de décoffrage,… Nous avons donc voulu étudier l'influence de cette vitesse sur les résultats de notre essai. Pour cela notre vitesse de référence (0,35°C/h) a été multipliée et divisée par 2. Pour chaque vitesse de température, au moins deux essais ont été réalisés (la Figure II-23 ne représente qu'un seul essai). Pour une même vitesse de montée, les instants de fissuration sont très proches (± 1 heure pour la vitesse la plus rapide et ± 2 heures pour la vitesse la plus lente) mais comme les températures extérieures et de départ ne sont pas exactement les mêmes une représentation avec une barre d'erreur n'aurait pas de sens.

Une légère augmentation de l'accroissement de température à imposer est obtenue avec l'augmentation de la vitesse de montée en température. Ce résultat peut paraître paradoxal puisque la résistance en traction du béton est plus faible (temps équivalent plus faible). D'autre part, pour les vitesses de montée en température les plus lentes, des déformations de fluage plus importantes

relaxent les contraintes. Néanmoins, les faibles différences de delta de température à imposer ne nous permettent de conclure de façon claire quant à l'effet de la vitesse de montée en température. Dans cet essai, il y a compétition entre les contraintes générées (qui ne sont pas les mêmes car l'évolution de la rigidité du béton n'est pas la même), l'évolution de la résistance en traction (qui évolue différemment de la rigidité) et les déformations de fluage (propre et thermique transitoire).

Au jeune âge, les déformations de fluage sont très importantes. Dans un essai uniaxial de retrait empêché, le fluage peut être identifié de façon analytique **[Charron, 03] [Kovler et Bentur, 97]** mais dans le cas de l'essai à l'anneau l'analyse est plus complexe. Des simulations numériques doivent donc être réalisées afin de procéder à l'analyse de ces résultats. Ces simulations seront présentées au chapitre 3.

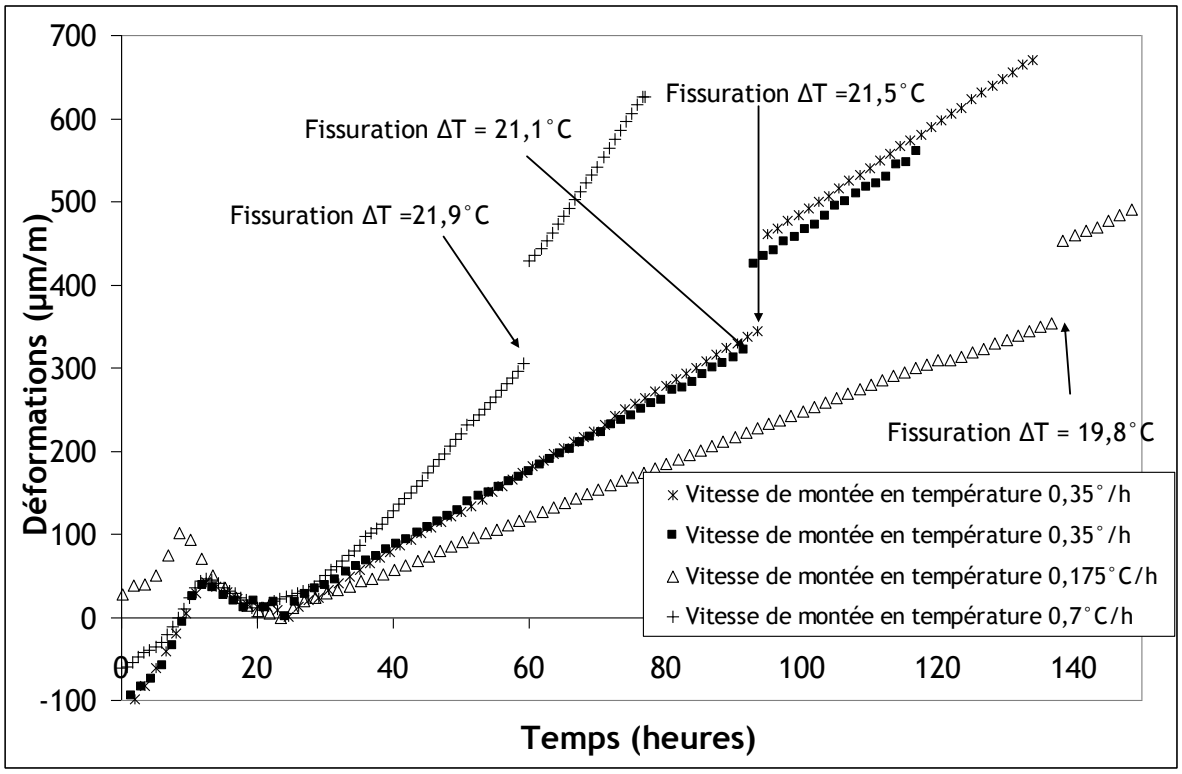


Figure II-23 : Evolution temporelle des déformations : influence de la vitesse de montée en température

Les résultats les plus importants obtenus durant notre campagne d'essais avec ce nouveau dispositif d'étude du comportement au jeune âge des structures massives sont résumés dans le tableau 1.

Vitesse de montée en temp.(°C/h)	*Nombre d'essai*	*Reprise de bétonnage*	*Armatures*	*Age de fissuration (Heures)*	*ΔT à l'instant de fissuration (°C)*	*Ouverture et nombre de fissures (µm)*
0,35	4			95	21,3 (±0,2)	1 x 650(±50)
0,35	1		X	109,5	27,7	2 x 100 1 x 50-100

0,35	1	X		66,5	13,9	1 x 550
0,35	1	X	X	82,5	18,1	4 x 100
0,7	2			59,2	21,9(±0,2)	1 x 650(±50)
0,175	2			136,8	19,8(±0,3)	1 x 600(±50)

Tableau II-1 : Bilan des principaux résultats expérimentaux en termes de fissuration

IV. Conséquence de la fissuration au jeune âge sur la perméabilité des ouvrages

A. Bibliographie sur la perméabilité du béton

L'évolution de la perméabilité d'un béton (capacité à être traversée par des fluides sous un gradient de pression) peut être divisée en trois phases en fonction de l'état de la fissuration du béton à savoir un béton sain, un béton microfissuré de façon diffuse et un béton macrofissuré.

1. Perméabilité d'un béton sain

Pour un béton sain, la perméabilité est bien évidemment influencée par la porosité du béton mais d'autres paramètres jouent également un rôle important et notamment la tortuosité, la connectivité et la constrictivité du réseau poreux. La Figure II-24 explique l'effet de ces différents paramètres. Ces quatre paramètres dépendent bien sûr de la composition de la pâte de ciment (la nature du ciment et le rapport e/c) mais également de la nature des granulats (possibilité de création d'une auréole de transition **[Maso, 80]**) et de la quantité de granulat (augmentation de la tortuosité).

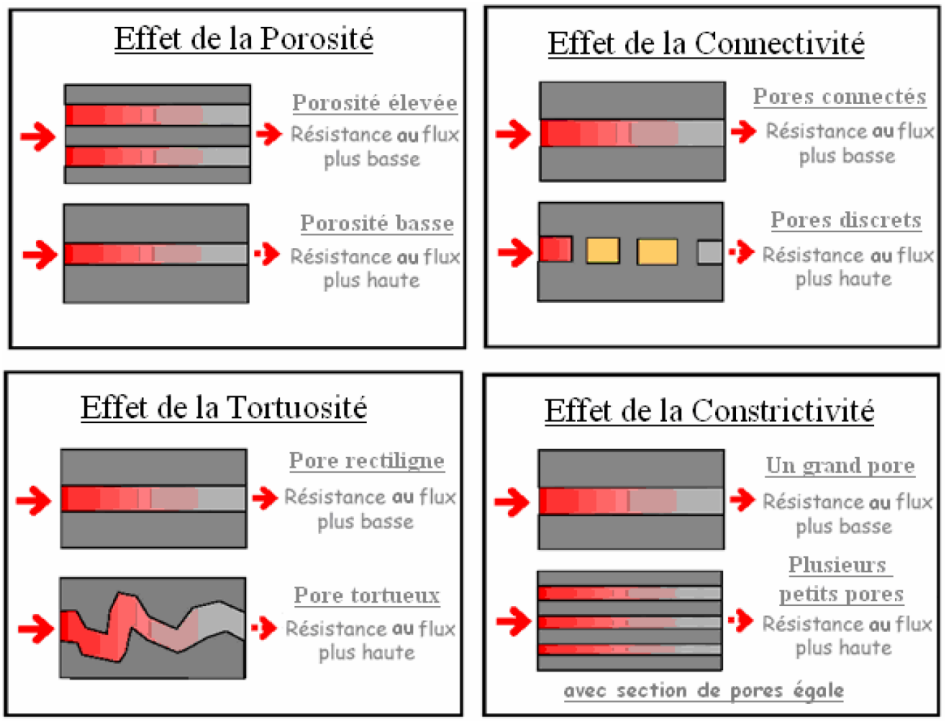


Figure II-24 : Effets des paramètres influençant la perméabilité (**[Scrivener, 01]** cité par **[Choinska, 06]**)

La perméabilité d'un béton sain peut donc se résumer à l'écoulement d'un fluide à travers les pores connectés du béton. Néanmoins, il convient de différencier la perméabilité d'un béton selon le type de fluide considéré. En effet, lorsque le fluide est compressible (cas des gaz) deux types d'écoulement peuvent coexister (écoulement visqueux et écoulement par glissement). L'écoulement par glissement résulte du phénomène de non-adhérence du gaz au contact des parois des capillaires. Cet écoulement apparait lorsque le diamètre moyen des pores est de l'ordre de grandeur du libre parcours moyen des molécules du gaz. Lorsque le fluide est considéré comme incompressible (cas de l'eau), l'écoulement est uniquement de type visqueux dès lors que le béton est saturé par ce fluide.

Dans notre étude, nous nous intéressons plus particulièrement à l'écoulement d'un fluide à travers une fissure. Les ouvertures de fissures étant très largement supérieures au libre parcours moyen des molécules du gaz (libre parcours moyen de l'air à pression atmosphérique ~70nm), les écoulements de type glissement sont négligeables. Le calcul de la perméabilité intrinsèque (m^2) d'un milieu poreux

tel que le béton sain à partir de la perméabilité apparente par l'approche de **[Klinkenberg, 41]** ou de **[Carman, 46]** est détaillé dans **[Perraton, 92][Picandet, 01][Billard, 03][Choinska, 06][Laghcha, 06].**

Il faut également souligner que la perméabilité au gaz (ou au liquide) des bétons est fortement dépendante du degré de saturation en eau liquide du milieu poreux. On parle alors de perméabilités relatives et de perméabilités effectives au gaz ou au liquide :

$$K_{eff,i} = K_{\text{int}} \times K_{rl,i} \qquad \text{[II-4]}$$

Où $K_{eff,i}$ est la perméabilité effective pour la phase i (liquide (*lq*) ou gaz (*gz*), $K_{eff,i}$ est la perméabilité intrinsèque (m²) et $K_{rl,i}$ est la perméabilité relative pour la phase i (liquide (*lq*) ou gaz (*gz*)) (-).

C'est donc par l'intermédiaire la perméabilité de la relative que de nombreux auteurs ont fait dépendre la perméabilité effective au degré de saturation. En effet, de nombreuses lois empiriques ont été proposé pour déterminer la perméabilité relative en fonction du degré de saturation (S) (le degré de saturation est défini comme le rapport entre la teneur en eau réel du matériau et la teneur en eau à saturation). On peut notamment cité les travaux de Correy **[Correy, 57],** Fatt et Klikoff **[Fatt et Klikoff, 59]** (cités par **[Laghcha, 06])** et Bažant et Thonguthai **[Bažant et Thonguthai, 78]** mais la relation la plus utilisé reste celle l'approche Van Genuchten – Mualem **[Van Genuchten, 80][Mualem, 76]**. Les évolutions proposées par ces différents auteurs ont été résumé sur la Figure II-25 (l'approche Van Genuchten – Mualem étant représentée avec les paramètres initiaux identifiés à partir d'essais sur sol et les paramètres proposés par Montlouis-Bonnaire **[Montlouis-Bonnaire et al., 04]** à partir d'essais sur béton).

Cette notions de perméabilité relative peut également être utilisé pour modéliser le séchage **[Mainguy, 99][Coussy et al., 00]**.

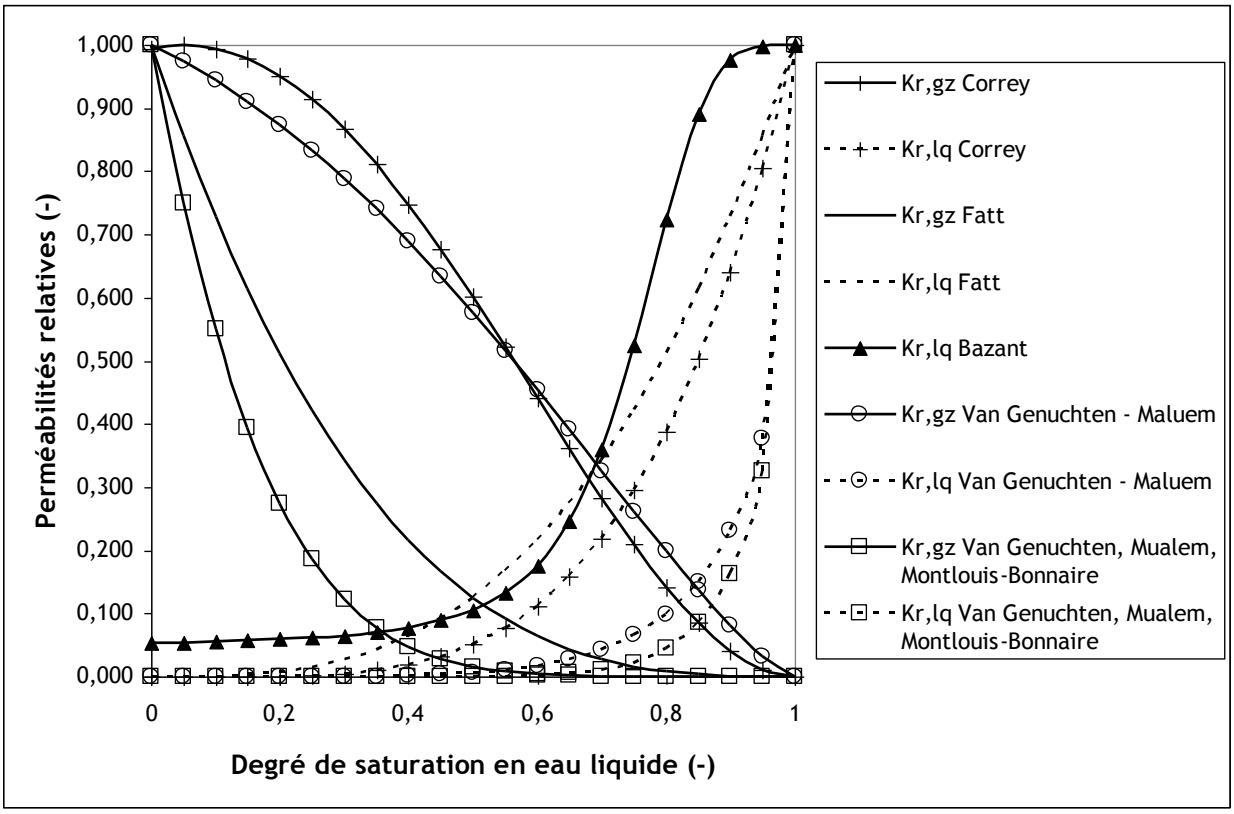


Figure II-25 : Evolutions des perméabilités relatives en fonction du degré de saturation

D'autre part, pour des température élévées, l'augementation de la perméabilité à l'eau et au gaz a été observée expérimentalement **[Reinhart et Joss, 03][Tsimbrovska, 98][Lion et al., 05]**.

2. Perméabilité d'un béton microfissuré

Pour passer d'un état sain à une macrofissuration, le comportement du béton devient non linéaire suite à une microfissuration diffuse (pouvant être caractérisée par une variable d'endommagement). Cette microfissuration peut résulter d'une sollicitation mécanique en traction ou en compression mais également d'un gradient de déformation entre la pâte de ciment et les granulats. Des essais de mesures de l'évolution de la perméabilité en fonction du taux de chargement en compression (en phase pré-pic) montrent une augmentation significative de la perméabilité à partir d'un seuil. Néanmoins, la littérature ne s'accorde par sur la valeur du seuil d'apparition de cette évolution **[Sugiyama et al., 96] [Skoczylas, 99] [Tognazzi, 98] [Picandet, 01]**. Par contre, il apparait clairement que pour des taux de chargement faibles (inférieurs à 50% de la contrainte au pic), on observe une légère diminution de la perméabilité qui est attribuée à la fermeture initiale de la porosité et des microfissures préexistantes **[Choinska, 06] [Torrenti et al, 99]** (Figure II-26). En traction, les expériences sont plus difficiles à mener et des essais indirects ont été développés. Parmi les résultats de la littérature, nous pouvons notamment citer les essais BIPEDE **[Gérard, 96] [Gérard et Breysse, 96]** qui présentent une évolution de la perméabilité à l'eau et les essais de Picandet **[Picandet, 01]** présentant une évolution de la perméabilité au gaz d'éprouvettes sollicitées par fendage après déchargement.

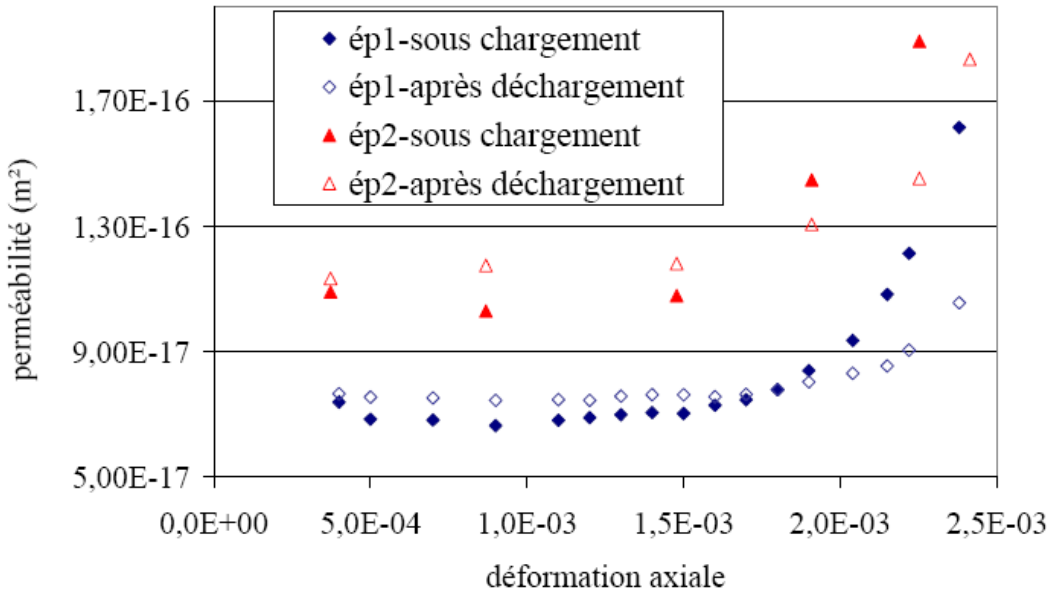


Figure II-26 : Evolution de la perméabilité de deux éprouvettes chargées et déchargées en fonction de la déformation axiale obtenue au cours du chargement **[Choinska, 06]**

[Bourdarot, 91] a été le premier à proposer une loi d'évolution de la perméabilité à partir de l'endommagement. Ensuite **[Bary, 96]** et Gawin et al. **[Gawin et al., 02]** ont utilisé respectivement une loi exponentielle anisotrope et une loi puissance pour reproduire les essais BIPEDE. Récemment, **[Choinska, 06]** a étendu la relation définie par **[Picandet, 01]** pour prendre en compte l'état de sollicitations (chargé ou déchargé) des éprouvettes lors de la mesure afin de reproduire ses essais et a proposé une loi de raccordement avec la loi de Poiseuille, généralement utilisée pour modéliser l'évolution de la perméabilité d'un béton macrofissuré.

3. Perméabilité d'un béton macrofissuré

Lorsque le béton est macroscopiquement fissuré (par coalescence des microfissures), la perméabilité du béton est gouvernée par l'écoulement du fluide à travers les fissures. Dans ce cas, la perméabilité au gaz est indépendante du degré de saturation en eau du béton puisque les fissures créées ne contiennent pas d'eau. La perméabilité à l'eau est, quant à elle, plus délicate à interpréter puisque des phénomènes de colmatage ou de cicatrisation apparaissent et se traduisent par une décroissance des débits d'eau dans le temps **[Edvardsen, 96] [Granger et al., 06]**. Les mesures au gaz sont donc en général préférées. La plupart des méthodes utilisées pour calculer le taux de fuite à travers une fissure s'appuient sur la formule de Poiseuille qui donne le débit d'un fluide visqueux newtonien en régime laminaire entre deux plans parallèles, lisses et infinis.

Dans notre cas, le fluide utilisé pour les mesures de perméabilité est l'air (gaz compressible) et la formule de Poiseuille correspondante s'écrit :

$$Q_s = \frac{w^3 L\left(p^2 - p_{atm}{}^2\right)}{24\mu e r T} \text{ avec } r = \frac{\rho_0 R}{M} \qquad \text{[II-5]}$$

où Qs est le débit volumique sortant, μ est la viscosité dynamique de l'air, T est la température en Kelvin, ρ_0 est la masse volumique de l'air à la pression atmosphérique p_{atm}, R est la constante des gaz parfaits, M est la masse molaire du gaz, w est l'ouverture de la fissure [m], L est la longueur de la fissure [m], P est la pression d'injection [Pa] et e est l'épaisseur de béton.

Cette équation peut être obtenue à partir de la loi de conservation de la masse sur le fluide traversant l'éprouvette et en faisant les hypothèses suivantes :

- Le fluide est compressible et obéit à la loi des gaz parfaits
- Le fluide est visqueux newtonien
- Les forces de pesanteur sont négligées
- Le régime est laminaire (hypothèse à vérifier à posteriori)
- L'écoulement est unidirectionnel irrotationnel et en régime permanent
- L'adhérence est parfaite au niveau des parois
- Le problème est isotherme

Toutefois, dans la réalité, une fissure ne peut pas être représentée par deux plans lisses et parallèles. La tortuosité de la fissure et la rugosité des parois des fissures sont donc intégrées par un coefficient de réduction α :

$$\alpha = \frac{Q_{réel}}{Q_{Poiseuille}} \qquad \text{[II-6]}$$

avec $Q_{réel}$ le débit réellement mesuré et $Q_{Poiseuille}$ le débit théorique donné par la formule de Poiseuille.

Toute la difficulté dans la prédiction du débit de fuite réside donc dans la détermination de ce coefficient. Boussa **[Boussa, 00]** a comparé différents résultats expérimentaux de la littérature concernant la détermination du débit de fuite à travers une fissure **[Suzuki et al., 92][Greiner et Ramm, 95][Mivelaz, 96]** (Figure II-27). Cette comparaison montre que les évolutions du débit de fuite prédites par les lois empiriques obtenues à partir des essais présentent une grande dispersion. Il est à noter cependant que les domaines d'application de ces formules (bornées par les conditions d'essai) ne sont pas concordants. Le coefficient de réduction varie selon les auteurs de 0,1 à 0,5.

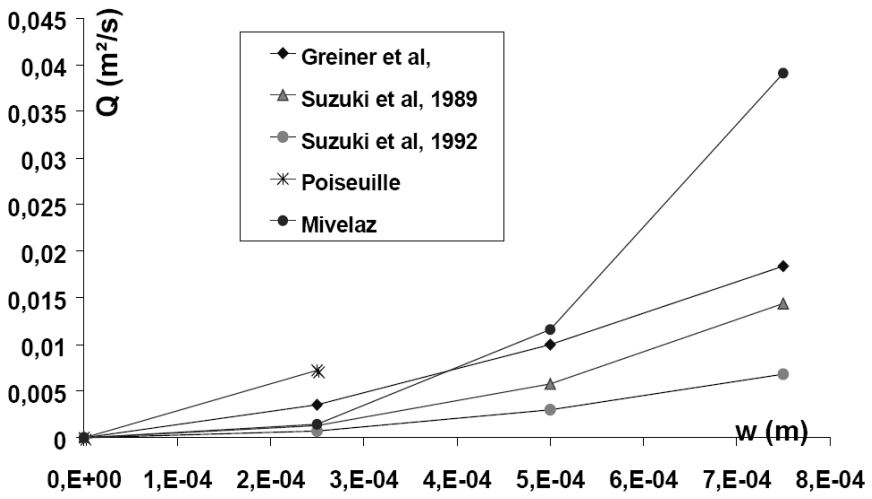


Figure II-27 : Evolution du débit (par mètre linéaire) en fonction de l'ouverture de fissure **[Boussa, 00]**

D'autre part, la présence de fibres (**[Worner, 94]** cité par **[Boussa, 00]** et d'armatures **[Greiner et Ramm, 95]** joue un rôle important sur le débit de fluide (réduction). Riva et al. **[Riva et al., 99]** ont observé que l'injection d'un mélange air-vapeur d'eau conduisait également à une diminution du débit de fuite par rapport à une injection d'air sec (diminution attribuée à la condensation de la vapeur dans la fissure). Greiner et Ramm **[Greiner et Ramm, 95]** proposent une relation où intervient le diamètre des plus gros granulats (la tortuosité peut en effet être modifiée selon la taille des granulats à condition que la fissuration ne soit pas transgranulaire).

Finalement, il ne faut pas oublier qu'une des hypothèses de l'écoulement de Poiseuille porte sur le régime de celui-ci. Seuls Rizkalla et al. **[Rizkalla et al., 84]** ont proposé une formule unique pour les régimes laminaires et turbulents. En règle générale, le nombre de Reynolds critique marquant le passage d'un écoulement laminaire à un écoulement turbulent est pris égal à 2000 (seuil défini lors de l'expérience de Reynolds 1883). Néanmoins, Mivelaz **[Mivelaz 96]** et Taris **[Taris, 03]** ont mis en évidence que pour un écoulement dans une fissure de béton le nombre de Reynolds critique est bien plus faible (entre 700 pour Taris et 1000 pour Mivelaz). Ceci s'expliquerait par une rugosité et une tortuosité par rapport au diamètre hydraulique plus importantes dans une fissure que dans l'expérience de Reynolds.

B. Mesure du débit de fuite à travers une fissure créée par retrait gêné (thermique et endogène)

Lorsque nous avons conçu l'essai à l'anneau thermique actif, un des objectifs était de pouvoir réaliser une mesure de perméabilité à l'air radialement. Nous avions donc prévu un système d'injection de fluide permettant cette mesure (Figure II-28). A l'usage, il est apparu que ce type de mesure serait inadapté. En effet, comme nous l'avons vu par analyse d'images dans le paragraphe III.B de ce chapitre, l'initiation de la fissure de l'anneau se produit sur le rayon externe. La fissure se propage donc radialement en direction du laiton et lorsqu'elle atteint celui-ci, cela entraîne un décollement à l'interface béton-laiton. L'interface devient donc un chemin préférentiel pour le gaz injecté (Figure II-28). L'utilisation de joint hydro-gonflant noyé dans le béton à l'interface béton-laiton n'a pas permis d'empêcher ces fuites.

Pour nos essais de débit de fuite à travers une fissure créée par retrait gêné, nous avons donc adapté le système d'injection de fluide (Figure II-29 et Figure II-30). Le système d'injection se compose d'un compresseur (0-15 bars) et d'un pressiomètre (0-3bars) et d'un débitmètre (0-1nl/min) de marque Bronkorst. Comme, dans ce dispositif, la mesure du débit est faite en amont de l'échantillon, il est absolument nécessaire de s'assurer qu'aucune fuite n'existe sur le réseau. Cette vérification est systématiquement réalisée avant chaque mesure à l'aide d'eau savonneuse (Figure II-30). De plus, contrairement au système originalement prévu, l'écoulement est unidirectionnel ce qui simplifie l'exploitation des résultats.

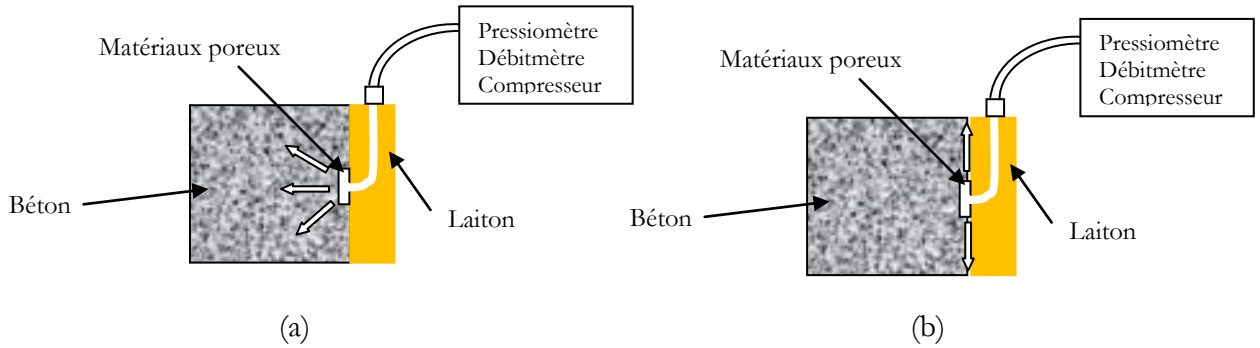


Figure II-28 : Schéma du système de mesure de perméabilité originel (a) ; Schéma de la fuite causée par le décollement de l'anneau en béton (b)

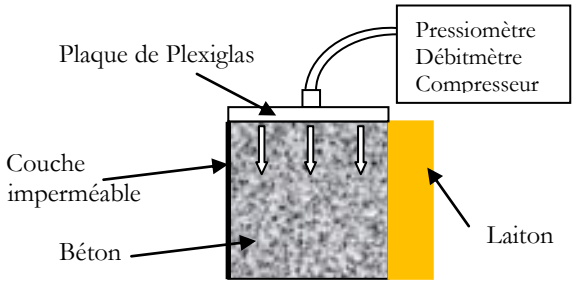


Figure II-29 : Schéma du système de mesure de perméabilité adapté

(a) (b)

Figure II-30 : Système d'injection d'air (a) ; bullage en sortie de fissure (b)

Les mesures présentées dans cette partie ont été réalisées sur un anneau avec reprise de bétonnage et armatures. La présence d'armatures est, pour cet essai et ce matériel, indispensable afin de limiter l'ouverture des fissures et de rester dans la gamme de mesure du débitmètre. La Figure II-31 montre les évolutions du débit injecté obtenues pour 4 ouvertures de fissures différentes et des surpressions comprises entre 0,05 et 0,4 bars.

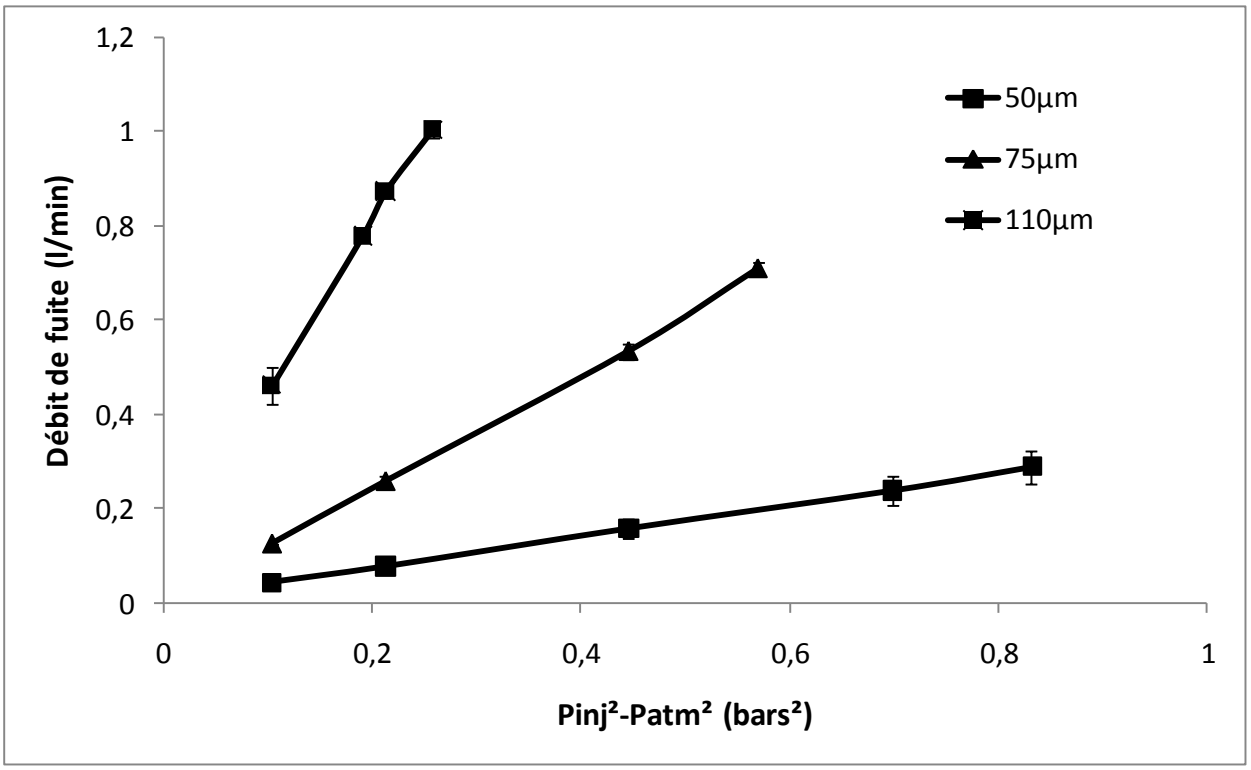


Figure II-31 : Evolution du débit en fonction de la pression d'injection pour différentes ouvertures de fissures

Le calcul du nombre de Reynolds pour ces gammes de pression et d'ouvertures de fissure montre que le régime d'écoulement est bien laminaire. En effet, la valeur maximale obtenue du nombre de Reynolds est de l'ordre de 160 (cf. Figure II-32).

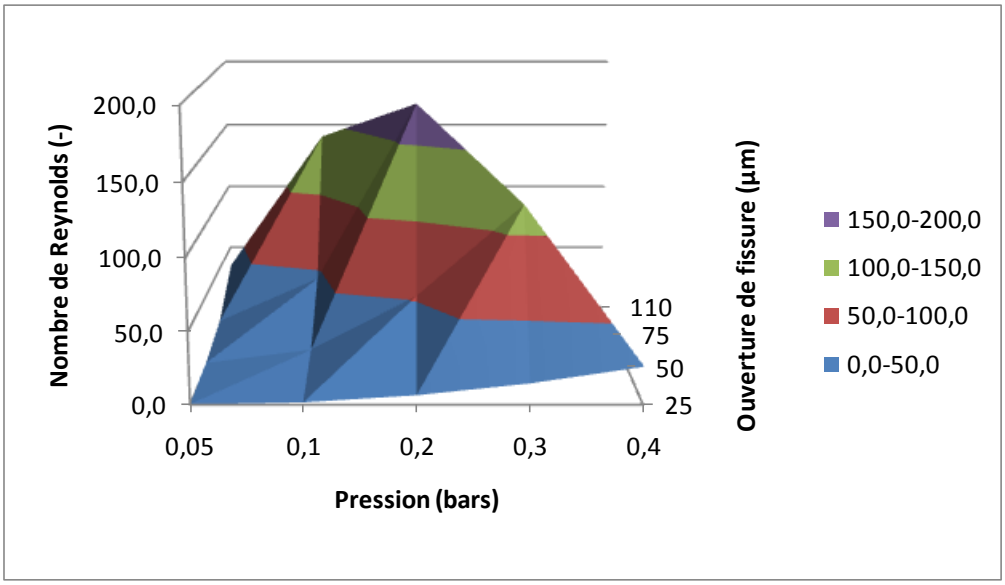


Figure II-32 : Evolution du nombre de Reynolds pour les gammes de pression et d'ouverture de fissures testées

Pour identifier le coefficient de réduction de la loi de Poiseuille en ce qui concerne les bétons, on peut tracer l'évolution du débit de fuite en fonction de l'ouverture de fissure à différentes pressions. Il suffit alors d'identifier le coefficient de réduction α de la loi de Poiseuille (cf. équation [II-6]) pour reproduire les essais (par une méthode des moindres carrés par exemple). Sur nos essais, une valeur de 0,22 est obtenue. Cette valeur, en accord avec la littérature pour des essais d'écoulement à travers des fissures de béton de masse, semble donc indiquer que la tortuosité et la rugosité d'une fissure créée au niveau d'une reprise de bétonnage n'est pas modifiée de manière significative (par rapport à une fissure d'un béton en pleine masse obtenue par un essai mécanique simple, *i.e.*, compression ou traction).

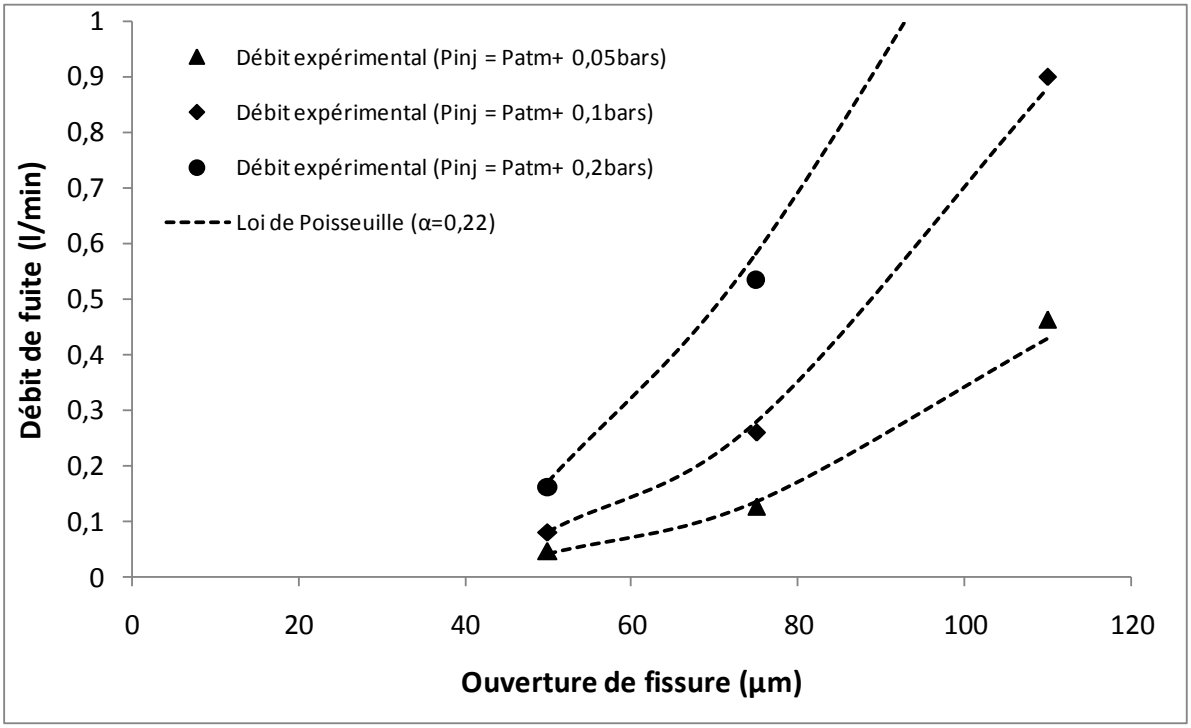


Figure II-33 : Evolution du débit de fuite en fonction de l'ouverture de fissure

Dans ce deuxième chapitre, la fissuration par retrait thermique gêné (typique des structures massives) a été étudié expérimentalement. La principale difficulté résidait dans la reproduction à échelle réduite (en laboratoire) de l'importante évolution de la température au sein d'un élément massif due à la réaction d'hydratation. En effet, nous avons vu dans la première partie de ce chapitre que l'essai à l'anneau de retrait gêné passif ne permettait pas d'obtenir avec notre composition une fissuration macroscopique. Les autres essais de la littérature permettant la prise en compte du retrait thermique empêché nécessitent un système d'asservissement complexe et l'analyse des résultats ou l'identification des paramètres reste difficile.

Un nouvel essai a donc été développé permettant la prise en compte du retrait thermique tout en gardant les avantages des essais à l'anneau. Le principe de cet essai est de chauffer l'anneau métallique afin de le dilater et générer des contraintes de traction supplémentaires dans le béton menant à la fissuration. Vis-à-vis des systèmes de dilatation par pression interne ou force mécanique, la dilatation de l'anneau par un système de circulation de fluide chaud présente l'avantage de faire intervenir l'effet de la température sur les déformations de fluage du béton (que ce soit l'effet de la température sur le fluage propre ou le fluage thermique transitoire) qui interviennent dans les structures massives. Dans ce nouvel essai, la décroissance en température d'un ouvrage massif (dont les déformations sont gênées) qui génère les contraintes de traction est reproduite en laboratoire par une montée en température d'un anneau métallique entouré d'un spécimen de béton de forme annulaire.

Cet essai dit essai à l'anneau thermique actif (ATAc) a permis d'étudier la fissuration au jeune âge des structures massives soumises à un retrait gêné. Les résultats montrent que la température obtenue par la circulation de fluide est relativement homogène dans l'anneau et que les déformations générées présentent une faible variabilité. Des essais avec et sans armatures, avec et sans reprises de bétonnage et pour différentes vitesses de montée en température (simulant des vitesses de refroidissement différentes : coffrage isolant, système de refroidissement, décoffrage précoce, épaisseur différente….) ont été réalisés. Les effets des armatures et des reprises de bétonnage sont assez clairs alors qu'une conclusion sur les effets de la vitesse de montée en température reste plus délicate à tirer.

Les armatures retardent l'instant de fissuration, distribuent la fissuration (multi-fissuration) et diminuent les ouvertures de fissures. Les reprises de bétonnage localisent la fissuration et augmentent la sensibilité à la fissuration. Les températures à imposer pour obtenir la fissuration restent très proches les unes des autres lorsque la vitesse de montée en température varie. Il semblerait donc que la fissuration dépende moins de la vitesse que de l'amplitude de l'évolution de température.

Toutefois, une analyse plus précise est nécessaire afin, d'une part de pouvoir quantifier les effets des armatures, des reprises de bétonnage et d'autre part, essayer d'expliquer la faible influence de la vitesse de montée en température. Un modèle analytique (basé par exemple sur les formules proposées par **[Hossein et Weiss, 04]**) ne serait pas dans ce cas envisageable car, en plus du fait que la prise en compte du caractère visqueux (fluage) n'est pas évidente, elle ne permettrait pas de prendre en compte toute la partie thermo-chimique. Il est donc nécessaire de développer des simulations numériques de type éléments finis afin de modéliser nos essais et d'identifier les différents paramètres nécessaires à la description du comportement thermo-chimique et mécanique au jeune âge du béton mais également afin de transposer ces résultats à la simulation d'ouvrages massifs (en gardant à l'esprit les effets de ce changement d'échelle).

Dans la dernière partie de ce chapitre, des essais de perméabilité à travers une fissure ont été réalisés montrant que la localisation des fissures au droit des reprises de bétonnage, semble n'avoir pas ou peu d'influence sur la tortuosité et la rugosité de la fissure créée.

Chapitre III. Analyse numérique des essais à l'anneau thermique actif (ATAc)

Dans le chapitre précédent, un nouvel essai visant à étudier la fissuration par retrait thermique gêné des structures massives a été développé. Cet essai est une évolution de l'essai à l'anneau de retrait empêché passif afin de reproduire les déformations d'origine thermique d'une structure massive. Une campagne d'essai avec ce dispositif nous a permis de mettre en évidence l'influence des reprises de bétonnage et des armatures sur le comportement au jeune âge du béton. Néanmoins, au regard uniquement des essais, cette étude reste qualitative et les effets de la vitesse d'évolution de la température n'ont pas pu être clairement établis. Le couplage des résultats expérimentaux avec une approche numérique est donc nécessaire.

Le troisième chapitre de ce mémoire a donc pour objet le développement de simulation numérique capable de reproduire nos essais. L'objectif de ces simulations est triple. D'une part, elles doivent nous permettre de valider le jeu de données construit à partir des essais réalisés et présentés dans le chapitre 1 et d'autre part, permettre l'identification des éventuels coefficients de couplage des différents phénomènes et finalement de quantifier les effets des armatures et des reprises de bétonnage. Pour cela, la construction des simulations numériques sera décomposée en 2 parties. La première partie étudiera le comportement thermo-chimique visco-élastique sur les essais passifs (pas de fissuration) et la seconde partie sera consacrée à la simulation des essais ATAc réalisés dans le chapitre 2. Dans cette seconde partie, la fissuration du béton sera prise en compte par une approche continue (endommagement).

La modélisation macroscopique que nous utilisons se compose d'un assemblage d'éléments existant dans la littérature. C'est donc à l'aide d'une partie bibliographique que nous allons présenter les équations constitutives de notre modèle sans oublier de rappeler, en préambule, les auteurs ayant proposé des modélisations du comportement au jeune âge de structures massives.

L'objectif final de ce chapitre est donc de construction (et/ou valider) un jeu de paramètres associés à un modèle capable de reproduire le comportement complexe d'un béton au jeune âge d'une structure massive (y compris les effets des reprises de bétonnages et des armatures).

Sommaire chapitre 3

I. Bibliographie et construction du modèle 122
A. Préambule 122
B. Modèle thermo-chimique 122
C. Retrait endogène et déformations thermiques 123
D. Evolution des propriétés mécaniques 123
E. Fluage propre 124
F. Modélisation de la fissuration par l'endommagement 126
G. Couplage fluage-fissuration 130

II. Simulations des essais à l'anneau passif 131
A. Analyse uni-dimensionnelle 131
B. Comparaison entre l'analyse 1D et les résultats des simulations aux éléments finis 133
C. Comparaison entre le modèle aux éléments finis (axisymétrique) et les formules analytiques développées par Hossein et Weiss [Hossein et Weiss, 04] 133
D. Etude paramétrique sur les résultats de l'essai à l'anneau passif 135

III. Simulations des essais à l'anneau actif 137
A. Identification du coefficient de couplage fluage-fissuration 139
B. Analyse de l'état de contrainte dans la section de béton 141
C. Analyse de l'effet des reprises de bétonnage et des armatures 144
D. Etude paramétrique de l'influence des propriétés mécaniques 146

I. Bibliographie et construction du modèle

A. Préambule

De nombreuses modélisations permettant d'étudier le comportement au jeune âge de structures massives par une approche de type éléments finis peuvent être recensées dans la littérature. Ayotte et al. **[Ayotte et al., 97],** Xiang et al. **[Xiang et al., 05]** ont utilisé des évolutions de la chaleur dégagée par la réaction d'hydratation et des évolutions des propriétés des matériaux dépendantes du temps. De Borst et Van den Boogaard **[De Borst et Van den Boogaard, 95]**, Nui et al. **[Nui et al., 95]** et Meschke **[Meschke, 96]** ont ajouté à leurs modèles le fluage propre et la fissuration. Aggoun et al. **[Aggoun et al., 94]**, Mazars et Bournazel **[Mazars et Bournazel, 96]** ont préféré l'utilisation du concept de maturité mais sans étudier le fluage (respectivement une analyse thermo-élastique endommageable et une analyse thermo-élastique). Une approche similaire, avec cette fois-ci, la prise en compte du fluage a été proposée par Hattel et Thorborg **[Hattel et Thorborg, 03]**. Ulm et Coussy **[Ulm et Coussy, 98]**, Lackner et Mang **[Lackner et Mang, 04]** ont développé des modèles chimico-plastiques mais sans prendre en compte des déformations de fluage. Faria et al. **[Faria et al., 06]** ont utilisé les mêmes équations pour la partie thermo-chimique en y ajoutant le fluage propre mais pas la fissuration. Cervera et al. **[Cervera et al., 99]** ont utilisé la théorie des milieux poreux réactifs avec la prédiction de la fissuration et la prise en compte du fluage. De Schutter **[De Schutter, 02a 02b]** a pris en compte le fluage propre en utilisant un critère de fissuration basé sur la contrainte mais sans prendre en compte l'effet de la température sur le fluage.

Récemment, Buffo-Laccarrière **[Buffo-Laccarrière, 07]** a proposé un modèle complet (chimico-hydro-thermo-visco endommageable anisotrope) intéressant mais ne prenant pas en compte les effets de la température sur le fluage.

Dans cette étude, une approche la plus macroscopique possible est suivie (adaptée aux calculs de structures) tout en tenant compte des phénomènes physico-chimiques et mécaniques développés dans le chapitre 1. Comme nous nous affranchissons toujours des échanges hydriques avec l'extérieur, un modèle thermo-chimico mécanique est suffisant. L'influence de la fissuration sur les propriétés de transports hydriques et chimiques (propagation du front de CO_2, des chlorures ou de lixiviation) est importante. Cependant, comme nous ne considérons pas ces phénomènes dans la modélisation au jeune âge des structures massives, la modélisation du comportement chimico-thermo mécanique peut être divisée en deux parties avec un couplage faible. En effet, les propriétés mécaniques des matériaux sont fortement dépendantes du comportement thermo-chimique mais les évolutions des propriétés thermo-chimiques sont, elles, indépendantes du comportement mécanique. Comme la plupart des équations du modèle thermo-chimique ont été présentées dans le chapitre 1, nous les rappellerons brièvement pour accorder plus de détails à la modélisation de la fissuration par une approche de type endommagement et au couplage de celle-ci au fluage.

B. Modèle thermo-chimique

L'évolution de l'hydratation est obtenue par l'utilisation d'une affinité chimique **[Regourd et Gautier, 80] [Lackner et Mang, 04]** dans une notation proposée par Ulm et al. **[Ulm et Coussy, 98]** :

$$\dot{\xi} = \tilde{A}(\xi)\exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \qquad \text{[III-1]}$$

où E_a est l'énergie d'activation [J.mol^{-1}], R est la constante des gaz parfaits 8,3145 J.K^{-1}mol^{-1}, T est la température [K], ξ est le degré d'hydratation et $\tilde{A}(\xi)$ est l'affinité chimique donnée par :

$$\tilde{A}(\xi) = a + b\xi + c\xi^2 + d\xi^3 + e\xi^4 + f\xi^5 + g\xi^6 \qquad \text{[III-2]}$$

où *a*, *b*, *c*, *d*, *e*, *f*, *g* sont des paramètres matériau identifiés à partir d'essai calorimétriques (cf. chapitre 1).

Les évolutions des champs de température sont obtenues à partir de l'équation de la chaleur qui inclut un terme source représentant le dégagement de chaleur de la réaction d'hydratation:

$$C\dot{T} = \nabla(k\nabla T) + L\dot{\xi} \qquad \text{[III-3]}$$

où L est la chaleur latente d'hydratation [J.m^{-3}], k est la conductivité thermique du béton [W.m^{-1}.K^{-1}] et C est la capacité thermique du matériau [J.m^{-3}.K^{-1}] qui peut être prise constante **[Waller, 99]** ou fonction de la température et du degré d'hydratation (cf. chapitre 1).

Les conditions limites thermiques sont de type convectif :

$$\varphi = h(T_s - T_{ext})\mathbf{n} \qquad \text{[III-4]}$$

où φ [W.m^{-2}] est le flux, h est le coefficient d'échange incluant la convection (libre ou forcée) et les échanges par rayonnement (après linéarisation) [W.m^{-2}.K^{-1}], T_s est la température de surface de l'élément [K] et T_{ext} est la température ambiante [K].

C. Retrait endogène et déformations thermiques

Le retrait endogène est directement lié à l'évolution du degré d'hydratation. Les résultats de la littérature montrent une évolution du retrait endogène quasiment linéaire par rapport au degré d'hydratation à partir d'un seuil de percolation **[Laplante, 93][Mounanga et al., 06]**. Nos résultats expérimentaux font apparaître deux phases distinctes. La première est un gonflement et seule la deuxième phase est véritablement un retrait. Néanmoins, la valeur finale du retrait endogène sur le béton étudié reste très faible (~40µm/m) et il ne nous a pas paru opportun de rajouter d'autres paramètres au modèle afin de prendre en compte l'expansion mesurée au début de la réaction d'hydratation. La modélisation de l'évolution du retrait endogène ($\boldsymbol{\varepsilon}_{au}$) choisie est donc la suivante **[Ulm et Coussy, 98] :**

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^{au} = -\kappa\bar{\xi}\delta_{ij} \qquad \text{[III-5]}$$

$$\text{avec } \bar{\xi} = \left\langle \frac{\xi - \xi_0}{\xi_\infty - \xi_0} \right\rangle_+ \qquad \text{[III-6]}$$

où κ est la valeur finale du retrait endogène, ξ_∞ est le degré final d'hydratation $\langle\cdot\rangle_+$ l'opérateur partie positive, ξ_0 est le seuil de percolation mécanique **[Benboudjema et Torrenti, 05]**.

Les déformations thermiques $\boldsymbol{\varepsilon}_{th}$ sont liées à la variation de température par un coefficient de dilatation thermique α (considéré constant **[Loukili et al., 00]**):

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^{th} = \alpha(T - T_0)\delta_{ij} \qquad \text{[III-7]}$$

où α est le coefficient de dilatation thermique et T_0 est la température de référence.

D. Evolution des propriétés mécaniques

L'augmentation du module d'Young (E) et la résistance en traction sont modélisées par les relations suivantes **[De Schutter, 99a][Stefan, 10]**:

$$E(\xi) = E_\infty \bar{\xi}^{a_E} \qquad \text{[III-8]}$$

$$f_t(\xi) = f_{t\infty}\bar{\xi}^{a_{ft}} \qquad \text{[III-9]}$$

où ft_∞ [Pa] est la résistance en traction finale (*i.e.* quand $\xi = \xi_\infty$), E_∞ est le module d'Young final (*i.e.* quand $\xi = \xi_\infty$), a_E et a_{ft} les paramètres gouvernant les évolutions des lois.

L'évolution du coefficient de Poisson (ν) est dépendante du degré d'hydratation **[De Schutter et Taerwe, 96]** :

$$\nu(\xi) = 0{,}18\sin\frac{\pi\xi}{2} + 0{,}5\exp(-10\xi) \qquad \text{[III-10]}$$

Pour un ξ égal à 0, on obtient une valeur de 0,5 représentative d'un fluide incompressible.

E. Fluage propre

La modélisation retenue pour simuler les déformations de fluage propre ainsi que les effets de la température sur le fluage a déjà été présentée dans le chapitre 1. Néanmoins, il parait opportun afin d'avoir une description complète du modèle de rappeler les équations constitutives du modèle.

La plupart des modèles de fluage propre sont basés sur la combinaison en série ou en parallèle d'éléments rhéologiques (ressorts et amortisseurs). L'utilisation d'une seule chaîne de Kelvin-Voigt (un ressort et un amortisseur en parallèle) est possible **[Hauggaard et al., 99][Bažant et al., 97] [De Schutter, 99b]** mais l'association de plusieurs chaînes permet de prédire une évolution des déformations de fluage propre plus fine. Pour reproduire les déformations irréversibles, il est également possible d'ajouter un amortisseur supplémentaire en série. Néanmoins, au jeune âge, un comportement partiellement réversible peut être prédit, sans ajouter l'amortisseur en série, du fait de l'évolution des propriétés du matériau en cours d'évolution.

Nous utilisons 3 chaînes de Kelvin Voigt. Comme le montre la Figure III-1, l'utilisation de deux chaînes est également possible à condition de bien choisir le temps caractéristique de chacune d'elles. Toutefois, l'utilisation de 3 chaînes permet de prédire les déformations de fluage sur une durée de temps plus longue.

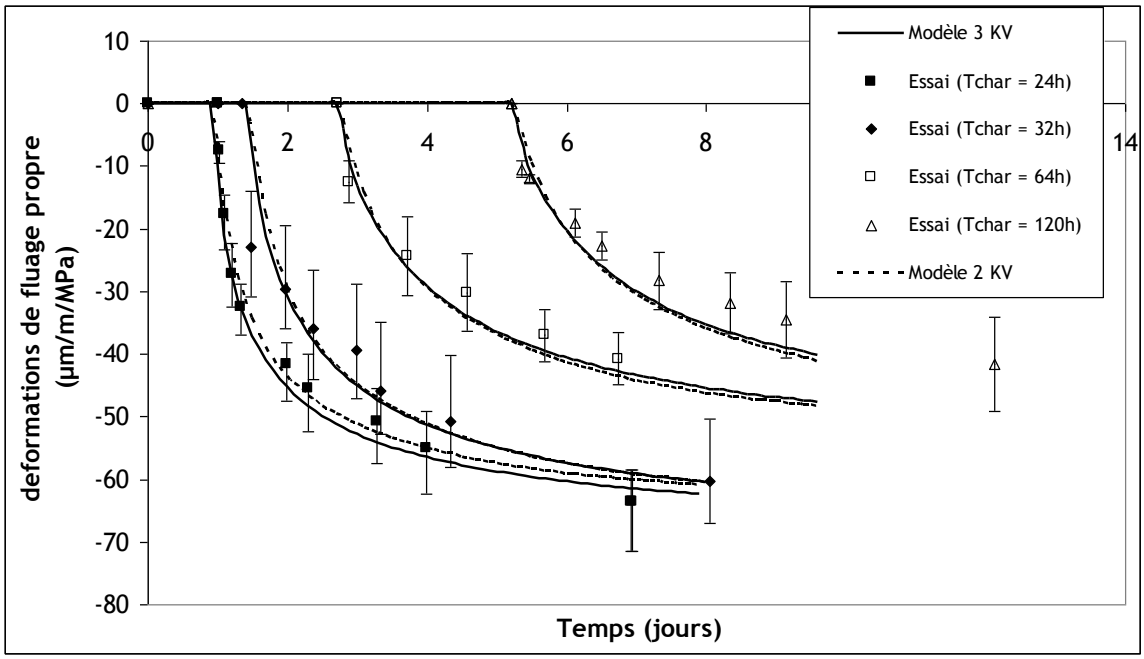


Figure III-1 : Modélisation des déformations de fluage propre expérimentales avec deux ou trois chaînes de Kelvin-Voigt

Le calcul des déformations de fluage propre se fait par résolution de l'équation suivante (cf. annexe B) :

$$\tau_{bc}^{i}\ddot{\varepsilon}_{bc}^{i}+\left(\tau_{bc}^{i}\frac{\dot{k}_{bc}^{i}(\xi)}{k_{bc}^{i}(\xi)}+1\right)\dot{\varepsilon}_{bc}^{i}=\frac{\dot{\tilde{\sigma}}}{k_{bc}^{i}(\xi)} \qquad \text{[III-11]}$$

où τ_{bc}^{i} est le temps caractéristique de la chaîne (constant), $k_{bc}^{i}(\xi)$ est la raideur du ressort (fonction du degré d'hydratation), $\tilde{\sigma}$ est la contrainte effective (cf. paragraphe F).

D'après **[Bažant et Prasannan, 89b]**, le temps caractéristique ne doit pas être un paramètre de calage des lois d'évolution des déformations de fluage au risque, sinon, de chercher à résoudre un problème mal conditionné. Il propose d'utiliser un rapport de 10 entre les temps caractéristiques de deux chaînes.

Une relation empirique proposée par **[De Schutter, 99b]** est utilisée pour relier la raideur de ressort de la chaîne au degré d'hydratation :

$$k_{bc}^{i}(\xi)=k_{bc_\infty}^{i}\frac{0{,}473}{2{,}081-1{,}608\bar{\xi}}\bar{\xi}^{0{,}62} \qquad \text{[III-12]}$$

où $k_{bc_\infty}^{i}$ est la raideur finale de la chaîne.

Comme le temps caractéristique de chaque chaîne est pris constant, la viscosité de l'amortisseur de chaque chaîne dépend également du degré d'hydratation :

$$\eta_{bc}^{i}(\xi)=k_{bc}^{i}(\xi)\tau_{bc}^{i} \qquad \text{[III-13]}$$

Il est à noter que le modèle rhéologique utilisé n'est valable que pour la modélisation des déformations de fluage propre sur une durée relativement faible (quelques jours) et que si l'on désire prédire le comportement différé du béton sur du long terme les déformations prédites par un modèle rhéologique vieillissant seront sous-estimée. La modification de la raideur des ressorts et de la viscosité des amortisseurs par une thermo activation **[Hauggaard et al., 99][Benboudjema et Torrenti, 08]** permet de prendre en compte les effets de la température (constante) sur les déformations tout en gardant un temps caractéristique constant:

$$k_{bc}^{i}(\xi,T)=k_{bc}^{i}(\xi,T_0)e^{\frac{E_{ac}}{R}\left(\frac{1}{T}-\frac{1}{T_0}\right)} \qquad \text{[III-14]}$$

$$\eta_{bc}^{i}(\xi,T)=\eta_{bc}^{i}(\xi,T_0)e^{\frac{E_{ac}}{R}\left(\frac{1}{T}-\frac{1}{T_0}\right)} \qquad \text{[III-15]}$$

où E_{ac} est l'énergie d'activation de fluage et T_0 = 293 K.

Il est à noter qu'il existe que très peu d'études sur l'effet de la température sur le fluage au jeune âge en compression et aucune en traction (à notre connaissance).

Les variations de température entrainent des déformations de fluage complémentaires. Ces déformations sont appelées fluage thermique transitoire ou déformations thermiques transitoires (Load Induced Thermal Strain : LITS). Ces déformations peuvent être modélisées par la théorie de consolidation par micro précontrainte (solidification micro prestress theroy) développée par Bažant et Huet **[Bažant et Huet, 99]** mais dans notre cas, nous utiliserons une modélisation beaucoup plus simple proposée par Thelanderson **[Thelandersson, 87]** (initialement proposée pour des hautes températures).

$$\dot{\varepsilon}_{ttc}=\lambda\left|\dot{T}\right|\tilde{\sigma} \qquad \text{[III-16]}$$

où λ [$Pa^{-1}.K^{-1}$] est un paramètre matériau.

Ce modèle très simple ne permet cependant pas de prendre en compte des cycles de chauffage/refroidissement. En effet, dans ce cas, le modèle que nous utilisons prédirait une augmentation continue des déformations, ce qui n'est pas le cas dans la réalité.

Finalement, le modèle rhéologique est étendu à des états de contraintes multiaxiales par l'utilisation d'un coefficient de Poisson de fluage qui peut être pris égal au coefficient de Poisson élastique **[Benboudjema, 02]**.

F. Modélisation de la fissuration par l'endommagement

Parmi les différentes voies qui existent pour modéliser la fissuration des bétons (endommagement, plasticité, mécanique de la rupture, modèle lattice,…), les deux principales restent la théorie de la mécanique de la rupture et la théorie de l'endommagement. Le problème principal de la mécanique de la rupture repose sur le concept même de cette théorie puisqu'elle nécessite de connaître une zone de fissuration initiale. De nombreux matériaux (dont le béton) possèdent à l'origine des défauts ou des vides initiés lors de leur fabrication. La mécanique de la rupture a donc été développée dans le but de prédire le comportement de ces matériaux. Initialement appliquée avec succès aux matériaux métalliques, il a été tenté avec plus ou moins de succès de l'étendre aux matériaux granulaires (fragiles), qui présentent un comportement différent des métaux (ductiles). Pour étendre la théorie de la mécanique de la rupture élastique des métaux vers les bétons, pâtes de ciments et mortiers, il fallait de relier les paramètres de cette théorie, comme le facteur de concentration de contraintes K_c ou le taux de restitution d'énergie critique G_c aux caractéristiques des bétons (comme la taille des agrégats, le rapport e/c, les résistances en compression et en traction). Aucune relation n'a pu s'imposer. Dans les années 80, des alternatives ont été proposées à ces modèles. "L'école française" a proposé d'utiliser le concept de la mécanique de l'endommagement pour décrire la fissuration du béton **[Mazars, 84]**.

Le fait que l'endommagement du béton soit exprimé en fonction de la déformation (permettant le calcul de la contrainte en chaque point de Gauss sans itération et donc un gain de calcul) est un avantage majeur qui fait que ce type d'approche est la plus utilisée actuellement (elle est ainsi adaptée aux calculs de structures). C'est donc ce type d'approche que nous allons utiliser dans cette étude pour modéliser la fissuration du béton.

Bien que datant d'une trentaine d'années, le modèle développé par Mazars reste le plus utilisé et nous l'utiliserons donc comme base pour la modélisation de l'endommagement dans cette thèse. La principale difficulté reste, à partir de ce type de modèle, d'accéder aux ouvertures de fissures. Actuellement, des équipes de recherche de laboratoires français travaillent sur des méthodes de post-traitement de ce type de modélisation pour déterminer des ouvertures de fissures. Le caractère isotrope de ce modèle reste un de ses grands points faibles mais dans les applications qui nous concernent (pas de chargement cyclique ou fortement déviatorique), ce modèle reste bien adapté et robuste. Nous pouvons toutefois citer les travaux de **[Laborderie, 91][Fichant, 96][Dragon et Halm, 98][Sellier et Bary, 02][Sellier 06][Benboudjema, 02][Lemaitre et al., 00]** qui ont développé des modèles qui prennent en compte l'orthotropie du béton. Pour des éléments simples, lorsque la fissure intervient en traction (contrainte mécanique de traction, retrait empêché,…), De Sa **[De Sa, 07]** a montré que l'utilisation d'un modèle isotrope était suffisante.

D'autre part, ce modèle n'est pas apte à décrire correctement la dilatance des bétons soumis à un chargement en compression ce qui est problématique puisque, en compression, l'endommagement est principalement lié aux extensions dues à cette dilatance. Cependant, les fissurations générées par un retrait gêné sont essentiellement dues aux contraintes de traction, ce qui nous permet d'utiliser ce modèle.

1. Modélisation de la fissuration au jeune âge

Dans les modèles d'endommagement, la relation entre la contrainte apparente $\boldsymbol{\sigma}$, la contrainte effective $\tilde{\boldsymbol{\sigma}}$ et la variable d'endommagement D s'écrit :

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - D)\tilde{\boldsymbol{\sigma}} \qquad \text{[III-17]}$$

Physiquement, cette variable D est définie comme le rapport entre la surface des microfissures et celle de la section totale du matériau (Figure III-2). D'après Kachanov **[Kachanov, 86]**, la variable d'endommagement caractérise la densité de microfissures présentes dans un volume élémentaire de matériau. La contrainte appliquée au matériau n'est alors transmise que par la partie non endommagée (Š).

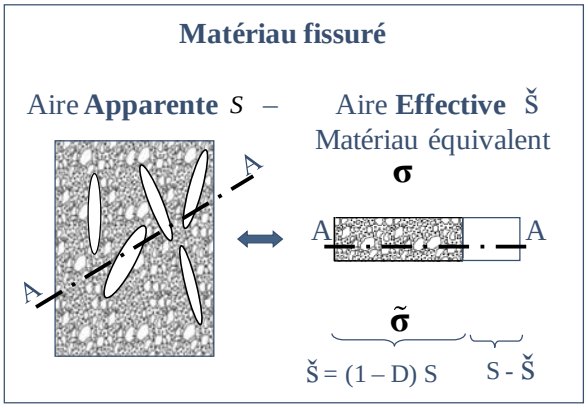


Figure III-2 : Schéma explicatif des notions d'aires apparente et effective

La relation pour calculer l'évolution de la variable d'endommagement initialement proposée par Mazars **[Mazars, 84]** présente l'inconvénient de tendre vers une valeur de contrainte non nulle lorsque la déformation tend vers l'infini si les paramètres qui contrôlent la branche adoucissante sont mal choisis. C'est pourquoi Nechnech **[Nechnech, 00]** a proposé une autre expression de la variable d'endommagement qui élimine ce biais.

$$D = 1 - \frac{\kappa_0}{\hat{\varepsilon}}\left[(1 + A_t)\exp\left(-B_t(\hat{\varepsilon} - \kappa_0)\right) - A_t \exp\left(-2B_t(\hat{\varepsilon} - \kappa_0)\right)\right] \qquad \text{[III-18]}$$

où At et Bt sont des paramètres matériau qui contrôlent la branche adoucissante de la courbe contrainte/déformation en traction, κ_0 est le seuil d'endommagement du matériau et $\hat{\varepsilon}$ est la déformation équivalente.

Quelle que soit la loi d'évolution de la variable d'endommagement, elle fait référence à une déformation élastique équivalente. Selon Mazars **[Mazars, 84]**, cette déformation équivalente ne doit prendre en compte que les déformations d'extensions principales du matériau qui sont responsables de la dégradation du matériau :

$$\hat{\varepsilon} = \sqrt{\langle \boldsymbol{\varepsilon}_{el} \rangle_+ : \langle \boldsymbol{\varepsilon}_{el} \rangle_+} \qquad \text{[III-19]}$$

où ε_{el} est la déformation élastique, $\langle \cdot \rangle_+$ est l'opérateur partie positive.

Lorsque la déformation équivalente dépasse le seuil d'endommagement du matériau, la variable d'endommagement (D) évolue :

$$\dot{D} = 0 \text{ si } \hat{\varepsilon} \le \kappa_0(\xi) \text{ et si } \hat{\varepsilon} \ge \kappa_0(\xi) \ \dot{D} \ne 0 \qquad \text{[III-20]}$$

Même si, comme la Figure III-3b le montre, une légère non-linéarité peut apparaître avant le pic de contrainte, le modèle considère une relation linéaire entre la déformation et la contrainte jusqu'au pic

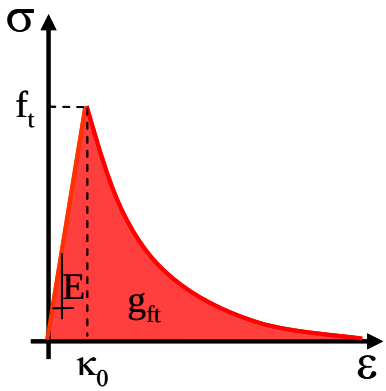
(Figure III-3a). Ainsi, la valeur du seuil d'endommagement (déformation au pic) est calculée en fonction de la résistance en traction et du module d'Young. Au jeune âge, ces deux caractéristiques du matériau ont des cinétiques d'évolution différentes, créant ainsi une troisième cinétique d'évolution pour le seuil d'endommagement :

$$\kappa_0(\xi) = \frac{f_t(\xi)}{E(\xi)} = \frac{f_{t\infty}}{E_\infty}\bar{\xi}^{a_{ft}-a_E} \qquad \text{[III-21]}$$

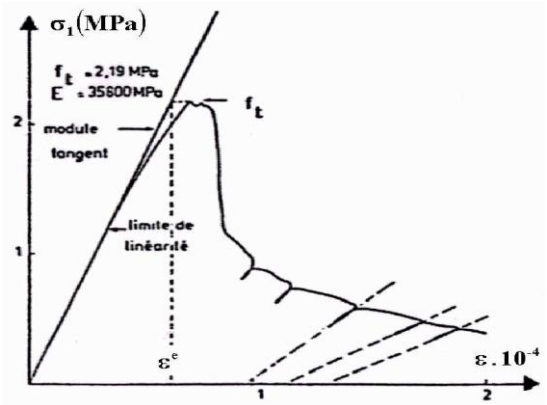
En considérant un découplage des déformations dues aux différents phénomènes (fluage, retrait, évolution de la température,…), le calcul de la déformation élastique peut se faire à partir de l'équation suivante :

$$\dot{\tilde{\boldsymbol{\sigma}}} = \mathbf{E}(\xi)\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{el} = \mathbf{E}(\xi)(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{tot} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{bc} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{ttc} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{au} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{th}) \qquad \text{[III-22]}$$

où $\boldsymbol{\varepsilon}_{tot}, \boldsymbol{\varepsilon}_{bc}, \boldsymbol{\varepsilon}_{ttc}, \boldsymbol{\varepsilon}_{au}, \boldsymbol{\varepsilon}_{th}$ sont respectivement les déformations totales, de fluage propre, de fluage thermique transitoire, de retrait endogène et les déformations thermiques. Au sein d'un pas de temps, les contraintes effectives sont approximées par une fonction affine. Ainsi, une solution analytique existe pour le calcul des contraintes (effectives et apparentes) et, par conséquent, aucune itération n'est nécessaire lors de la résolution locale **[Benboudjema et Torrenti, 08]**.



(a)



(b)

Figure III-3 : Relation contrainte-déformation du modèle (a) Relation contrainte-déformation expérimentale **[Terrien, 80]**(b)

2. Méthode de régularisation (inspirée des travaux d'Hillerborg et al. [Hillerborg et al., 76])

La loi de comportement du modèle est définie à l'échelle locale sur un point de Gauss de l'élément fini (en contrainte – déformation) alors que les quantités d'intérêt calculées par le code aux éléments finis sont définies à l'échelle globale (déplacements aux nœuds du maillage). Lorsque le seuil d'endommagement est atteint, ce qui représente en réalité la fissuration du béton, l'énergie emmagasinée dans le béton pour créer la déformation est dissipée. Cette énergie, propriété intrinsèque du béton, est appelée énergie de fissuration.

Localement, à l'échelle du point de Gauss d'un élément, l'énergie de fissuration volumique (g_{ft}) peut être déterminée facilement puisqu'il s'agit de l'aire sous la courbe représentant la loi de comportement, cette aire s'écrit :

$$g_{ft}(\xi) = \frac{f_t(\xi)(1 + A_t/2)}{B_t(\xi)} + \frac{\kappa_0(\xi) f_t(\xi)}{2} \qquad \text{[III-23]}$$

Toutefois, cette grandeur (comme toutes les grandeurs définies aux points de Gauss) est une grandeur continue. Il s'agit donc d'une densité d'énergie dissipée lors de la fissuration (ou d'une densité d'énergie potentiellement « dissipable »). On comprend alors que l'énergie dissipée par l'élément fini lors de sa rupture (l'intégrale de la densité d'énergie) va dépendre de la taille de l'élément fini. Pour éviter cette dépendance non physique au maillage, et pour dissiper la même quantité d'énergie après un remaillage, lorsque les déformations se localisent dans une rangée d'éléments (perpendiculaires au sens de sollicitation), on introduit une longueur caractéristique de l'élément. Pour un cas simple, par exemple un tirant 1D, la détermination de la longueur caractéristique de l'élément est immédiate puisqu'il s'agit de la longueur de l'élément. Pour un cas 2D ou 3D, cette longueur caractéristique n'est pas à priori connue puisqu'il s'agirait de la longueur parallèle au sens de sollicitation (ou perpendiculaire au sens de fissuration). Dans ce cas, on adopte donc une longueur caractéristique (l_c) égale à :

$$l_c = \sqrt[3]{V_{ef}} \qquad \text{[III-24]}$$

où V_{ef} est le volume de l'élément fini. Avec ces méthodes de régularisation, il est donc préférable d'utiliser des éléments dont les dimensions sont relativement semblables.

Ainsi, on relie l'énergie de fissuration totale surfacique (G_{ft}) qui s'exprime en J/m² à une densité d'énergie dissipée volumique en J/m³ (intégrale de la loi de comportement) par la relation suivante :

$$g_{ft}(\xi) = \frac{G_{ft}(\xi)}{l_c} \qquad \text{[III-25]}$$

Il ne faut cependant pas oublier que l'énergie de fissuration est une valeur intrinsèque du matériau mais qui évolue en fonction de l'hydratation. De Schutter et Taerwe **[De Schutter et Taerwe, 97]** ont proposé une relation du même type que celle qu'il avait définie pour l'évolution du module d'Young et des résistances mécaniques pour décrire l'évolution de l'énergie de fissuration :

$$G_{ft}(\xi) = G_{ft\infty}\bar{\xi}^{\delta} \qquad \text{[III-26]}$$

Les mêmes auteurs ont identifié une valeur égale à $\delta = 0{,}46$ pour des essais sur un béton constitué de CEM I 52,5. Cette valeur sera adoptée par la suite, faute de données supplémentaires.

Pour palier à ce problème de dépendance au maillage, d'autres méthodes existent. On peut par exemple utiliser, à la place de l'endommagement calculé localement sur chaque point de Gauss, un endommagement non local calculé par pondération des endommagements en tout point de Gauss de la structure. Pijaudier-Cabot et Bažant **[Pijaudiet-Cabot et Bažant, 87]** ont proposé par exemple l'expression suivante :

$$\overline{G}_f(x) = \frac{1}{V_r}\int_0^V G_f(\delta)\psi(x-\delta)d\delta \qquad \text{[III-27]}$$

$$V_r(x) = \int_V \psi(x-\delta)d\delta \qquad \text{[III-28]}$$

$G_f(\delta)$ est l'énergie dissipé localement [III-29]

Cette écriture permet d'augmenter la taille de la zone endommagée en l'étendant à un volume indépendant de la taille des éléments. Cette méthode nécessite un algorithme de traitement non local et se limite en terme d'application aux maillages fins (taille des mailles inférieure à la longueur caractéristique utilisée dans la fonction ψ, elle-même voisine d'environ 3 fois la taille du plus gros granulat). De plus, les temps de calcul sont très longs, ce qui constitue un handicap pour le calcul de structure.

G. Couplage fluage-fissuration

Lors d'un essai de fluage, la contrainte imposée, si elle est inférieure à la résistance mécanique mais supérieure au seuil de linéarité de la loi de comportement contrainte-déformation, conduit à des déformations de fluage non-linéaires vis-à-vis du taux de chargement (pouvant causer à plus ou moins long terme la rupture du béton). Il ne s'agit pas ici des non-linéarités temporelles des déformations de fluage qui sont, elles, prises en compte directement par le modèle de fluage. Cette non-linéarité peut s'expliquer physiquement par le fait que seules les parties non fissurées du matériau fluent **[Benboudjema et al, 05] [Benboudjema et Torrenti 08]** et donc, dès que le matériau s'endommage la partie résistante diminue. C'est pour cela que l'équation [III-22] fait intervenir la contrainte effective et non la contrainte apparente. Toutefois, ce couplage, découlant directement de l'équation différentielle permettant le calcul des déformations de fluage, n'est pas suffisant pour reproduire correctement les essais de fluage-non linéaire de la littérature **[Roll, 54][Rüsch et al., 58][Reviron, 07]**. Mazzotti et al. **[Mazzotti et Savoia, 03]** ont donc proposé d'ajouter dans l'expression de la déformation équivalente définie par Mazars, les déformations de fluage pondérées par un coefficient de couplage (β):

$$\hat{\varepsilon} = \sqrt{\left\langle \boldsymbol{\varepsilon}_{el} + \beta \boldsymbol{\varepsilon}_f \right\rangle_+ : \left\langle \boldsymbol{\varepsilon}_{el} + \beta \boldsymbol{\varepsilon}_f \right\rangle_+} \qquad \text{[III-30]}$$

où ε_f est la déformation de fluage propre. Ce type de couplage a été utilisé par Omar et al. **[Omar et al., 03]**, Torrenti et al. **[Torrenti et al., 08]**, Reviron et al. **[Reviron et al, 07]**. La principale difficulté réside alors dans la détermination de ce coefficient de couplage. Reviron **[Reviron, 09]** a par exemple identifié le coefficient β à 0,24, à la fois sur des essais de compression **[Roll, 64]** et de traction (en fluage propre et de dessiccation) alors que Torrenti et al. **[Torrenti et al., 08]** utilisent un coefficient de couplage compris entre 0,05 et 0,10. Il est probable que ce coefficient soit fortement dépendant de la loi de comportement mécanique (évolution de l'endommagement, prise en compte de la dilatance, fluage) et d'autre part, comme le souligne De Larrard **[De Larrard, 10]**, l'évolution de ce coefficient en fonction du niveau de chargement, de l'âge du matériau et même du type de sollicitations n'est pas connue. Ce paramètre reste donc un paramètre de calage et aucune valeur prédictive de ce coefficient ne peut être déterminée en fonction par exemple de la composition des matériaux.

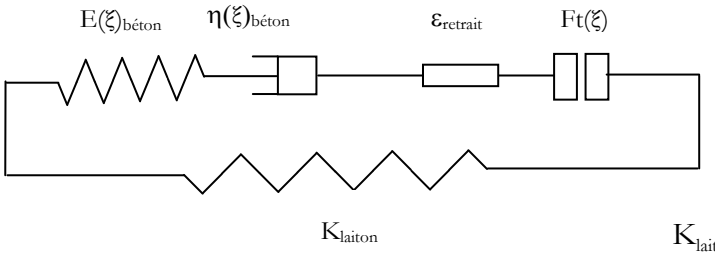
En outre, ce modèle ne permet pas de prendre en compte l'évolution du coefficient de Poisson de fluage apparent en compression dans le temps **[Li, 94]**. D'après De Larrard et al. **[De Larrard et al., 10]**, la prise en compte de l'évolution du coefficient de Poisson apparent est un paramètre majeur pour la prédiction de la durée de vie d'une structure chargée en compression. Toutefois, les sollicitations générées par le retrait empêché sont principalement des contraintes de traction et nous pouvons donc nous affranchir de faire évoluer ce paramètre.

II. Simulations des essais à l'anneau passif

Dans l'essai à l'anneau passif, plusieurs phénomènes plus ou moins couplés se produisent simultanément. De plus, la mesure directe des déformations du béton est difficile à réaliser notamment lorsque la dessiccation est empêchée puisqu'une couche d'aluminium recouvre le béton et qu'on ne peut pas recourir à des méthodes de mesure par analyse d'images. Les résultats bruts d'un essai à l'anneau sont donc, en général, les déformations orthoradiales de l'anneau métallique. C'est pour cela qu'une méthode d'analyse efficace et précise est nécessaire pour déterminer les états de contraintes et les déformations dans le béton (qui ne sont pas uniformes). Dans cette partie, nous allons comparer plusieurs types d'analyses des essais à l'anneau passif afin de proposer une analyse fiable qui nous permettra d'établir une étude quantitative des effets des armatures, des reprises de bétonnage et des vitesses de montée en température de notre nouvel essai ATAc. La première est une analyse analytique 1D précédemment développée par Monge **[Monge, 07]**. La deuxième est basée sur des simulations axisymétriques de type éléments finis (avec le code de calcul Cast3M, développé par le Commissariat à l'Energie Atomique CEA). Le modèle utilisé est celui présenté dans la partie bibliographique de ce chapitre. Nous comparerons aussi les résultats obtenus à une autre analyse analytique développée par Hossein et Weiss **[Hossein et Weiss, 04]** qui prend en compte la géométrie axisymétrique d'un essai à l'anneau.

A. Analyse uni-dimensionnelle

Monge **[Monge, 07]** a proposé une analyse simplifiée 1D de l'essai à l'anneau de retrait gêné composée d'une chaîne rhéologique (Figure III-4).



avec $\eta(\xi)$ = viscosité de l'amortisseur

$E(\xi)$ = rigidité du ressort

$Ft(\xi)$ = résistance en traction

$\varepsilon_{retrait}$= déformation de retrait endogène

K_{laiton} = module d'Young du laiton équivalent

ξ= degré d'hydratation

Figure III-4 : Chaîne rhéologique parallèle pour la modélisation de l'essai à l'anneau

L'équilibre global du système donne l'équation suivante :

$$dF_{béton} + dF_{anneau} = 0 \qquad \text{[III-31]}$$

où $F_{béton}$ est la force transitant dans le béton et F_{anneau} est la force transitant dans l'anneau de laiton.

En supposant les contraintes uniformes dans chacun des matériaux, l'équation d'équilibre global en effort devient (l'équation d'équilibre en moment est vérifiée par symétrie):

$$e_b \times d\sigma_b + e_l \times d\sigma_l = 0 \text{ avec } \begin{array}{l} d\sigma_l = K_{laiton} d\varepsilon_l \\ d\sigma_b = E(\xi) \times d\varepsilon_b^e \end{array} \qquad \text{[III-32]}$$

où e_l est l'épaisseur de laiton; e_b est l'épaisseur de béton, σ_b est la contrainte dans le béton, σ_l est la contrainte dans le laiton, ε_b^e est la déformation élastique du béton et ε_l est la déformation du laiton.

$$d\varepsilon_c^e = d\varepsilon_c^t - d\varepsilon_{bc} - d\varepsilon_{retrait} \text{ avec } \begin{array}{l} \varepsilon_c^t = déformation\ totale \\ \varepsilon_{bc} = déformation\ de\ fluage\ propre : d\varepsilon_{bc} = \dfrac{\sigma_c}{\eta(\xi)} dt \\ \varepsilon_{retrait} = déformation\ de\ retrait\ endogène \\ \varepsilon_c^e = déformation\ élastique : d\varepsilon_c^e = \dfrac{d\sigma_c}{E(\xi)} \end{array} \text{ où t est le temps} \quad \text{[III-33]}$$

Comme dans cette approche, les deux matériaux sont en parallèle, les déformations des deux matériaux sont les mêmes :

$$d\varepsilon = d\varepsilon_b^t = d\varepsilon_l \Rightarrow \frac{d\sigma_l}{K_{laiton}} = \frac{d\sigma_b}{E(\xi)} + d\varepsilon_{retrait} + \frac{\sigma_b}{\eta(\xi)} dt \quad \text{[III-34]}$$

d'où

$$\left[e_b + \frac{e_l K_{laiton}}{E(\xi)} \right] d\sigma_b + \frac{e_l \times K_{laiton} \times \sigma_b}{\eta(\xi)} dt = -e_l\ K_{laiton}\ d\varepsilon_{retrait} \quad \text{[III-35]}$$

En utilisant les équations suivantes pour la résolution numérique (Schéma de Cranck-Nicholson) :

$$d\sigma_b \approx \frac{\sigma_{n+1} - \sigma_n}{dt}\ ,\ \sigma_b \approx \frac{\sigma_{n+1} + \sigma_n}{2} \text{ et } \sigma_{b0} = 0 \quad \text{[III-36] [III-37] [III-38]}$$

et en considérant les lois suivantes pour décrire l'évolution des paramètres du matériau :

$$\eta(\xi) = \eta_\infty \xi^c \quad \text{[III-39]}$$

$$E(\xi) = E_\infty \left(\frac{\xi - \xi_0}{\xi_\infty - \xi_0} \right)^{a_E} \quad \text{[III-40]}$$

$$K = E_{laiton} \frac{R_{os}^2 + R_{oc}^2}{R_{oc}^2 - R_{os}^2} \times \frac{R_{os}^2 - R_{is}^2}{2R_{os}^2} \quad \text{[III-41]}$$

$$d\varepsilon_{retrait} = -\kappa\ d\xi\ \mathrm{I} \quad \text{[III-42]}$$

où ξ_0 est le seuil de percolation mécanique, ξ_∞ est le degré d'hydratation maximal, η_∞ est la viscosité finale et κ est l'amplitude finale du retrait endogène, on obtient finalement une relation analytique pour décrire l'évolution de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{n+1} = \left[\frac{-e_b\ K_{laiton} \dfrac{d\varepsilon_{retrait}}{dt} + \dfrac{\sigma_n}{dt}\left(e_b + \dfrac{e_l\ K_{laiton}}{E(\xi)} \right) - \dfrac{\sigma_n}{2}\left(\dfrac{e_l\ K_{laiton}}{\eta(\xi)} \right)}{\dfrac{e_b + \dfrac{e_l\ K_{laiton}}{E(\xi)}}{dt} + \dfrac{e_l\ K_{laiton}}{\eta(\xi)}} \right] \quad \text{[III-43]}$$

B. Comparaison entre l'analyse 1D et les résultats des simulations aux éléments finis

Pour que la comparaison entre les deux analyses soit valable, le modèle rhéologique utilisé pour prédire les déformations de fluage propre dans les simulations aux éléments finis (EF) est uniquement constitué d'un amortisseur. D'autre part, la partie thermique (le dégagement de chaleur dû à la réaction d'hydratation) n'est pas prise en compte. Les déformations prédites sur le rayon interne du laiton pour un retrait endogène de 150µm/m sont présentées sur la Figure III-5.

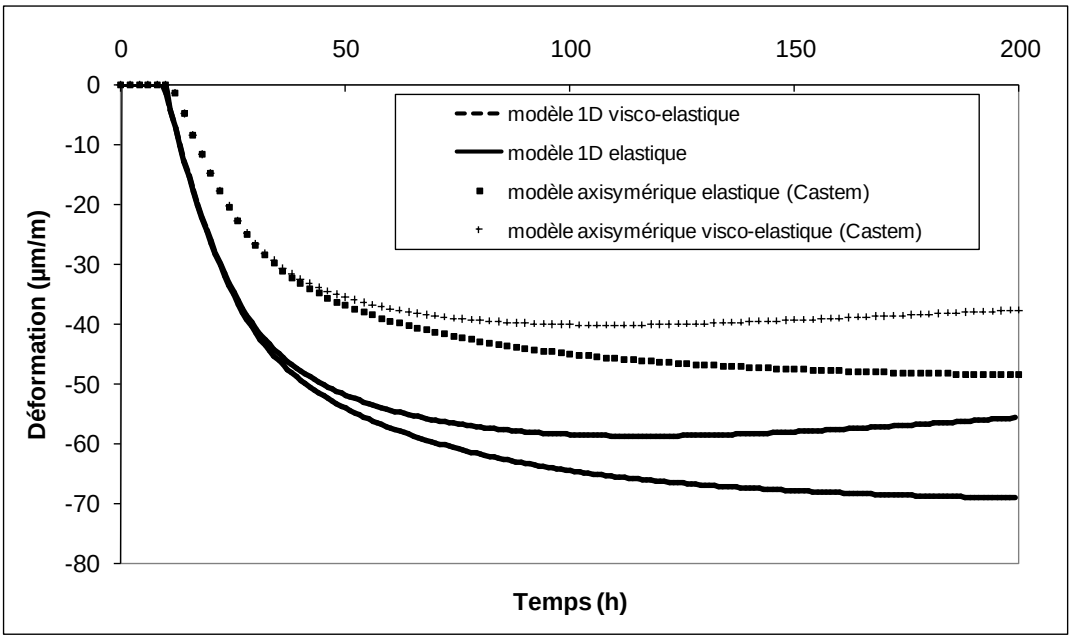


Figure III-5 : Déformations de l'anneau en laiton dues au retrait endogène

Les résultats montrent une importante différence entre les deux analyses. Ceci est probablement dû au fait que l'hypothèse fondatrice du modèle 1D, à savoir que les contraintes sont homogènes dans les deux matériaux, est un peu trop forte. D'autre part, les déformations de retrait sont empêchées à la fois dans les directions orthoradiales et verticales ce qui induit un état de contraintes multiaxiales que le modèle 1D ne peut pas prendre en compte. Toutefois, nous pouvons remarquer que la déformation due à la relaxation est similaire pour les deux analyses (19% de la déformation élastique pour le modèle 1D et 22% pour les simulations éléments finis)

C. Comparaison entre le modèle aux éléments finis (axisymétrique) et les formules analytiques développées par Hossein et Weiss [Hossein et Weiss, 04]

Hossein et Weiss **[Hossein et Weiss, 04]** ont développé une méthode analytique d'analyse des essais à l'anneau qui permet de prédire la contrainte maximale dans le béton à partir des déformations de l'anneau en laiton mesurées pendant les essais. Cette méthode est basée sur le calcul d'une pression virtuel Δp_{elas} qui s'appliquerait sur l'anneau en laiton par l'effet du retrait du béton:

$$\Delta p_{elas} = -\frac{\Delta\varepsilon_{retrait} E(\xi)}{\frac{E(\xi)}{E_{laiton}} C_{1R} + C_{2R}} \qquad \text{[III-44]}$$

$$C_{1R} = \frac{\left[(1+\upsilon_l)R_{is}^2 + (1+\upsilon_l)R_{os}^2\right]}{(R_{os}^2 - R_{is}^2)} \qquad \text{[III-45]}$$

$$C_{2R} = \frac{\left[(1-\upsilon_b)R_{os}^2 + (1-\upsilon_b)R_{oc}^2\right]}{(R_{oc}^2 - R_{os}^2)} \qquad \text{[III-46]}$$

où υ_l est le coefficient de Poisson du laiton et υ_b est le coefficient de Poisson du béton

De ces calculs, la contrainte circonférentielle dans le béton peut être déterminée à partir d'une solution analytique exacte d'un cylindre soumis à une pression interne :

$$\Delta\sigma_{\max-residual} = \Delta p_{elas} \times C_{3R} = \text{contrainte maximale du béton} \qquad \text{[III-47]}$$

$$C_{3R} = \frac{R_{os}^2 + R_{oc}^2}{R_{os}^2 - R_{oc}^2} \qquad \text{[III-48]}$$

Le retrait endogène libre est le paramètre clef de cette analyse mais constitue également un paramètre du modèle EF. Nous avons donc comparé les résultats des deux analyses en ne considérant aucune déformation de fluage (car les formule analytique ne peuvent pas les prendre en compte). Les résultats, pour différents maillages sont présentés sur la Figure III-6

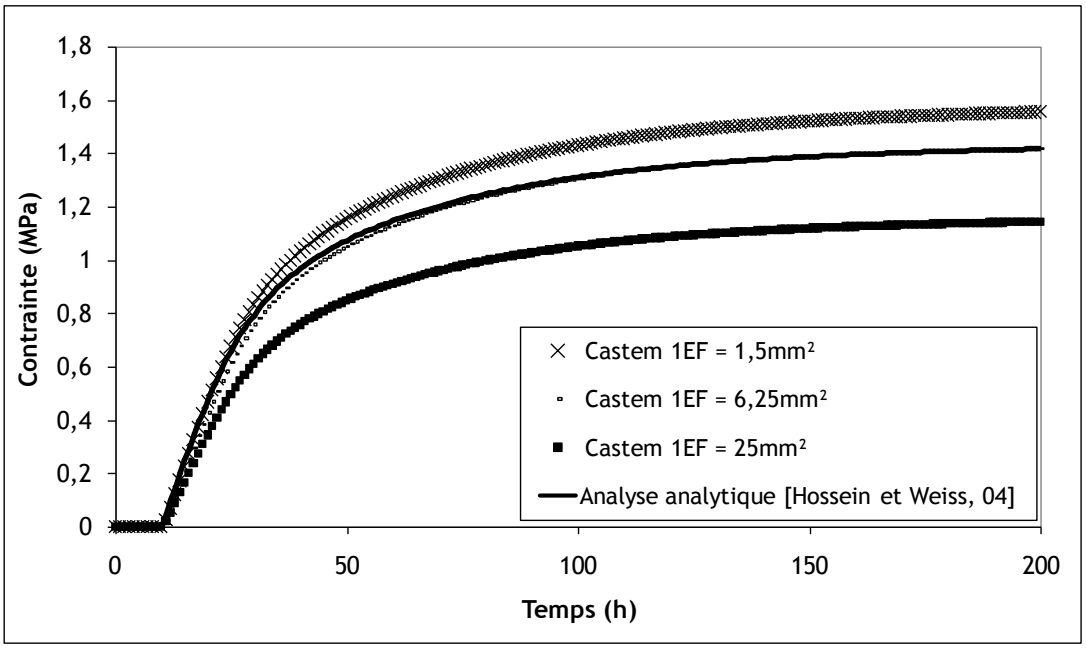


Figure III-6 : Comparaison des contraintes maximales générées par le retrait endogène entre le modèle analytique et le modèle EF

Les résultats des deux méthodes sont relativement similaires. Avec le maillage le plus fin, au bout de 200h la différence entre les deux modèles est d'environ 9%. Un calcul avec une taille de maille plus petite (1 EF=1mm²) a aussi été réalisé pour vérifier que le résultat devient indépendant du maillage dès que celui-ci est suffisamment fin (les résultats obtenus étaient très similaires à ceux obtenus avec une maille de 1,5mm²). La dépendance au maillage (lorsqu'il est grossier) est, dans ce cas, la conséquence de la forte discontinuité du profil des contraintes orthoradiales à l'interface entre les deux anneaux. Bien que les simulations aux éléments finis soient plus complexes que le modèle analytique, elles ont des avantages majeurs. En effet, les simulations éléments finis permettent, d'une part, d'analyser de façon complète l'essai à l'anneau (dilatation due à l'exothermie de la réaction puis contraction). D'autre part, les simulations mises en place n'ont pas pour unique but l'interprétation des essais à l'anneau mais également la construction d'un jeu de paramètres et un modèle qui permet la simulation de structure massive comprenant à la fois tout le comportement thermo-chimique mais

également les déformations d'origine visqueuse du béton. Le calcul de la contrainte maximale générée dans un essai à l'anneau passif ne nécessite pas le passage aux EF puisque les formules de Weiss permettent d'étudier correctement la sensibilité à la fissuration d'un béton. Toutefois, pour les objectifs qui sont les nôtres, le passage à des simulations EF est obligatoire.

D. Etude paramétrique sur les résultats de l'essai à l'anneau passif

Nous avons vu que les simulations aux éléments finis sont très intéressantes pour décrire le comportement thermo-chimico mécanique du béton lors d'un essai à l'anneau passif. Cependant, ces modèles s'appuient sur des équations constitutives qui nécessitent de nombreux paramètres. Ces paramètres peuvent être classés en trois catégories (les paramètres thermo-chimiques, les paramètres thermo-mécaniques et les paramètres mécaniques). Une étude paramétrique est donc nécessaire afin de déterminer le degré de précision à atteindre pour chaque paramètre. Dans cette analyse de sensibilité, nous n'étudierons pas les paramètres thermiques (conductivité thermique et capacité calorifique) dont l'influence a déjà été mise en exergue dans le chapitre 1.

1. Paramètres thermo-mécaniques

La déformation thermique est directement liée à l'évolution de la température à travers le coefficient de dilatation thermique (CDT). Ce paramètre, dont la mesure est loin d'être évidente et ce notamment au jeune âge, atteint selon Loukili **[Loukili et al., 00]** et Laplante et al. **[Laplante et al. 94]** assez rapidement une valeur constante qui dépend essentiellement de la composition du béton.

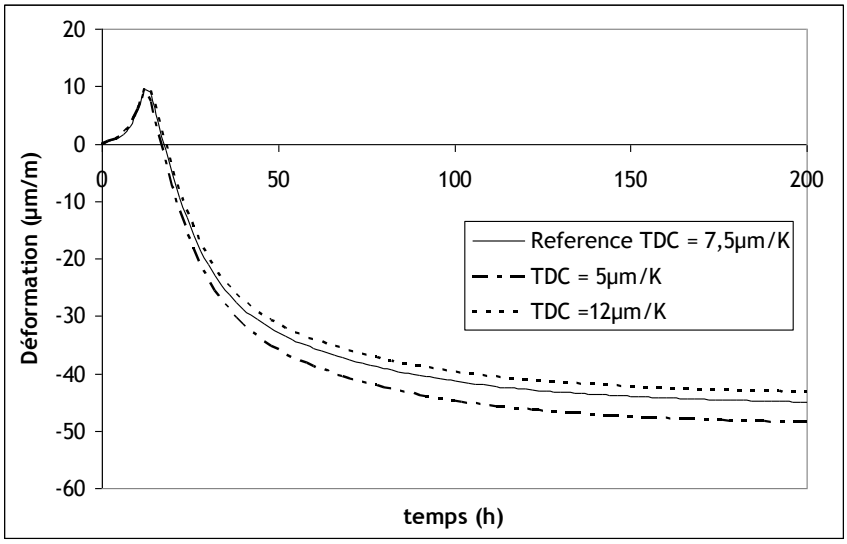


Figure III-7 : Influence du coefficient de dilatation thermique du béton sur la déformation de l'anneau passif

La Figure III-7 montre une légère influence du coefficient de dilatation thermique sur la valeur maximale des déformations. Par exemple, une variation de 7µm/m sur le coefficient de dilatation thermique (balayant ainsi la plage de variations décrite dans la littérature **[Torrenti et al., 04]**) se traduit par une différence de 11% sur la déformation finale. Toutefois, il est à noter que l'impact de ce paramètre est relativement faible car l'évolution de la température durant l'essai à l'anneau passif l'est aussi. Il est donc probable que l'effet d'une variation du coefficient de dilatation thermique aura une influence autrement plus importante sur les résultats de l'essai ATAc.

2. Paramètres mécaniques

Les paramètres mécaniques nécessaires aux simulations numériques sont nombreux. La valeur finale du retrait endogène, la valeur du module de Young finale vont inévitablement avoir une forte

influence sur les résultats finaux. Dans cette étude, nous avons préféré nous intéresser à des paramètres mécaniques « secondaires » pour savoir si une valeur précise était nécessaire d'autant plus que leur détermination n'est pas évidente. Nous avons donc choisi d'étudier l'influence du coefficient de Poisson ainsi que de la valeur du coefficient a_E (éq. [III-21) qui pilote l'évolution du module de Young.

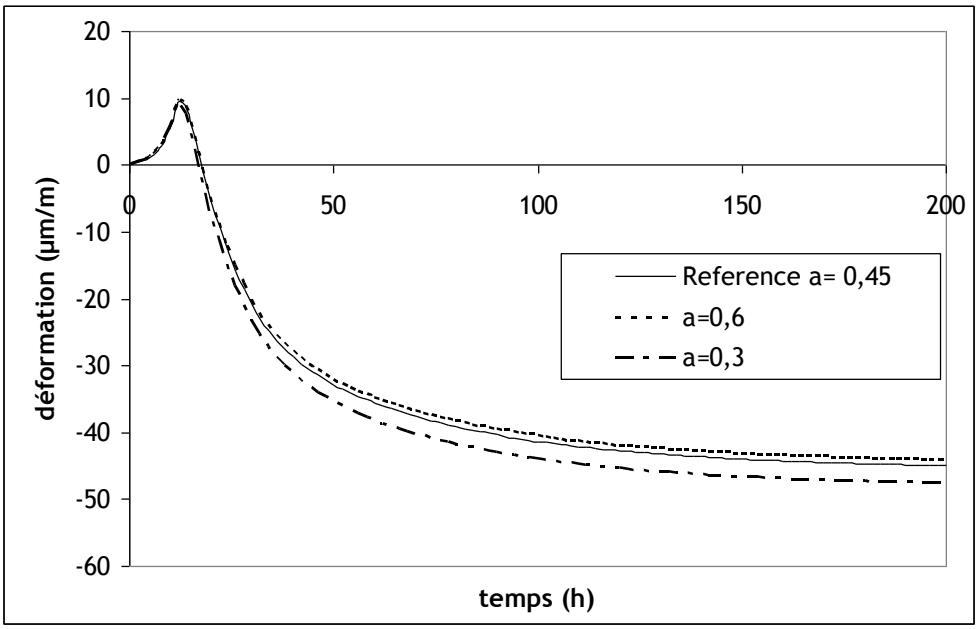


Figure III-8 : Influence du coefficient d'évolution du module d'Young (a_E) du béton sur la déformation de l'anneau passif

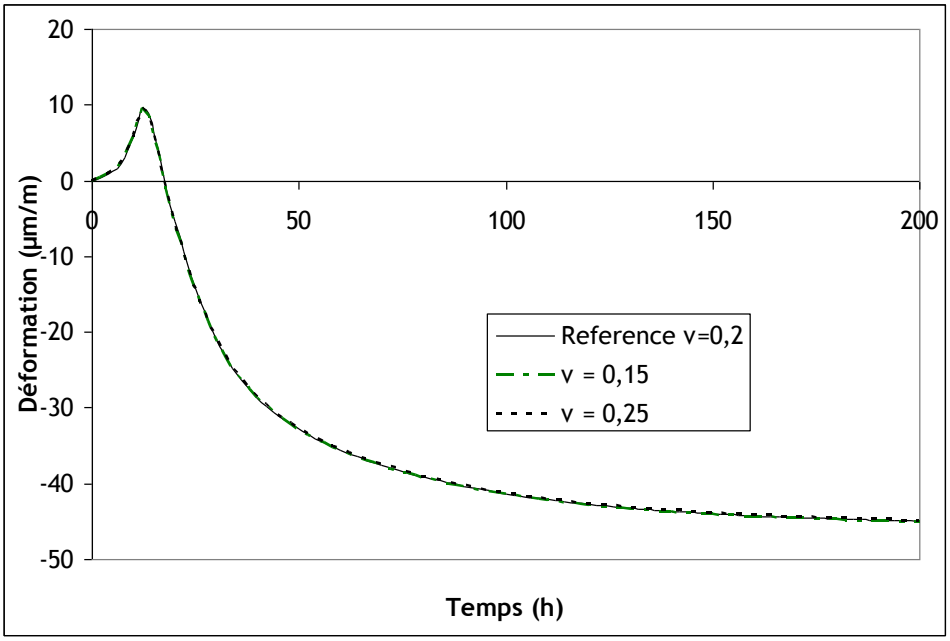


Figure III-9 : Influence du coefficient de Poisson du béton sur la déformation de l'anneau passif

La Figure III-9 montre que le coefficient de Poisson du béton n'a aucune influence sur les déformations de l'anneau prédites par les simulations numériques. Au contraire, le coefficient qui contrôle l'évolution du module de Young du béton a une légère influence sur l'évolution des contraintes. La valeur dite de référence constitue la valeur déterminée sur nos essais (cf. chapitre 1 : type de ciment CEM II). La valeur maximale de l'intervalle étudié (a_E =0,6) a été obtenue par De

Schutter [De Schutter, 02] sur un CEM I. Toutefois, il ne faut pas conclure que l'utilisation de CEM I permet de limiter les déformations de retrait gêné puisqu'un ciment de type CEM I aura un retrait endogène et un retrait thermique plus important que pour un CEM II **[Bouasker, 07]**.

III. Simulations des essais à l'anneau actif

Ces simulations sont réalisées uniquement sur le quart de l'anneau afin d'alléger les calculs. Dans le cas de ces simulations, le fait d'obtenir numériquement une bande endommagée dans l'anneau en béton ne signifie pas pour autant que si les simulations avaient été réalisées sur un anneau complet, quatre fissures auraient été prédites. En effet, les conditions aux limites imposées dans les simulations (blocage suivant la direction Y pour la face 1 et suivant la direction X pour la face 2 ; cf. Figure III-10) ne sont plus représentatives de la réalité dès que la fissuration intervient car des déplacements orthoradiaux de ces faces sont possibles dans la réalité.

Les premières simulations réalisées en considérant une interface parfaite entre le béton et le laiton présentaient un faciès d'endommagement représentant une multifissuration car les contraintes étaient redistribuées par l'intermédiaire du laiton. Un contact unilatéral (permettant le décollement laiton-béton) a donc été mis en place.

Les différents paramètres d'entrée de ces simulations sont présentés dans le Tableau III-1.

Bien que les propriétés du béton soient spatialement variables, entre autres, de par la présence de granulats, aucune variabilité n'a été introduite et le béton est considéré comme macroscopiquement homogène. En effet, l'introduction de variabilité dans ce type de simulation (béton essentiellement sollicité en traction) est en général utile pour localiser l'endommagement. Dans notre cas, bien que les propriétés soient considérées comme homogènes, un gradient est induit par le fait que la température est imposée localement au niveau des trous de passage de fluide. Ainsi, un gradient de température faible mais existant est généré dans le laiton et donc dans le béton. Comme l'évolution des propriétés mécaniques est fonction de la température par l'intermédiaire du degré d'hydratation, la localisation de l'endommagement est automatique. Toutefois, la compétition entre une résistance plus grande au niveau du béton proche des points de passage du fluide chaud et une déformation thermique plus grande à ces points-ci font que l'endommagement ne se produit pas exactement sur un rayon situé au milieu de deux points de chauffage.

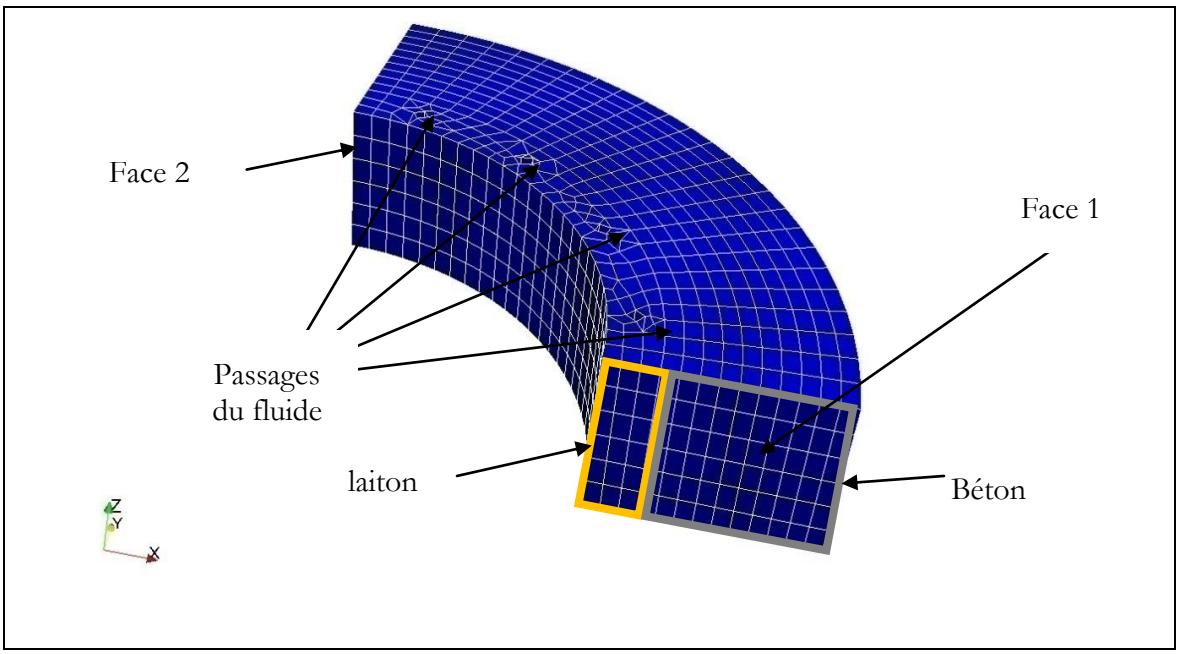


Figure III-10 : Maillage 3D de l'essai à l'anneau – EF : CUB8 et PRI6 – 3640 éléments

Tableau III-1 : Valeurs des paramètres utilisés dans les simulations

Paramètre		*Valeur*	*Unité*
Masse volumique du béton		2423	kg/m3
Masse volumique du laiton		8700	kg/m3
Capacité calorifique volumique du béton		2400	KJ/(°C.m³)
Capacité calorifique volumique du laiton		420	KJ/(°C.m³)
Coefficient de conductivité thermique du béton		2,6	W/(m.K)
Coefficient de conductivité thermique du laiton		78	W/(m.K)
Energie d'activation		45729,75	J/mol
Constante des gaz parfaits		8,3145	J/(K.mol)
Coefficient d'échange par convection		12,5	W/(m².K)
Chaleur latente d'hydratation		117840	KJ.m³
Affinité chimique			1/s
	a	64,417	
	b	18042	
	c	-94620	
	d	215819	
	e	-280339	
	f	208172	
	g	-67901	
ξ_0		0,115	(-)
ξ_{inf}		0,84	(-)
Coefficient des lois de De Schutter	$X(\xi) = X_\infty \bar{\xi}^{a_X}$		
Résistance en traction	a_{ft}	0,8	
Module d'Young	a_E	0,449	
Module de Young final du béton		35	GPa
Module de Young du laiton		110	GPa

Résistance à la traction finale	4,1	MPa
Coefficient de dilatation thermique du laiton	19,25	µm/(m.°C)
Coefficient de dilatation thermique du béton	7,5	µm/(m.°C)
Coefficient de Poisson du laiton	0,3	
Coefficient de Poisson du béton	0,2	
Raideur ressort infinie KV1	3,00E+11	Pa
Raideur ressort infinie KV2	9,00E+10	Pa
Raideur ressort infinie KV3	2,50E+10	Pa
Coefficient de couplage fluage-fissuration	0,4	
Coefficient de fluage thermique transitoire	6,50E-13	1/(Pa.°C)
Retrait endogène final	40	µm/m
Module d'Young de l'acier	210	GPa
Limite élastique de l'acier	235	MPa
Coefficient de Poisson de l'acier	0,3	
Coefficient de dilatation thermique de l'acier	12	µm/(m.°C)

A. Identification du coefficient de couplage fluage-fissuration

Les essais de traction directe sont difficiles à réaliser et ce, notamment au jeune âge en conditions endogènes (puisque le matériau est quasiment saturé ce qui rend difficile le collage) pour des taux de chargements élevés. Dans l'essai à l'anneau thermique actif, des contraintes de traction dans le béton sont générées et donc des déformations de fluage propre en traction interviennent. Actuellement, aucun consensus n'est établi dans la littérature concernant les différences entre fluage propre en traction et en compression. En effet, les phénomènes physiques mis en jeu sont encore méconnus même s'il semble désormais établi que l'eau présente dans le béton joue un rôle majeur. Les essais réalisés sur notre composition de béton montrent des amplitudes de déformation de fluage propre similaire en traction et en compression même si les cinétiques d'évolution sont légèrement plus rapides en traction. Le maillage utilisé pour les simulations aux éléments finis des essais à l'anneau thermique actif est donné sur la Figure III-10.

Dans un premier temps, en considérant que les déformations de fluage propre sont les même en compression et en traction et en faisant l'hypothèse que l'effet de la température (fixe ou variable) sur les déformations de fluage est le même en traction et compression, une fissuration du béton trop tardive est prédire par rapport aux résultats expérimentaux si aucun couplage n'est pris en compte (cf. Figure III-11).

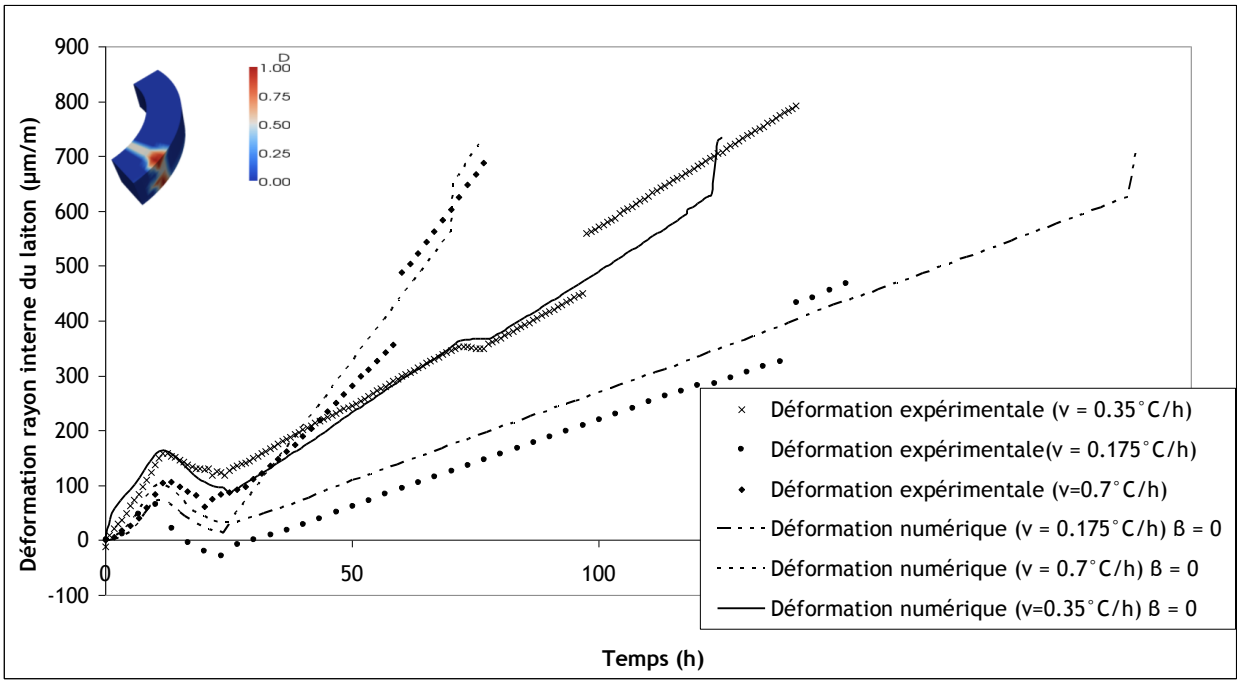


Figure III-11 : Déformations du rayon interne du laiton : comparaison des résultats expérimentaux et des simulations numériques pour $\beta = 0$

Dans un second temps, en faisant les mêmes hypothèses mais en considérant un coefficient de couplage égal à 1, la fissuration prédite est trop précoce. Il est donc théoriquement possible d'identifier un coefficient de couplage qui permettrait de reproduire de manière satisfaisante les résultats de ces essais. Toutefois, la relation entre le temps d'apparition de la fissure et le coefficient de couplage n'est pas à priori connue et fait intervenir des phénomènes couplés et non-linéaires. Nous avons donc procédé par dichotomie dans l'intervalle de valeurs possibles (de 0 à 1) pour finalement aboutir à une valeur de 0,4 qui nous permet de reproduire correctement l'essai dont la vitesse de montée en température est intermédiaire. Sur l'essai avec une vitesse de montée en température rapide, cette valeur reste satisfaisante. Cependant pour l'essai avec une vitesse de montée en température plus lente la fissuration prédite est trop tardive. Une explication possible de ce phénomène est l'apparition dans les expériences d'un séchage qui réduirait la résistance en traction du béton et induirait des contraintes de traction supplémentaires dans le béton (retrait de dessiccation empêché par le laiton).

La valeur de ce coefficient de couplage peut paraitre relativement forte aux vues des résultats de la littérature (compris entre 0,1 et 0,31) cependant, il est à noter qu'il s'agit dans notre cas d'un coefficient de couplage pour une sollicitation de traction au jeune âge alors que la littérature recense des études en compression sur béton durci.

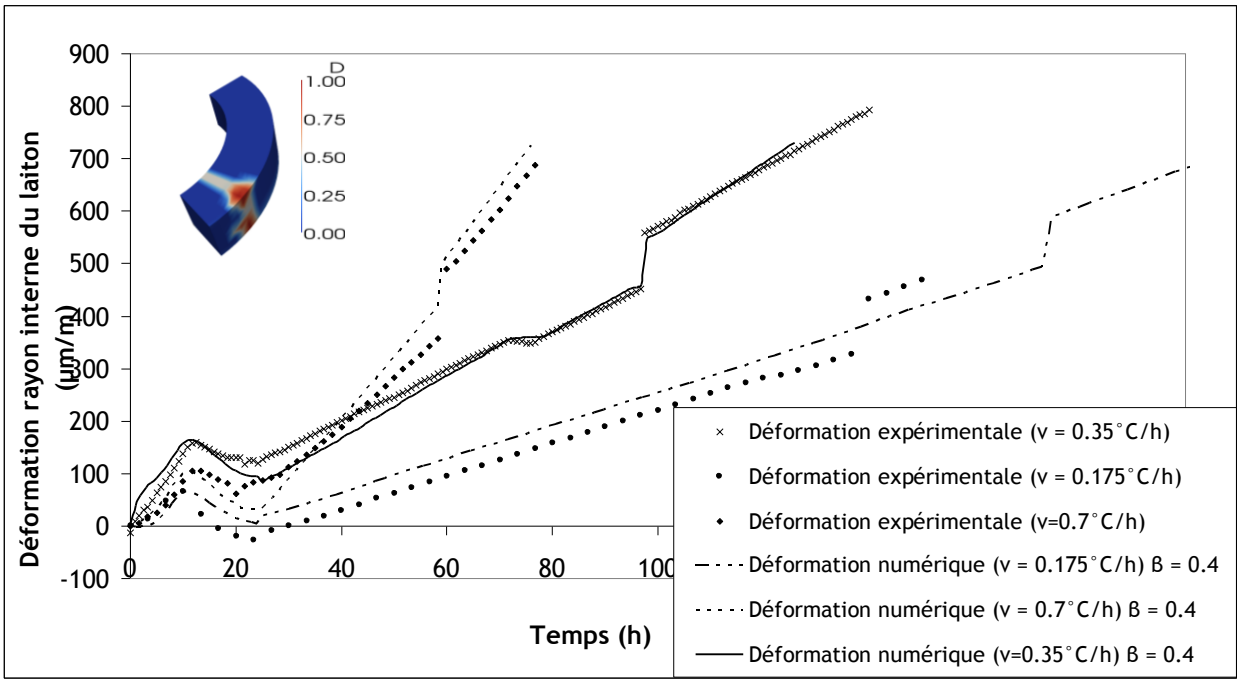


Figure III-12 : Déformations du rayon interne du laiton : comparaison des résultats expérimentaux avec les simulations numériques pour $\beta = 0{,}4$; Champ d'endommagement obtenu

Toutefois, il est nécessaire de garder à l'esprit que ce coefficient de couplage fluage-endommagement reste un outil numérique pour adapter un modèle d'endommagement non initialement prévu pour la prise en compte du fluage et de ses conséquences. La possibilité d'identifier, sur nos essais présentant trois histoires de température différentes, une valeur unique scalaire est probablement une hypothèse trop forte puisque nous sommes dans l'incapacité de prédire correctement les trois instants de fissuration. Les méconnaissances de la littérature sur l'évolution de ce coefficient en fonction du taux de chargement, de l'âge du béton, du type de sollicitations, ne nous permettent pas de proposer une évolution de ce coefficient. Nous avons donc choisi de reproduire au mieux l'essai intermédiaire qui reste le plus représentatif d'une structure massive. En effet, à même géométrie la montée plus rapide représenterait un voile plus mince que le mur de référence (1,2 m d'épaisseur) ou volontairement refroidi (par circulation d'eau par exemple) alors qu'une montée plus lente serait représentative d'un voile dont le coffrage est fortement isolant. Cette isolation serait préjudiciable puisque la température maximale atteinte serait augmentée (risque de réaction sulfatique interne), augmentant également l'amplitude du retrait thermique.

Pour les simulations d'ouvrages massifs présentées au chapitre 4, nous avons donc adopté la valeur permettant de reproduire correctement les deux essais dont les vitesses de montée en température sont les plus rapides qui sont représentatives des structures que nous allons étudier (mur de 1,2 m d'épaisseurs, tirant massif de section 50 cm x 80 cm).

B. Analyse de l'état de contrainte dans la section de béton

Dans un essai ATAc, de nombreux phénomènes se produisent en même temps créant ainsi un état de contrainte multiaxial qui ne peut pas être décrit analytiquement. En effet, comme la température est imposée dans notre essai par le laiton, des gradients de température radial et vertical sont obtenus. Ces gradients impliquent des gradients de dilatation thermique et donc des gradients de contrainte qui ne sont pas les mêmes que dans le cas d'une température homogène ou quasiment homogène (essai à l'anneau passif).

La Figure III-13 présente l'évolution temporelle des contraintes orthoradiales dans un essai ATAc pour 5 rayons différents. Durant les 25 premières heures (avant la montée en température), les contraintes maximales de traction dans le béton sont effectivement obtenues à l'interface entre le

laiton et le béton (dues au retrait endogène empêché). Ensuite, l'augmentation de la température (imposée par le bain thermostaté) inverse le lieu des contraintes maximales qui se retrouve sur le rayon externe du laiton. L'initiation de la fissure se fait donc sur le rayon externe ce qui confirme les observations réalisées par analyse d'images (cf. chapitre 2).

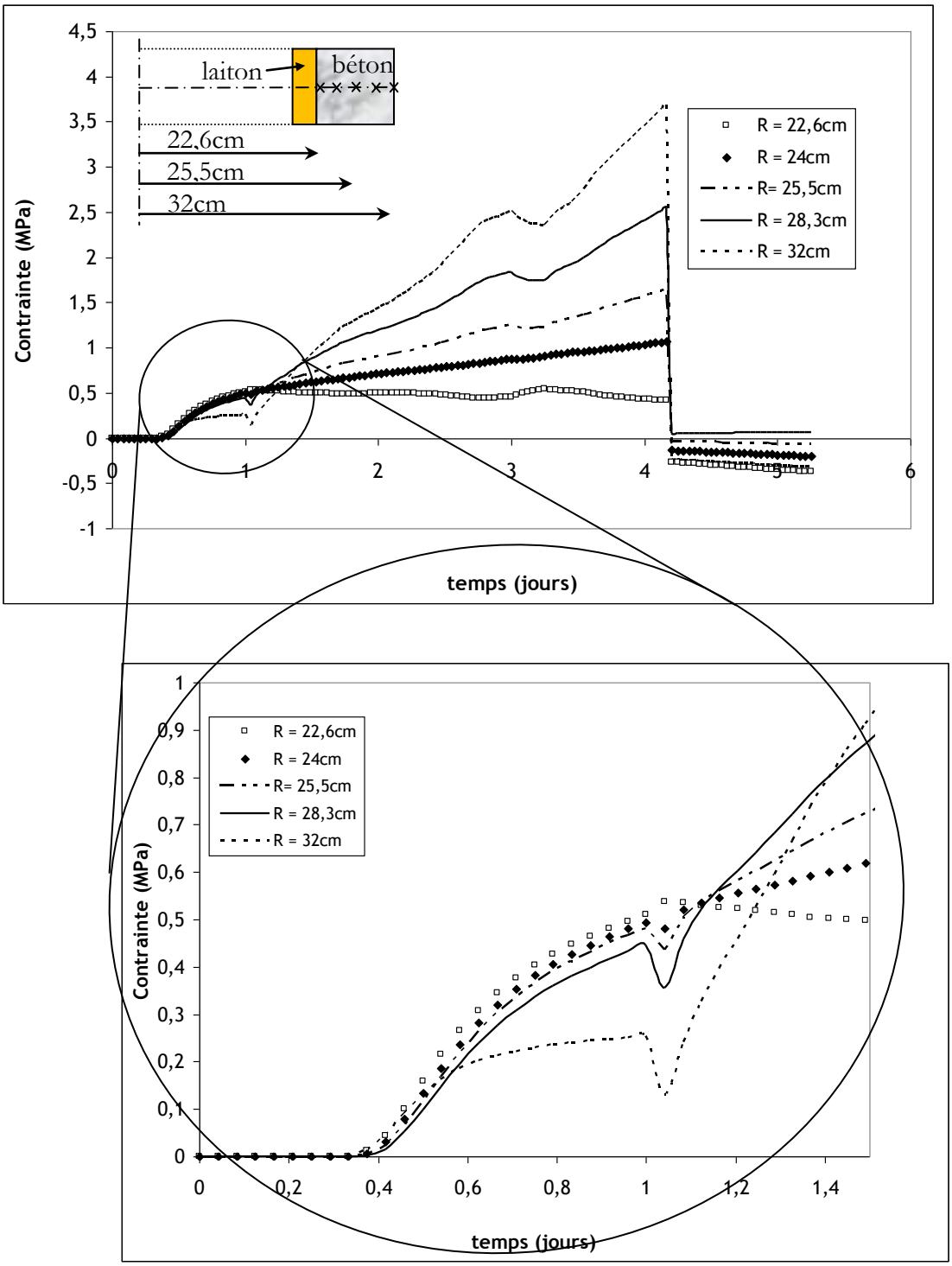


Figure III-13 : Evolution temporelle de la contrainte générée dans l'essai ATAc pour différentes valeurs de rayon (à mi-hauteur)

Les indicateurs d'uniformité (A1) et d'uniaxialité (A2) caclulés à partir des formules définies par Messan **[Messan, 06]** semblent indiquer que notre anneau ne présente pas des dimensions suffisantes pour créer des états de contraintes majoritairement uniaxiales et uniformes :

$$A1 = \frac{\sigma_{\theta\theta}(R_i)}{\sigma_{\theta\theta}(R_e)} - 1 = \frac{1}{2}\left(\frac{R_e^2}{R_i^2} - 1\right) = 55\% \qquad \text{[III-49]}$$

$$A2 = \left|\frac{\sigma_{rr}(R_i)}{\sigma_{\theta\theta}(R_i)}\right| = \left|\frac{R_i^2 - R_e^2}{R_i^2 + R_e^2}\right| = 35\% \qquad \text{[III-50]}$$

où Ri est le rayon interne de l'anneau en béton, Re est le rayon externe de l'anneau en béton, $\sigma_{\theta\theta}$ est la contrainte orthoradiale, σ_{rr} est la contrainte radiale.

Cependant, pour l'essai ATAc, cette analyse n'est pas rigoureuse. En effet, ces indicateurs sont uniquement basés sur des considérations géométriques alors que dans notre essai les contraintes générées dépendent essentiellement du gradient thermique et des coefficients de dilatation. De plus, ils ne tiennent pas compte des contraintes verticales.

La Figure III-14 présente l'évolution de l'état de contrainte au niveau du rayon externe du béton reporté dans un repère cylindrique et la Figure III-15 présente les isovaleurs des contraintes dans un repère cylindrique. L'état de contrainte obtenu en ce point peut être considéré comme uniaxial puisque les contraintes verticales et radiales sont faibles par rapport aux contraintes orthoradiales. Etant donné que les fissures débutent sur le rayon externe de l'anneau en béton, nous pouvons conclure que l'essai ATAC permet d'initier une fissuration sous un chargement de traction quasiment uniaxial.

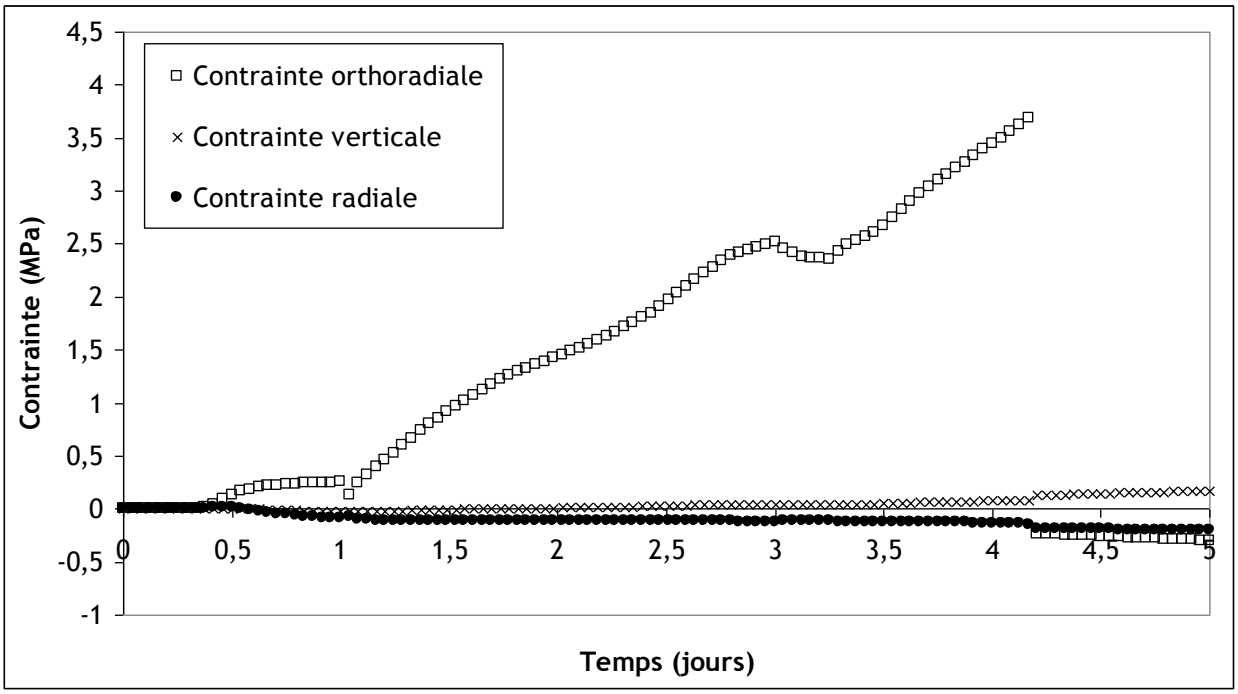


Figure III-14 : Evolution temporelle des contraintes générées sur le rayon externe dans l'essai ATAc dans un repère cylindrique

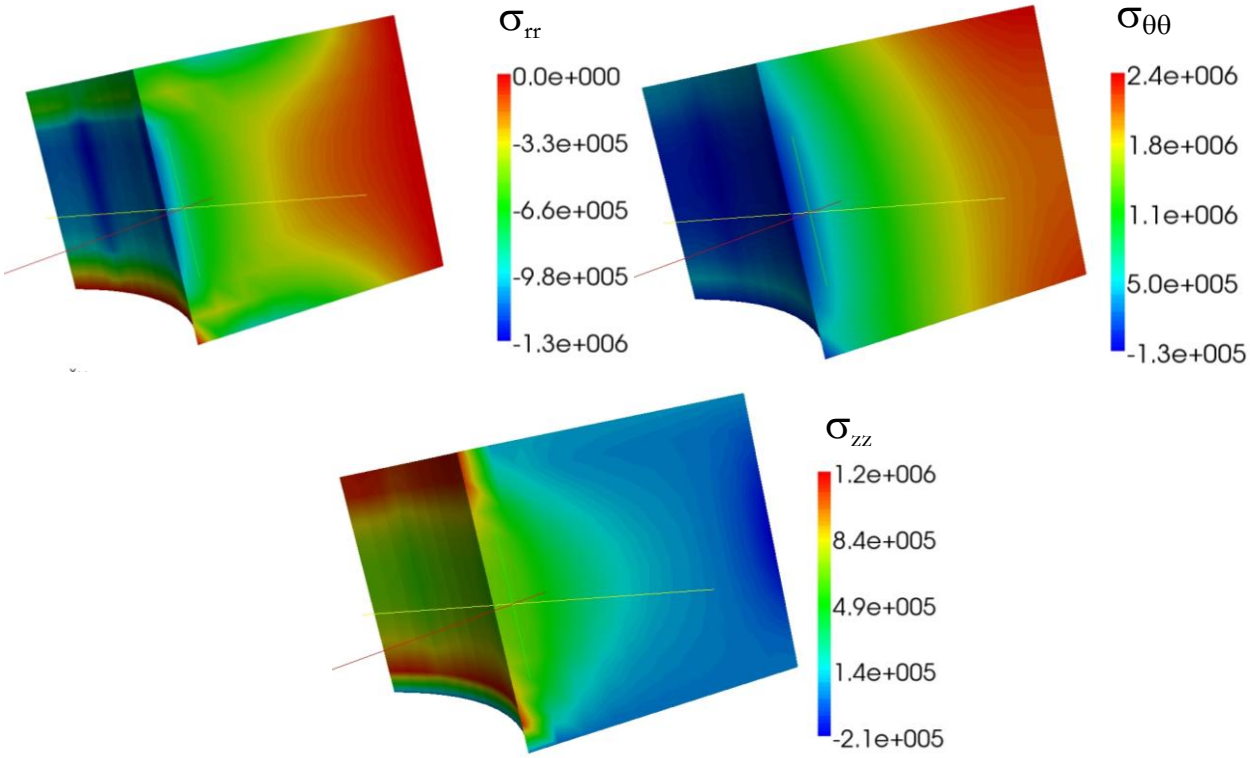


Figure III-15 : Isovaleurs des contraintes sur une section de l'anneau. Contrainte radiale (a), orthoradiale (b) et verticale (c)

C. Analyse de l'effet des reprises de bétonnage et des armatures

Comme nous l'avons mentionnées dans le chapitre 3, outre ses dimensions, les particularités d'un ouvrage massif type enceinte de confinement de centrale nucléaire sont le taux de ferraillage particulièrement important notamment au niveau des singularités (sas d'accès ou jonction fut-radier) et la présence de reprises de bétonnage (inhérente aux étapes de fabrication d'une structure massive). Nous avons donc réalisé des essais pour mettre en évidence l'effet de ses particularités. Cependant l'analyse fait uniquement à partir des essais reste qualitative. La simulation numérique de ces essais à partir du modèle et des paramètres précédemment cités a donc été réalisée afin d'établir une analyse plus quantitative des effets des reprises de bétonnage et des armatures.

1. Effet des reprises de bétonnages

Le phasage complet a été modélisé (coulage de la deuxième partie au bout de 3 semaines ; cf. Figure II-19). La première approche a consisté à modéliser l'anneau coulé en plusieurs phases sans prendre en compte de réduction de résistance en traction au niveau de l'interface. Dans ce cas, la simulation prédit un endommagement (situé au niveau de la reprise de bétonnage) plus précoce qu'une simulation sans reprise de bétonnage puisque des contraintes supplémentaires sont générées au niveau de la reprise de bétonnage. En effet, le retrait endogène des parties de l'anneau coulées en phase 2 est empêché par la partie 1. Cependant, ces contraintes supplémentaires créées localement au niveau de l'interface entre les deux bétons ne sont pas suffisantes pour expliquer la précocité de la fissuration constatée expérimentalement.

Nous avons donc identifié la baisse de résistance en traction due aux reprises de bétonnage pour retrouver l'instant de fissuration expérimentale. Une baisse de 20% permet d'obtenir des résultats satisfaisants (Figure III-16). Sur cette figure, le temps t=0 correspond au début du 2ème coulage. Ce résultat est proche de celui que nous avions obtenu sur les essais de fendage où une diminution de 22% avait été obtenue (les reprises de bétonnage étant réalisées par désactivation puis décapage).

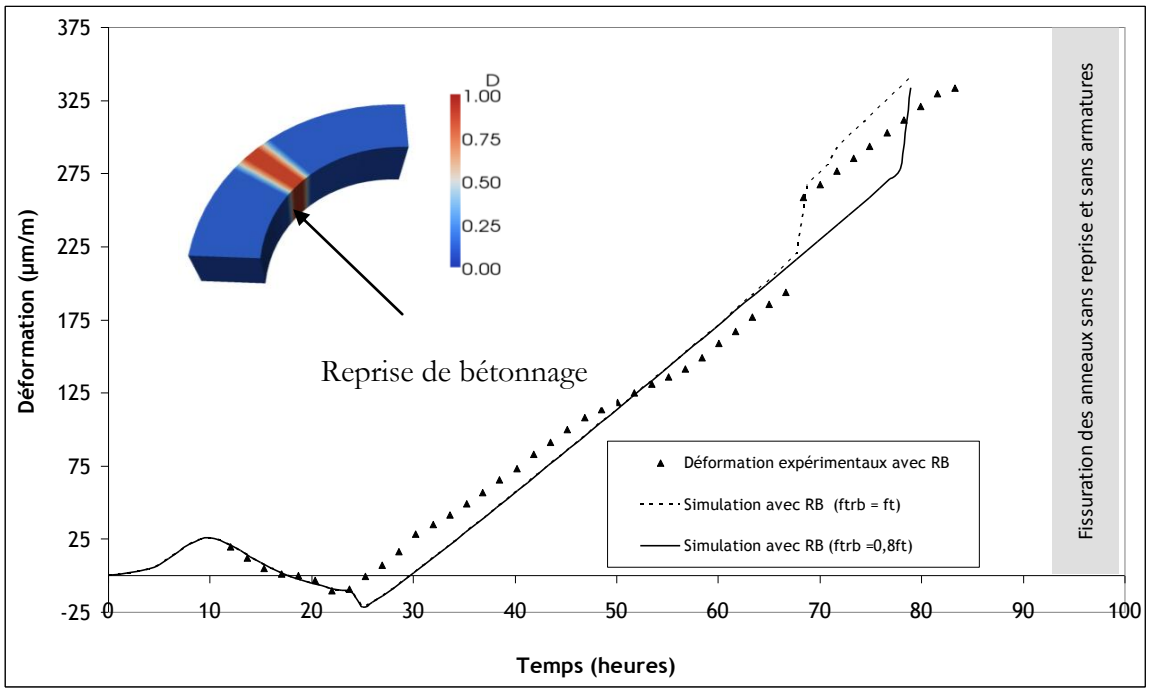


Figure III-16 : Evolution temporelle des déformations sur le rayon interne dans l'essai ATAc pour un anneau coulé en 2 phases (RB = reprise de bétonnage) ; Champ d'endommagement obtenu.

2. Effet de la présence d'armatures

Des simulations numériques prenant en compte la présence d'armatures (modélisées avec des éléments barres et en faisant l'hypothèse d'une adhérence parfaite entre le béton et les armatures) sont présentées sur la Figure III-17 . Aucun calage n'est effectué, les propriétés des matériaux étant celles du Tableau III-1.

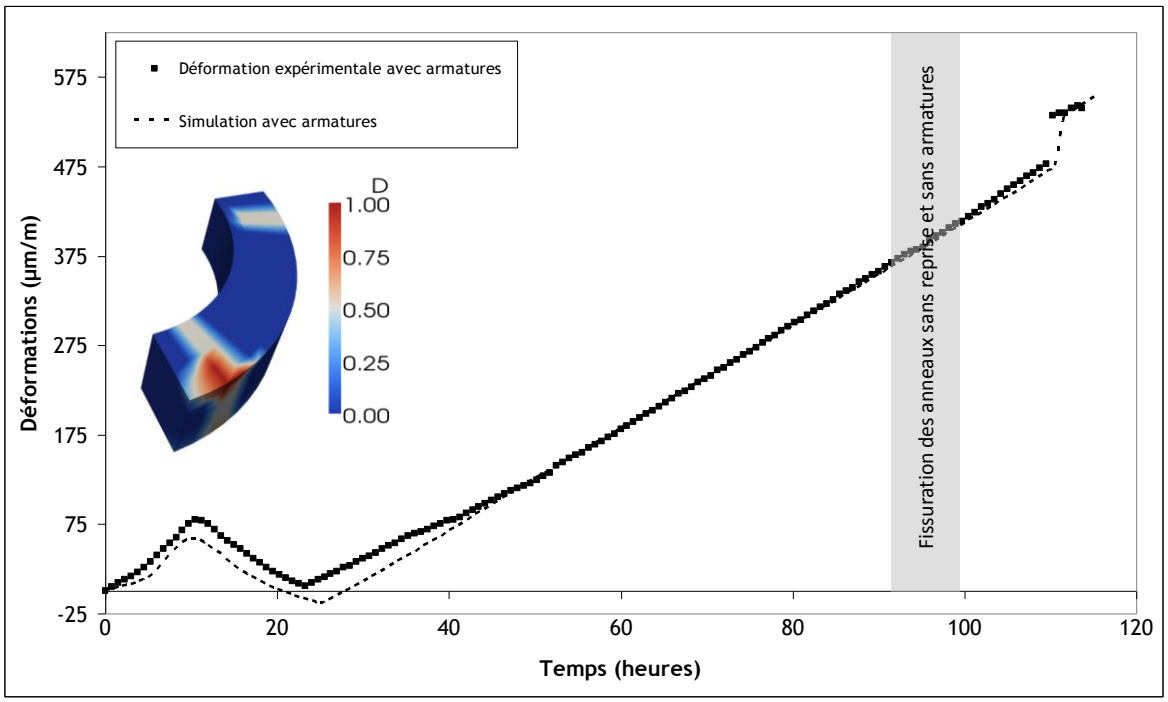


Figure III-17 : Evolution temporelle des déformations sur le rayon interne dans l'essai ATAc pour un anneau armé; champ d'endommagement obtenu

Une bonne concordance globale est obtenue aussi bien sur la pente des déformations que sur l'instant de fissuration. Cependant, il est intéressant de remarquer que les simulations prédisent une multi-fissuration. Celle-ci est également observée expérimentalement bien que l'espacement entre les fissures expérimentales soit plus important (répartition à 120°). Ceci est probablement dû à l'hypothèse d'adhérence parfaite entre les armatures et le béton. Néanmoins, on constate (sans introduire de paramètres supplémentaires ni modifier les valeurs identifiées préalablement) un très bon accord entre les simulations numériques et les résultats expérimentaux.

3. Effet combiné des reprises de bétonnage et des armatures

La combinaison des effets des reprises de bétonnage et des armatures a également été simulée (Figure III-18). La localisation de l'endommagement (au niveau de la reprise de bétonnage) représentant la fissuration est prédite légèrement plus précocement que les résultats expérimentaux. Cependant, la concordance obtenue en prenant une résistance plus faible de 20% au niveau des reprises de bétonnage reste satisfaisante (à nouveau aucun paramètre n'a été modifié ou ajouté).

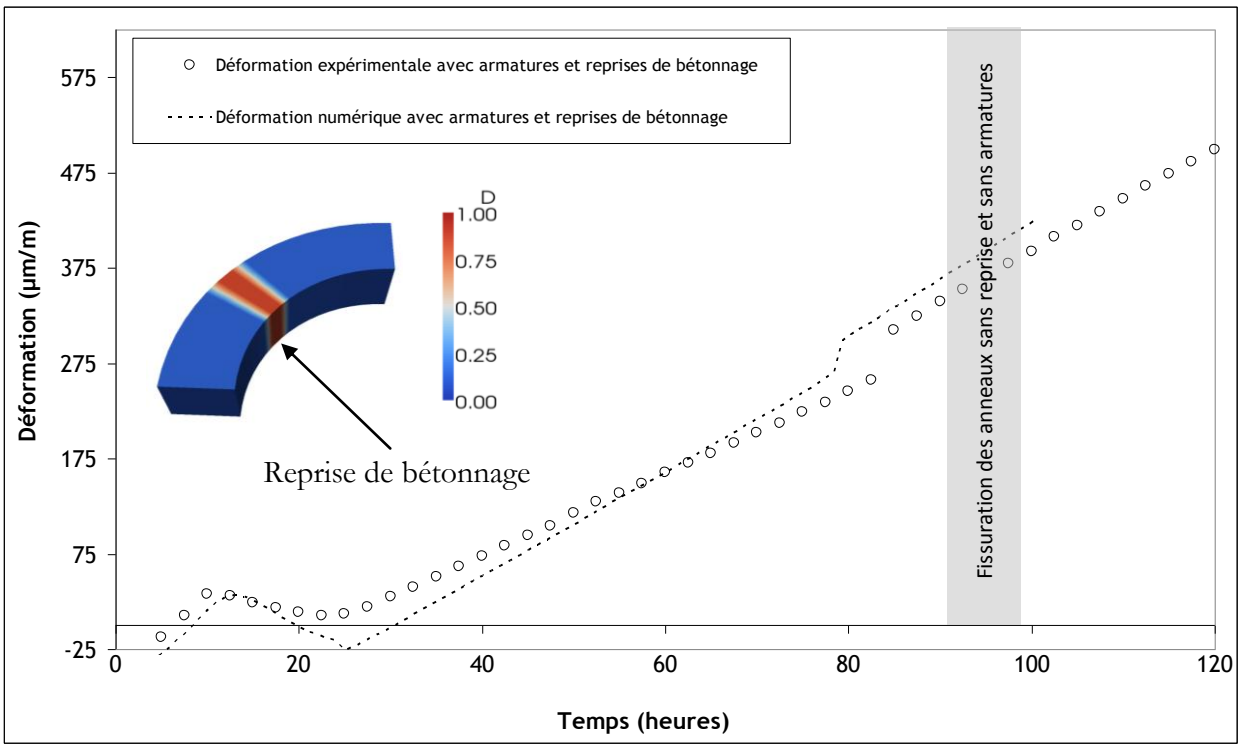


Figure III-18 : Evolution temporelle des déformations sur le rayon interne dans l'essai ATAc pour un anneau armé coulé en deux parties; champ d'endommagement obtenu

D. Etude paramétrique de l'influence des propriétés mécaniques

Le modèle mis en place dans ce chapitre avec lequel nous avons simulé les essais ATAc fait intervenir de nombreux paramètres. Ces paramètres sont majoritairement indépendants et identifiables sur des essais découplant le paramètre étudié des autres. Toutefois, le matériau béton étant très hétérogène, il présente une variabilité plus ou moins importante et les conséquences sur les analyses précédemment faites doivent être étudiées. De plus, nous avons voulu savoir si cet essai permettait de discriminer des bétons de compositions différentes (et donc possèdant des propriétés différentes)

Pour cette étude, nous avons choisi d'étudier trois paramètres matériaux « physiques » mécaniques et thermo-mécaniques classique dont la variabilité aura à priori un effet sur les résultats de l'essai ATAc (temps d'apparition de la fissuration, pente de la déformation en fonction du temps après que la température soit imposée par le bain thermostaté mais avant fissuration). Il s'agit du module

d'Young du béton, du coefficient de dilatation thermique du béton et de la résistance en traction du béton. D'autre part, le modèle fait également intervenir des paramètres « propres » à la modélisation comme le coefficient de couplage fluage-fissuration et l'énergie de fissuration (qui est un paramètre physique mais qui est ici utilisé pour la régularisation du modèle). Finalement, les déformations de fluage étant importantes pour l'évaluation de la relaxation des contraintes et, donc, pour le calcul des contraintes dans le béton, les raideurs des ressorts ainsi que la valeur du coefficient de la loi du fluage thermique transitoire ont été ajouté à cette étude paramétrique. Nous avons donc étudié l'influence de ces sept paramètres avec comme variabilité d'entrée 20%. Chaque paramètre varie à tour de rôle, les autres restent égaux à leurs valeurs moyennes. Nous obtenons donc une variabilité par rapport à chaque paramètre autour de la valeur moyenne.

Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau III-2.

Tableau III-2 : Résultats de l'étude paramétrique sur les résultats de l'essai ATAc

Paramètre	*Variabilité d'entrée*	*Variabilité sur l'instant de fissuration*	*Variabilité de la pente*
Module d'Young du béton	+20%	-7,32%	-0,8%
Coefficient de dilatation du béton	+20%	+2,46%	+1,7%
Energie de fissuration	+20%	+5,15%	0%
Résistance en traction	+20%	+19,2%	0%
Coefficient de couplage fluage-fissuration	+20%	-9,9%	0%
Raideur des ressorts de chaînes KV	+20%	-11,2%	-7,2%
Coefficient de fluage thermique transitoire	+20%	+5,45%	+3,1%

On remarque que la variabilité des paramètres influence peu l'évolution des déformations en fonction du temps (si la vitesse de chauffage est constante). Cependant les résultats de cette étude paramétrique montre que les paramètres influençant le plus l'instant de fissuration sont respectivement la résistance en traction, les paramètres de fluage propre et le couplage entre fluage et fissuration. Ceci démontre la possibilité de réaliser une identification correcte et relativement précise de ces paramètres sur les essais ATAc et valide la perspicacité des identifications faites dans ce chapitre.

Le troisième chapitre de ce mémoire de thèse nous a permis d'établir un modèle thermo-chimico mécanique permettant de prendre en compte le fluage du béton à l'aide d'un modèle rhéologique. Ce modèle prédit la fissuration du béton par une approche continue de type endommagement isotrope. Le couplage entre le modèle thermo-chimique et le modèle mécanique est faible puisque seul l'aspect mécanique est dépendant de la partie thermo-chimique. La mise en place du modèle ne constitue pas en soi une nouveauté puisque la majeure partie du modèle à été réalisée par Benboudjema et Torrenti **[Benboudjema et Torrenti, 08]**.

L'objectif de ce chapitre était d'analyser de manière quantitative les essais à l'anneau thermique réalisé dans le chapitre 2 afin de pouvoir exploiter les résultats expérimentaux pour la simulation d'ouvrages massifs qui seront réalisées au chapitre 4. Pour cela, dans un premier temps, nous avons comparer l'analyse pouvant être réalisée avec le modèle mis en place et des simulations éléments finis avec des analyses plus simples soit de type analytique soit de type rhéologique. Ces comparaisons ont mis en évidence le fait que l'analyse par simulations aux éléments finis est plus complexe mais plus complète qu'une analyse de type analytique et qu'une analyse fondée sur des éléments rhéologiques repose sur des hypothèses un peu trop fortes. L'étude de l'état des contraintes dans le béton lors d'un essai ATAc a permis de valider le fait que cet essai est bien représentatif de la réalité puisqu'à l'endroit de l'initialisation de la fissure le béton est quasiment sollicité uniaxialement en traction comme lors du retrait empêché d'un élément dont la longueur est grande devant l'épaisseur.

L'analyse de nos essais par des simulations aux éléments finis a permis de valider les paramètres identifiés dans le chapitre 1 sur des essais simples et découplés des autres phénomènes mais également et d'identifier un coefficient de couplage entre l'endommagement et le fluage qui est inaccessible (ou difficilement accessible) autrement. En effet, le fait de simuler des essais intégraux tels que les essais ATAc permet de tester la capacité du modèle à reproduire des phénomènes complexes et couplés qui apparaitront inévitablement dans des structures réelles massives. Pour la composition de béton et les modèles de fluage et d'endommagement que nous utilisons, une valeur de 0,4 est obtenue à partir de nos essais. Ce coefficient indique que 40% des déformations de fluage sont prises en compte pour le calcul de la déformation équivalente qui servira à calculer l'endommagement.

Dans un troisième temps, nous avons simulé les essais ATAc avec armatures et reprises de bétonnage. Ces simulations ont permis de déterminer de manière quantitative l'importance des effets des reprises de bétonnage. Au minimum, une réduction de 20% de la résistance en traction est observée (lorsque l'état de surface est préparé par désactivation et décapage). L'effet des armatures sur le comportement du béton est bien reproduit par des simulations combinant éléments volumiques pour le béton et des éléments barres pour les armatures. Toutefois, en étudiant les états de contraintes générées dans la section de béton, nous avons vu que les sollicitations étaient essentiellement des contraintes de traction. Les éléments barres ne sont sollicités qu'en compression et en traction et sont donc représentatifs de la présence d'armatures mais pour des chargements plus complexes ils pourraient s'avérer insuffisants. La reproduction du comportement d'un anneau de béton armé ne nécessite aucun calage de paramètre et une bonne concordance sur pente de la déformation et l'instant de fissuration est obtenue. L'effet combiné des armatures et des reprises est également relativement bien reproduit par les simulations que nous avons développées.

Finalement, une étude paramétrique sur des paramètres mécaniques majeurs et sur des paramètres propres à la modélisation ont permis de mettre en avant l'influence forte de la résistance en traction du béton, du fluage propre et du couplage fluage-fissuration sur les résultats de l'analyse de nos essais.

Fort de ce modèle et de ce jeu de paramètre, le chapitre 4 est l'occasion de confronter ce modèle à des expériences réelles de grande échelle et d'étudier la fissuration d'ouvrages massifs.

Chapitre IV. Simulations d'ouvrages massifs

Dans le chapitre précédent, un modèle thermo-chimico mécanique macroscopique associé à un jeu de paramètres capable de reproduire le comportement complexe d'un béton au jeune âge d'une structure massive (y compris les effets des reprises de bétonnage et des armatures) a été construit et validé sur des essais dits intégraux. Ce chapitre nous a apporté des résultats qualitatifs et quantitatifs très intéressants notamment en ce qui concerne le fluage en traction au jeune âge et son couplage avec la fissuration ainsi que sur l'effet des reprises de bétonnage et des armatures. Fort de ces résultats, il convient maintenant d'appliquer et de transposer les résultats obtenus sur des structures réelles.

Le dernier chapitre de ce mémoire a donc pour objectifs d'une part de montrer la capacité de notre modèle à reproduire le comportement d'ouvrages massifs lors de leurs phases de construction puis de souligner l'importance de la bonne prise en compte de certains phénomènes pour prédire correctement la fissuration de ces ouvrages (en terme d'ouverture de fissures). Pour cela, après un paragraphe bibliographique introduisant brièvement les effets d'échelle (afin de transposer les résultats obtenus sur éprouvette à des structures épaisses), nous nous appuierons sur trois exemples d'ouvrages dont la difficulté de simulation est croissante.

Dans un premier temps, sur une modélisation axisymétrique des deux premières levées d'une enceinte de confinement, nous monterons que la prise en compte du couplage fluage-fissuration peut conduire à un faciès de fissuration invisible sur les parois mais dont la présence aura une forte importance sur les phénomènes de transfert.

Sur un deuxième exemple, constitué d'un tirant massif 3D, nous aborderons la question de la prédiction de l'ouverture de fissures et de l'influence du fluage sur ces ouvertures et nous finirons sur un exemple de voile massif 3D coulé sur un radier pour montrer l'importance et la difficulté de prise en compte des armatures lorsque celles-ci sont sollicitées en cisaillement.

Sommaire chapitre 4

I. Bibliographie : Les effets d'échelles **150**

II. Simulations axisymétriques des deux premières levées d'une enceinte de confinement **153**
A. La première levée 153
B. La levée courante 155

III. Simulation d'un tirant massif **157**
A. Structure à modéliser - maillage 158
B. Résultats et commentaires relatifs aux calculs effectués 159

IV. Simulation du voile BO de Civaux **161**
A. Structure à modéliser - maillage 161
B. Résultats et commentaires relatifs aux calculs effectués 162

I. Bibliographie : Les effets d'échelles

Les essais de laboratoire, qu'ils soient « classiques » (résistance en traction, fluage, retrait) ou intégraux (essais ATAc) caractérisent le comportement mécanique du matériau à l'échelle macroscopique. Néanmoins, il s'avère que les performances mécaniques des structures réelles diffèrent des résultats de laboratoire. En effet, le passage à l'échelle de la structure nécessite la prise en compte des effets d'échelles. La connaissance des effets d'échelle permettra alors de transposer les résultats des essais de laboratoire à des valeurs réalistes pour la modélisation d'ouvrages massifs. Comme nous l'avons vu au chapitre 1, les effets d'échelle sur le fluage propre et le retrait endogène sont faibles voir nuls. D'autre part, la plupart des essais montrent que le module d'Young n'est pas non plus affecté par ce phénomène qui caractérise plutôt la rupture du béton. Ce phénomène ne transparait donc dans notre cas que sur la résistance à la traction du béton.

A partir de poutres sollicitées en flexion 3 points dont les dimensions allaient de 7x7x28cm à 70x70x280cm (rapport homothétique de 10), L'Hermite **[L'Hermite, 73]** a mis en évidence l'importance de l'effet d'échelle pour les bétons. En effet, l'analyse de ses résultats (par un calcul linéaire élastique) montre une forte diminution de la résistance avec l'augmentation de la taille de la structure. Sur des essais de fendage, Hasegawa et al. **[Hasegawa et al., 85]** cités dans **[Bažant, 04]**) ont également observé ce type de comportement en s'affranchissant du calcul de la résistance à la traction du béton par un calcul linéaire élastique. Toutefois, ce n'est que récemment que Van Vliet et Van Mier **[Van Vliet et Van Mier, 00]** ont proposé des résultats d'essais montrant une diminution de la résistance sur des essais de traction directe. Les résultats de ces trois campagnes d'essais ont été rassemblés à la Figure III-1.

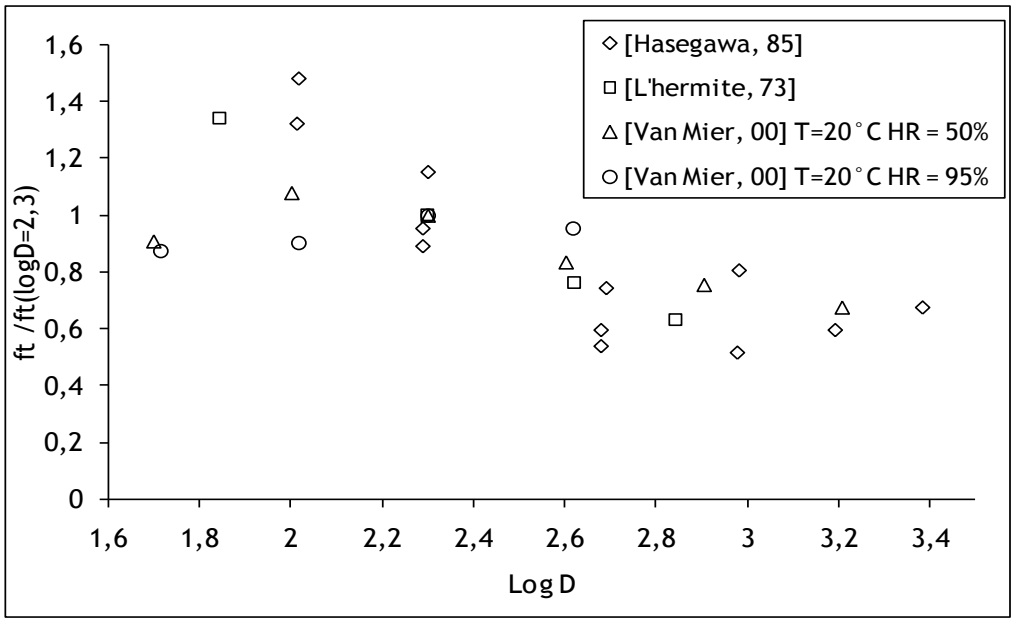


Figure IV-1 : Résultats expérimentaux de campagnes d'étude sur les effets d'échelles (D = dimension caractéristique ; cf. Figure IV-2)

Malgré une tendance globale à la décroissance, on remarque des différences notables entre les trois campagnes d'essais. Il est toutefois difficile de quantifier ces écarts puisque les sollicitations des éprouvettes ne sont pas les mêmes ce qui a conduit les auteurs de ces essais à utiliser des méthodes d'analyses différentes. En effet, bien que nous ne représentons ici que les résultats d'essais qui devraient être indépendants des méthodes d'analyse utilisées par les différents auteurs, il s'avère que la longueur caractéristique (D) diffère en fonction du type d'analyse (cf. Figure IV-2). Selon l'analyse utilisée, la dimension caractéristique peut être égale à la dimension de l'éprouvette soit perpendiculaire soit parallèle à la sollicitation.

Dans la théorie développée par Bažant **[Bažant, 84]**, qui est la plus largement utilisée pour exploiter les essais de flexion 3 points (avec ou sans entaille), l'effet d'échelle est attribué à une propagation stable des fissures jusqu'à ce que l'effort maximal soit atteint, conjugué à une redistribution des contraintes et un relâchement de l'énergie emmagasinée engendrée par la fissure **[Omar, 04]**. La Figure IV-2b représente une plaque soumise à un effort de traction. Lorsque la fissure se propage de Δa, l'énergie relâchée est causée par la partie hachurée. Pour une même extension de la bande de fissuration, l'énergie dissipée sera donc plus importante pour une structure de grande taille. Dans cette analyse, la longueur caractéristique est perpendiculaire à l'effort de traction. Cette théorie est largement utilisée par les auteurs qui utilisent des modèles non locaux **[Pijaudiet-Cabot et Bažant, 87]** puisqu'elle permet à partir d'essais de flexion 3 points d'identifier une valeur d'énergie de fissuration nécessaire à ces modèles.

Dans la théorie de Weibull, théorie probabiliste, l'effet d'échelle est pris en compte par une distribution aléatoire des résistances locales **[Weibull, 39 56]**. Cette variabilité de résistance est régie par une distribution dite de Weibull servant à déduire la probabilité de rupture d'une structure à partir du concept du maillon le plus faible (weakest link). Cette loi statistique s'écrit :

$$\sigma_{Nu} = \sigma_{Nu}^{0}\left(\frac{D_0}{D}\right)^{\frac{n}{m}} \qquad \text{[IV-1]}$$

où σ_{Nu} est la contrainte résistante ultime pour une éprouvette de dimension D, σ_{Nu}^{0} la contrainte résistante ultime pour une éprouvette de dimension de référence D_0, n est la dimension de l'éprouvette (1, 2 ou 3) et m est le module dit de Weibull.

Cette théorie est très bien adaptée aux ruptures d'éprouvettes longues qui se rompent dès que la fissuration macroscopique est amorcée à partir d'une microfissure ce qui est représentatif du comportement d'un béton en traction directe. Comme la Figure IV-2a le montre, la dimension caractéristique d'un élément soumis à la traction n'est pas la même que pour une approche de type Bažant.

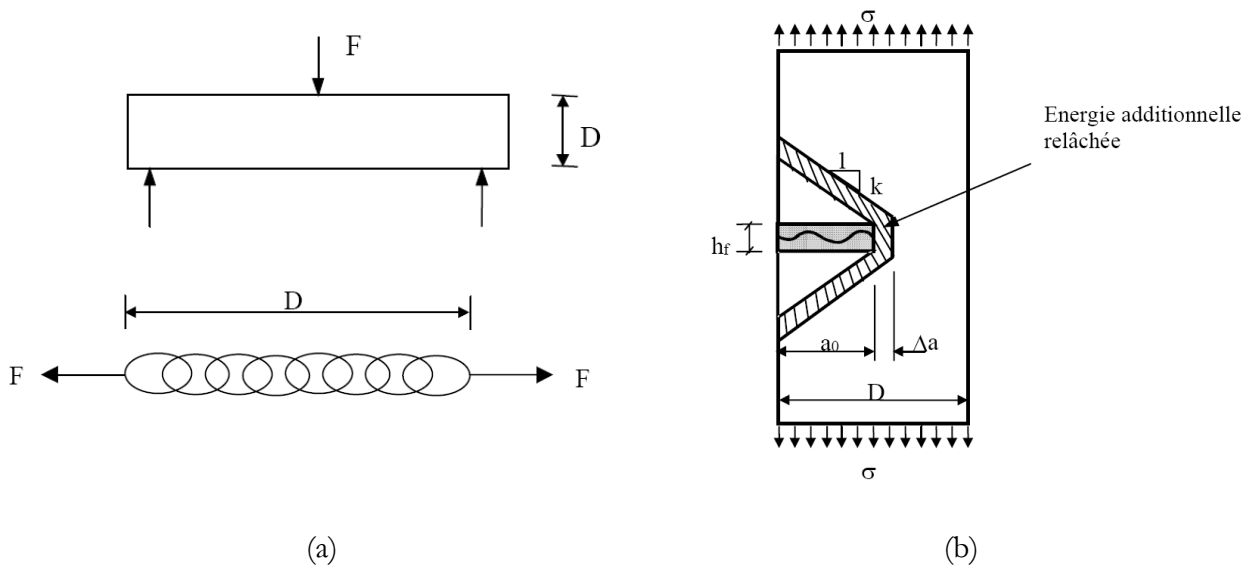


Figure IV-2 : Dimensions caractéristiques D pour l'approche de type Weibull (a) ou de type Bažant (b)

La théorie la plus récente a été proposée par Carpinteri **[Carpinteri, 94a 94b]** et repose sur le caractère fractal des surfaces de ruptures. Toutefois, comme le montre Omar **[Omar, 04]**, ces trois théories conduisent à des prédictions de réductions complètement différentes allant de 15 à 50% lorsque l'on multiplie par 5 la longueur caractéristique (les 15% sont obtenus par la loi de Weibull pour un module de 20).

Dans notre cas, nous avons caractérisé la résistance en traction de notre béton par des essais de fendage et les structures que nous allons étudier (ouvrages massifs soumis à un retrait gêné) sont sollicitées en traction plus ou moins directe. Il semble donc opportun d'utiliser la loi de Weibull et de s'appuyer sur les résultats de Van Mier pour transposer nos essais à l'échelle de la structure. Néanmoins, à l'inverse de Sellier **[Sellier et Bary, 02][Sellier, 06]**, cette théorie ne sera pas directement implantée dans notre modèle mais le coefficient minorateur de la résistance en traction sera intégré dans les caractéristiques mécaniques.

La Figure IV-3 présente l'analyse des essais de Van Vliet et Van Mier avec un module de Weibull de 12 (l'épaisseur des éprouvettes étant fixe la dimension de celle-ci est prise égale à 2).

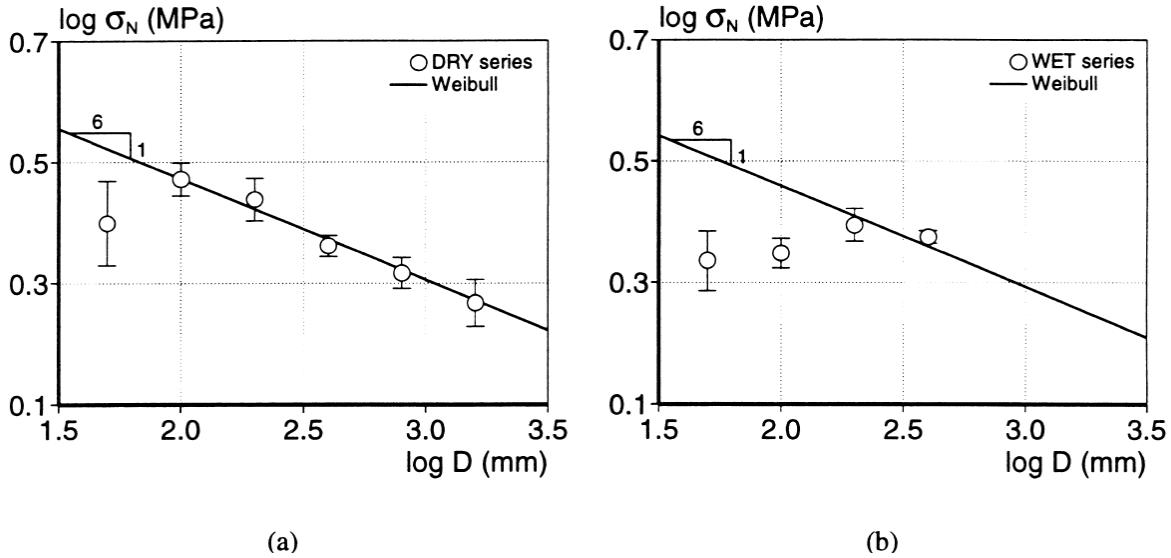


Figure IV-3 : Comparaison entre la théorie de Weibull et les résultats expérimentaux des séries humide (cure à 20°C, 95% HR) (a) ou sèche (cure à 20°C, 50% HR) (b)

II. Simulations axisymétriques des deux premières levées d'une enceinte de confinement

L'objectif de ces simulations est de prédire les champs d'endommagement créés lors de la construction d'une enceinte de confinement d'une centrale nucléaire et de quantifier l'impact du fluage. Ces enceintes sont des ouvrages massifs typiques pour lesquels la fissuration peut être très préjudiciable puisqu'elle augmente considérablement le taux de fuite de l'enceinte. Elles ont donc fait l'objet de nombreuses simulations (**[Benboudjema et Torrenti, 08]** par exemple).

Pour cette étude, deux géométries ont été simulées. Elles correspondent respectivement à la première levée (celle qui suit directement le radier) et à la deuxième levée (qui peut être assimilée à la levée courante). L'effet des armatures n'est pas pris en compte dans ces premières simulations. Il s'agit ici d'étudier également l'effet du coefficient de couplage fluage-fissuration sur les champs d'endommagement du béton.

A. La première levée

La première levée est constituée d'un cylindre de 2,4 m de hauteur. La géométrie complète ainsi que les conditions aux limites utilisées sont données sur la Figure IV-4. La simulation correspond à une durée réelle de 21 jours (durée moyenne entre deux levées). Comme il ne s'agit pas ici de reproduire un essai, la température initiale et la température ambiante sont prises égales à 20°C. Les paramètres utilisés pour cette simulation sont ceux déterminés dans les chapitres précédents et sont résumés dans le tableau III.1. Pour prendre en compte l'effet d'échelle, la résistance en traction a été réduite de 40% par rapport à la résistance mesurée sur éprouvette 11x22 cm. En prenant une longueur caractéristique de 220mm pour la loi de Weibull (pour une éprouvette 11x22 cm), une longueur caractéristique de 137300mm pour le périmètre de l'enceinte et une pente de 1/6 (dans un repère log D ; log ft) pour la diminution de la résistance en traction (conformément aux essais de Van Vliet et Van Mier **[Van Vliet et Van Mier., 00]**), on aboutirait à une réduction de 65%. Cependant comme le montre la Figure III-1, il semblerait qu'il existe une asymptote horizontale pour une diminution de 40%. Par conséquent, une résistance en traction égale à 60% de la résistance mesurée sur éprouvette 11x22 cm a été adoptée pour les simulations.

Les champs d'endommagement de la structure, obtenus après 21 jours sont présentés sur la Figure IV-5. Trois différents cas ont été simulés :

1. L'effet du fluage n'est pas pris en compte
2. Le coefficient de couplage entre le fluage et la fissuration (cf. équation [III-30]) est pris égal à 0,4 (identifié expérimentalement ; cf. chapitre III.I.A).
3. L'effet du fluage est pris en compte et le coefficient de couplage fluage-fissuration (cf. équation [III-30]) est pris égal à 0 (pas de couplage).

Durant cette phase (la première levée), les simulations numériques montrent un champ d'endommagement qui est la conséquence de plusieurs phénomènes :

- Premièrement, à cause de la grande rigidité du radier, une forte contrainte de cisaillement se développe à l'interface entre le voile et le radier. Ceci conduit à une fissuration traversante à l'interface. Cette fissuration n'est pas complètement réaliste puisque la présence d'armatures reprend une partie de ces contraintes de cisaillement. La même simulation avec des armatures modélisées avec des éléments barres ne changerait pas complètement les résultats puisque les éléments barres ne sont pas capables de reprendre des efforts de cisaillement.
- Dans un second temps, un endommagement apparait au cœur de l'enceinte de confinement où les variations de température sont les plus importantes. Cet endommagement est dû au retrait thermique empêché par la partie précédemment coulée (ici le radier). Lorsque le couplage entre fluage et fissuration n'est pas pris en compte, aucun endommagement n'est prédit. Cependant pour un coefficient de couplage fluage-fissuration égal à 0,4, la Figure

IV-5 montre que le champ d'endommagement est plus faible que celui prédit par la simulation précédente (Figure IV-5 (a)). De surcroît, on observe que l'endommagement prédit ne représente pas une fissuration traversante. Ce résultat montre que, dans le cas d'une structure soumise à un retrait empêché, le diagnostique in situ du faciès de fissuration en peau n'est pas suffisant. En effet, l'endommagement du cœur, représentant une fissuration non traversante pourra avoir un impact non négligeable sur l'étanchéité de l'enceinte. Il est également intéressant de remarquer que pour cette levée, l'endommagement maximal n'est pas obtenu aux points les plus chauds mais à la proximité de la singularité géométrique de la première levée qui génère des concentrations de contraintes.

- Finalement, on observe également que le gradient de température entre le cœur et la peau de l'enceinte n'est pas suffisant pour créer une fissuration de peau.

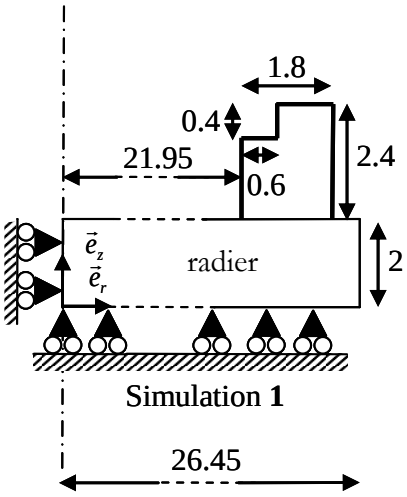
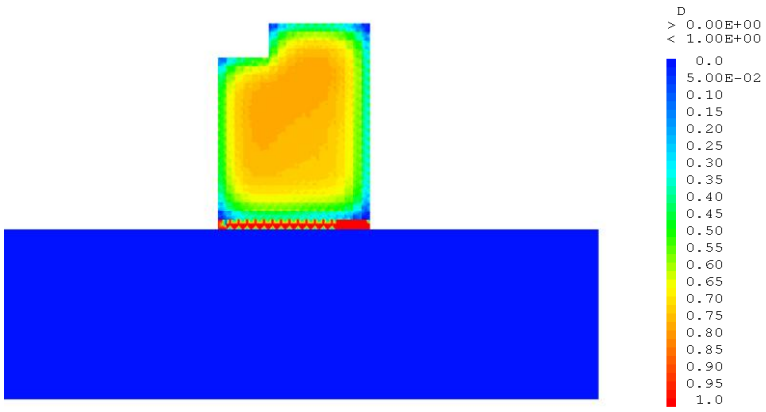
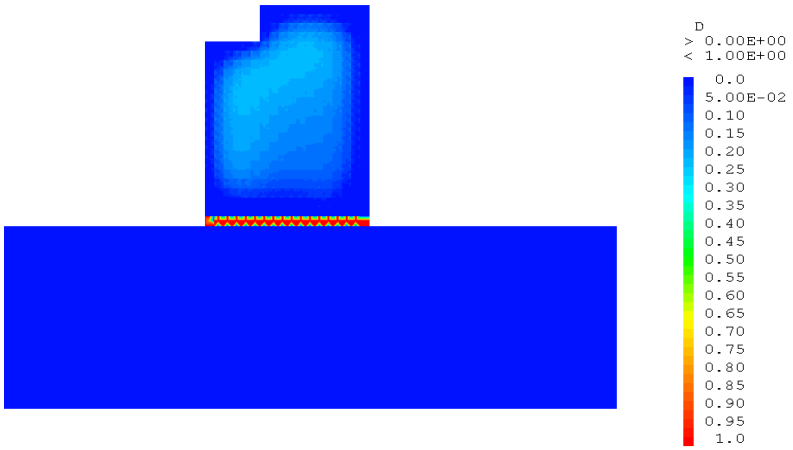


Figure IV-4 : Géométrie et conditions aux limites de la simulation de la première levée (dimensions en m)



(a)



(b)

(c)

Figure IV-5 : Champs d'endommagement de la première levée de l'enceinte de confinement après 21 jours :

(a) = Modèle endommageable sans prise en compte du fluage
(b) = Modèle endommageable avec prise en compte du fluage et du couplage fluage-fissuration
(c) = Modèle endommageable avec prise en compte du fluage et sans prise en compte du couplage fluage-fissuration

B. La levée courante

La deuxième levée est un cylindre de 2 m de hauteur. La géométrie et les conditions aux limites sont présentées sur la Figure IV-6. Comme pour la première levée, les calculs représentent 21 jours de vie réelle de l'ouvrage, les températures initiales et extérieures sont prises égales à 20°C et le calcul est axisymétrique de révolution. Il est cependant à noter que l'état d'endommagement initial du calcul n'est pas celui de la fin du calcul de la première levée car un endommagement axisymétrique n'est pas représentatif de la réalité (pour des fissures radiales). Dans ce cas, le retrait ne serait pas empêché de manière réaliste (un calcul 3D serait plus approprié).

La Figure IV-7 présente les champs d'endommagement obtenus avec les mêmes hypothèses que pour la première levée à savoir :

1. L'effet du fluage n'est pas pris en compte

2. Le couplage entre le fluage et la fissuration est pris égal à 0,4 (comme identifié expérimentalement).
3. L'effet du fluage est pris en compte mais sans couplage avec la fissuration.

Les champs d'endommagement de la deuxième levée présentent un maximum situé au niveau des points les plus chauds. D'autre part, on ne constate pas dans ces simulations d'endommagement à la jonction des deux levées. Mise à part ces différences, les résultats obtenus sont similaires à ceux obtenus pour la première levée.

Les simulations de ces deux levées soulignent le rôle crucial joué au jeune âge par le fluage en traction dans la prédiction de la fissuration des structures massives. D'autre part, elles mettent en exergue le fait que la prédiction de la fissuration peut être entachée d'une erreur importante dès lors que le fluage en traction n'est pas correctement estimé. Même si ces simulations ne représentent pas un cas réel mais plutôt un exercice théorique, il est important de garder à l'esprit qu'une structure soumise à un retrait gêné peut présenter une fissuration de cœur non visible depuis l'extérieur.

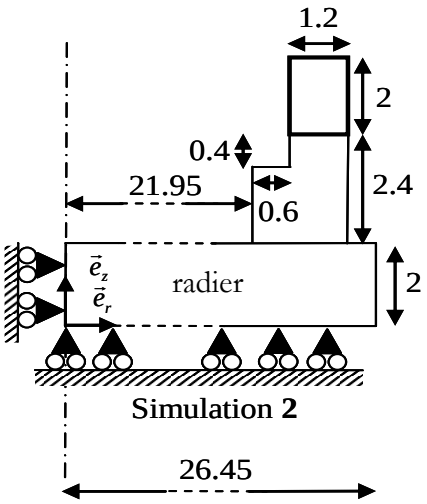
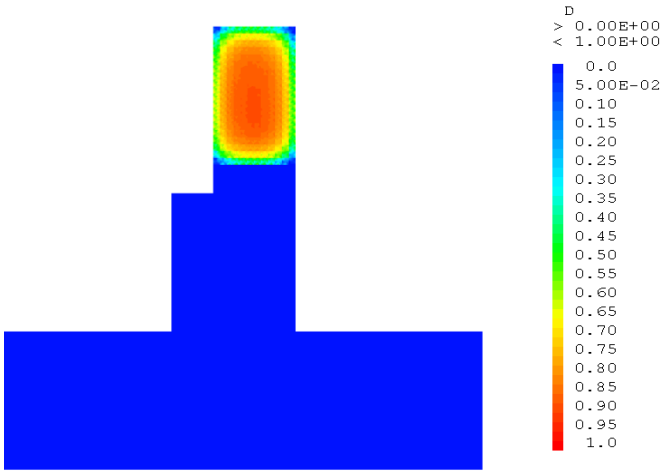
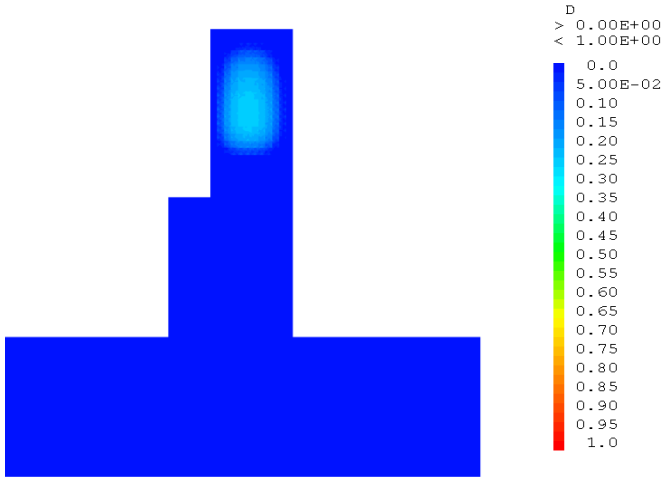


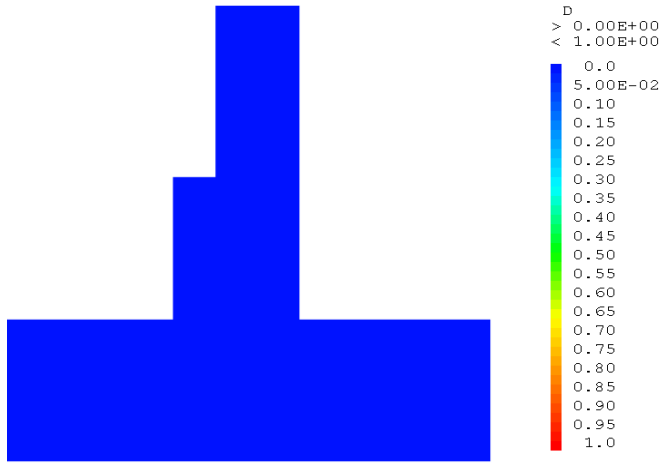
Figure IV-6 : Géométrie et conditions aux limites de la simulation de la deuxième levée (dimensions en m)



(a)



(b)



(c)

Figure IV-7 : Champs d'endommagement de la deuxième levée de l'enceinte de confinement après 21 jours :

(a) = Modèle d'endommagement sans prise en compte du fluage
(b) = Modèle d'endommagement avec prise en compte du fluage et du couplage fluage-fissuration
(c) = Modèle d'endommagement avec prise en compte du fluage et sans prise en compte du couplage fluage-fissuration

III. Simulation d'un tirant massif

La deuxième structure massive que nous avons modélisée est un tirant massif soumis à un retrait gêné. Ce tirant fait partie de structures développées et testés dans le cadre du projet national CEOS.fr. Cependant comme ces expériences sont la base du Benchmark international en aveugle Concrack, les résultats expérimentaux ne seront dévoilés qu'après la remise des rapports des différents participants (en décembre 2010). Afin de ne pas publier les résultats de nos simulations sur ce tirant, nous avons choisi d'utiliser la géométrie proposée par le Benchmark en conservant les paramètres du béton que nous avons étudié durant cette thèse. Les caractéristiques en termes de fluage, retrait, échauffement, caractéristique mécanique étant relativement différentes, les temps d'apparitions des fissures, les ouvertures de fissures et même les faciès de fissuration le seront aussi et l'intégrité du secret des résultats expérimentaux est ainsi conservée.

A. Structure à modéliser - maillage

Afin d'empêcher le retrait thermique et endogène du tirant massif, aux abouts de celui-ci, deux chevêtres servent de base à deux butons métalliques parallèles au tirant (Figure IV-8). La section massive du tirant (0,8 x 0,5 m) permet le développement d'un échauffement important du béton. Pour les calculs 3D, seul ¼ de la structure est maillé (pour des raisons de symétrie). Il n'est pas ici possible de réaliser les simulations sur le 8ème de l'éprouvette (exploitant ainsi le troisième plan de symétrie) car les conditions limites ne présentent que 2 plans de symétrie. Deux tailles de mailles permettent de vérifier la non-dépendance au maillage des résultats.

Les structures massives étant en généralement fortement armées, l'équipe d'organisation du Benchmark a opté pour un ferraillage important du tirant (Figure IV-9). D'une part, les armatures constituant les cadres du tirant ne sont pas pris en compte dans les simulations. D'autre part, la modélisation des armatures du chevêtre étant complexes, nous avons pris le parti de ne pas les prendre en compte et de considérer les chevêtres comme non-endommageables. La forme de certaines armatures (notamment l'armature en « V » traversant de part en part les goussets) n'est pas compatible avec un maillage régulier du béton. Afin de la prendre tout de même en compte, l'operateur « RELA ACCRO » du code de calcul aux éléments finis Castem (Castem) a été utilisé (cet opérateur permet de dissocier le maillage volumique du béton et le maillage linéique de l'acier). Une attention particulière est nécessaire dans l'utilisation de cet opérateur afin de prendre en compte la dilatation thermique des armatures (pour cela le champ de température obtenu par le calcul thermique est projeté sur les armatures).

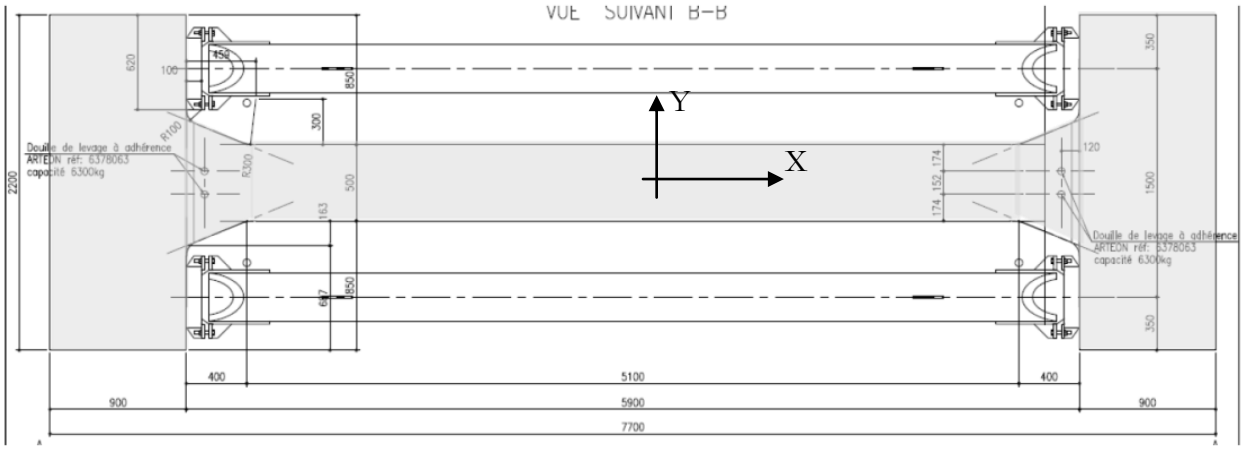


Figure IV-8 : Géométrie du tirant massif modélisé

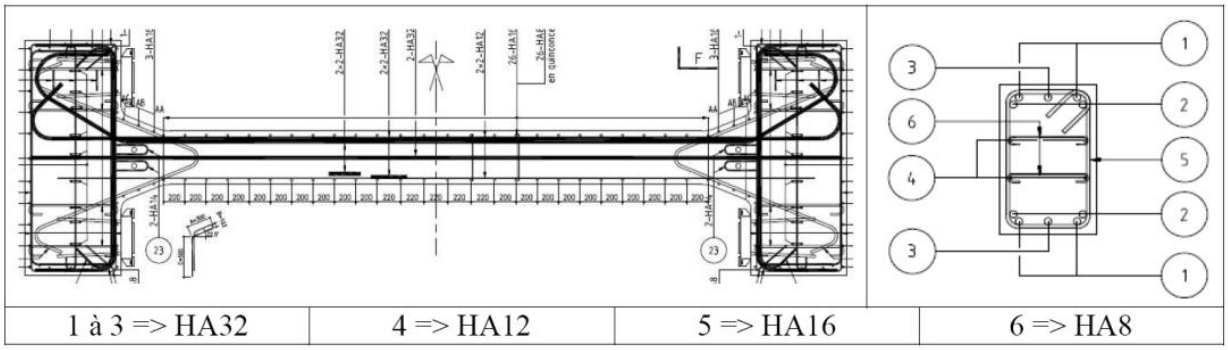


Figure IV-9 : Plan de ferraillage du tirant massif

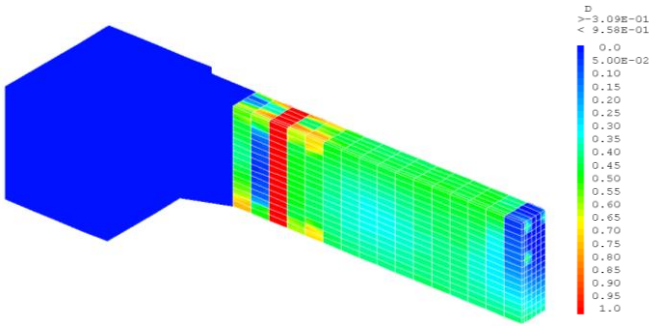
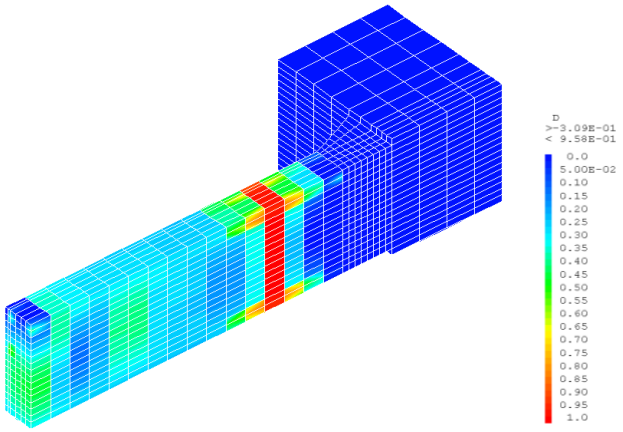
B. Résultats et commentaires relatifs aux calculs effectués

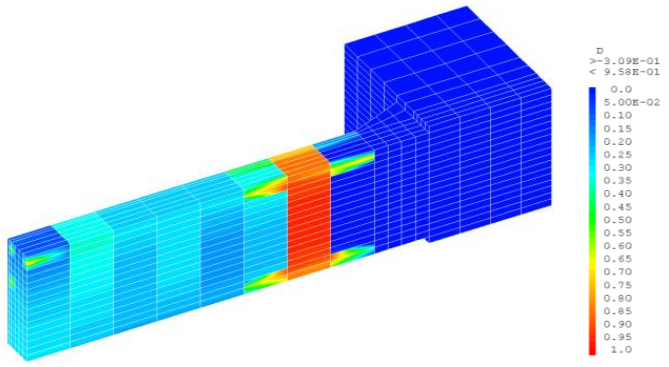
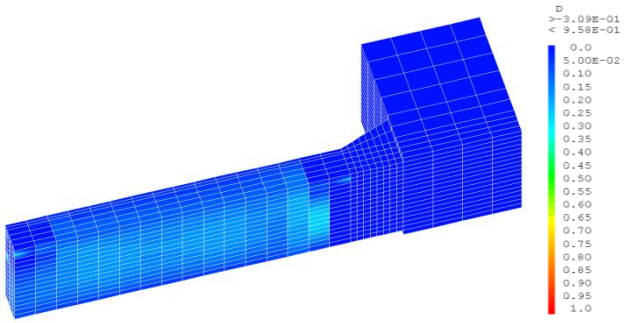
Comme lors de la simulation axisymétrique des deux premières levées de la construction d'une enceinte de confinement, les paramètres matériaux sont ceux identifiés dans les chapitres précédents. L'utilisation d'une loi de Weibull pour prendre en compte les effets d'échelles en se basant toujours sur les travaux de Van Mier et Van Vliet **[Van Vliet et Van Mier, 00]** conduit à une réduction de 40% de la résistance en traction. L'objectif de ces simulations est d'une part d'étudier l'impact du coefficient de couplage fluage-fissuration sur le comportement du béton d'une structure massive soumise à un retrait gêné et mais également d'apporter des informations quantitatives (en terme d'ouverture de fissures) non accessibles sur des calculs axisymétriques. Pour cela, les mêmes cas de calculs que dans l'étude des deux premières levées de la construction d'une enceinte de confinement ont été réalisés à savoir :

1. L'effet du fluage n'est pas pris en compte
2. Le couplage entre le fluage et la fissuration est pris égal à 0,4 (identifié expérimentalement)
3. L'effet du fluage est pris en compte mais sans couplage avec la fissuration.

Les champs d'endommagement obtenus à la fin du calcul (240 h) sont présentés dans le Tableau IV-1. Le cas 2bis repose sur les mêmes hypothèses que le cas 2 mais la taille longitudinale de la maille du tirant a été multipliée par 2.

Tableau IV-1 : Cartes d'endommagement pour les différents cas de calcul

Cas	*Carte d'endommagement*
1	
2	

2bis	
3	

Les résultats de ces simulations sont intéressants à plusieurs titres. D'une part, on constate que la prise en compte du fluage diminue considérablement l'endommagement de la structure puisque les résultats des simulations correspondants au cas n°3 prédisent un endommagement faible alors que dans le cas n°1 la structure est fortement endommagée. D'autre part, on constate que la prise en compte du coefficient de couplage fluage-fissuration établit un état intermédiaire entre les cas extrêmes (cas n°1 et n°3). On constate également que lorsqu'une macrofissure est établie (bande d'éléments dont l'endommagement est proche de 1), la fissuration se propage le long des armatures. Toutefois, l'observation des champs d'endommagement obtenus reste qualitative et afin d'établir une comparaison moins subjective, il est nécessaire d'établir un indicateur de dégradation de la structure. L'indicateur le plus intéressant reste inévitablement la quantification de l'ouverture de fissure générée par le retrait gêné.

Comme nous le signalions dans le chapitre 3, actuellement plusieurs équipes de recherches travaillent sur des méthodes de post traitement de champs d'endommagement afin de déterminer une ouverture de fissure. Nous avons donc utilisé la méthode développée par Matallah et al. **[Matallah et al., 09]** afin d'essayer de quantifier l'ouverture de fissure. Il s'avère que ce post traitement développé pour des calculs mécaniques (en non thermo visco-élastique) surestime, dans notre cas, largement l'ouverture de fissures (le calcul étant basé sur le déplacement des nœuds ce qui intègre également les déformations de retrait thermique et endogène et les déformations de fluage). L'adaptation de cette procédure au cas thermo visco-mécanique n'est pas évidente car bien que les déformations thermiques et de fluage puissent être calculées et donc retranchées avant le post-traitement, dans notre modèle, une partie des déformations de fluage intervient dans le calcul de l'endommagement.

Pour analyser ces simulations, nous avons donc choisi une méthode plus simple qui consiste à faire la différence entre les déplacements calculés pour un cas endommageable et les déplacements calculés pour le même cas avec un modèle sans endommagement. Dans la suite de ce mémoire, cette différence de déplacement sera appelée déplacement normalisé. Ainsi, l'amplitude d'un saut de déplacement représente l'ouverture de fissure. Cette méthode simple nécessite cependant de faire deux simulations du même cas et ne permet pas l'automatisation du post traitement (le choix de la direction du calcul des ouvertures de fissures et manuel est nécessite d'être fait préalablement au

calcul). D'autre part, cette méthode repose sur l'hypothèse qu'un élément ne peut être traversé que par une seule fissure.

Les résultats en utilisant cette méthode pour les quatre cas sont présentés sur la Figure IV-10 et les ouvertures de fissures calculées (amplitude du saut de déplacement) sont données dans le Tableau IV-2. On observe d'une part que les ouvertures de fissures calculées pour les cas 2 et 2bis sont proches (écart relatif inférieur à 4%) validant ainsi l'indépendance des résultats à la finesse du maillage et donc la méthode de régularisation par l'énergie de fissuration basée sur les travaux d'Hillerborg et al. **[Hillerborg et al., 76]** . D'autre part, on constate une diminution de l'ouverture de fissure de 45% lorsque le fluage ainsi que le coefficient de couplage fluage-endommagement est pris en compte alors qu'une simulation visco-élastique sans prise en compte de ce coefficient prédirait une diminution de l'ouverture de fissure proche de 100%.

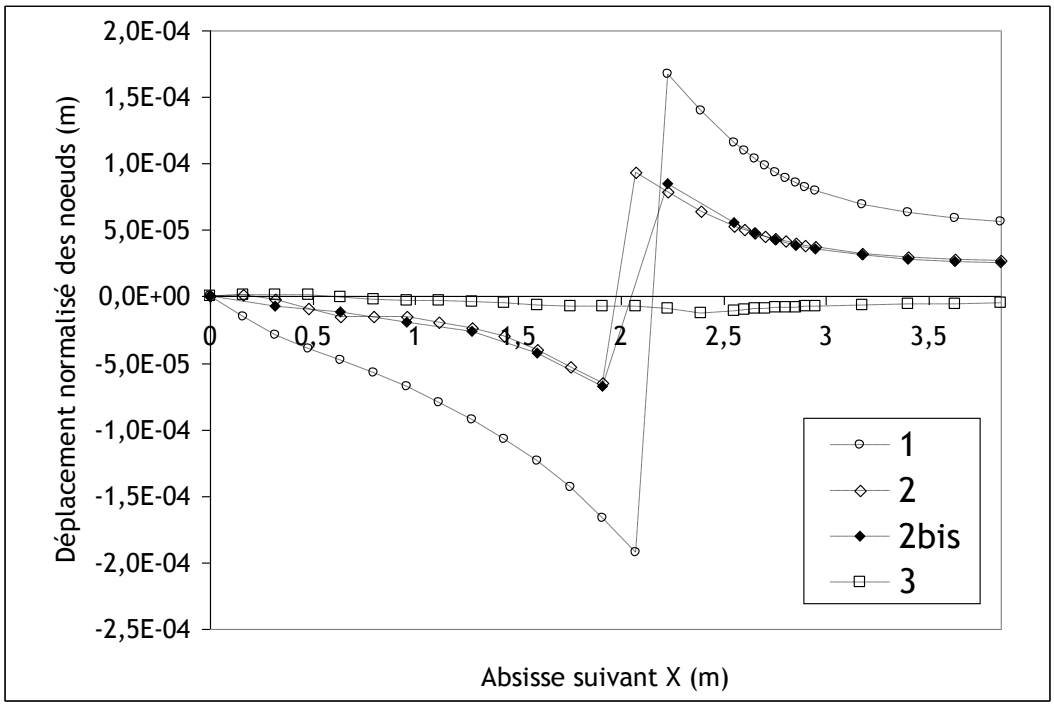


Figure IV-10 : Différence des déplacements (avec et sans endommagement) des nœuds suivant l'axe X

Tableau IV-2 : Valeurs des ouvertures de fissures du tirant pour les différents cas de calcul

Cas	*1*	*2*	*2bis*	*3*
Ouverture de fissures	359µm	158µm	152µm	-

IV. Simulation du voile BO de Civaux

Cette modélisation a été réalisée dans le cadre du benchmark du projet national CEOS.fr dans sa partie THM (Thermo Hydro Mécanique) appliquée au cas des murs de Civaux. Elle consiste à prédire les évolutions de température pour un mur test composé d'un béton représentatif d'une enceinte de centrale nucléaire, ainsi que les fissures (positions et ouvertures).

A. Structure à modéliser - maillage

Il s'agit de modéliser un mur de 20m de long et de 1,2m d'épaisseur coulé sur un radier. Pour les calculs 3D, seul ¼ de la structure est maillée (pour des raisons de symétrie). L'utilisation d'une loi de Weibull pour prendre en compte les effets d'échelle en se basant toujours sur les travaux de Van

Mier et Van Vliet **[Van Vliet et Van Mier, 00]** conduisent pour cette dernière structure également à une réduction de 40% de la résistance en traction. Dans le cas des calculs 2D, seule la moitié de la structure est maillée. Les maillages utilisés lors des calculs 3D et 2D sont donnés dans la Figure IV-11.

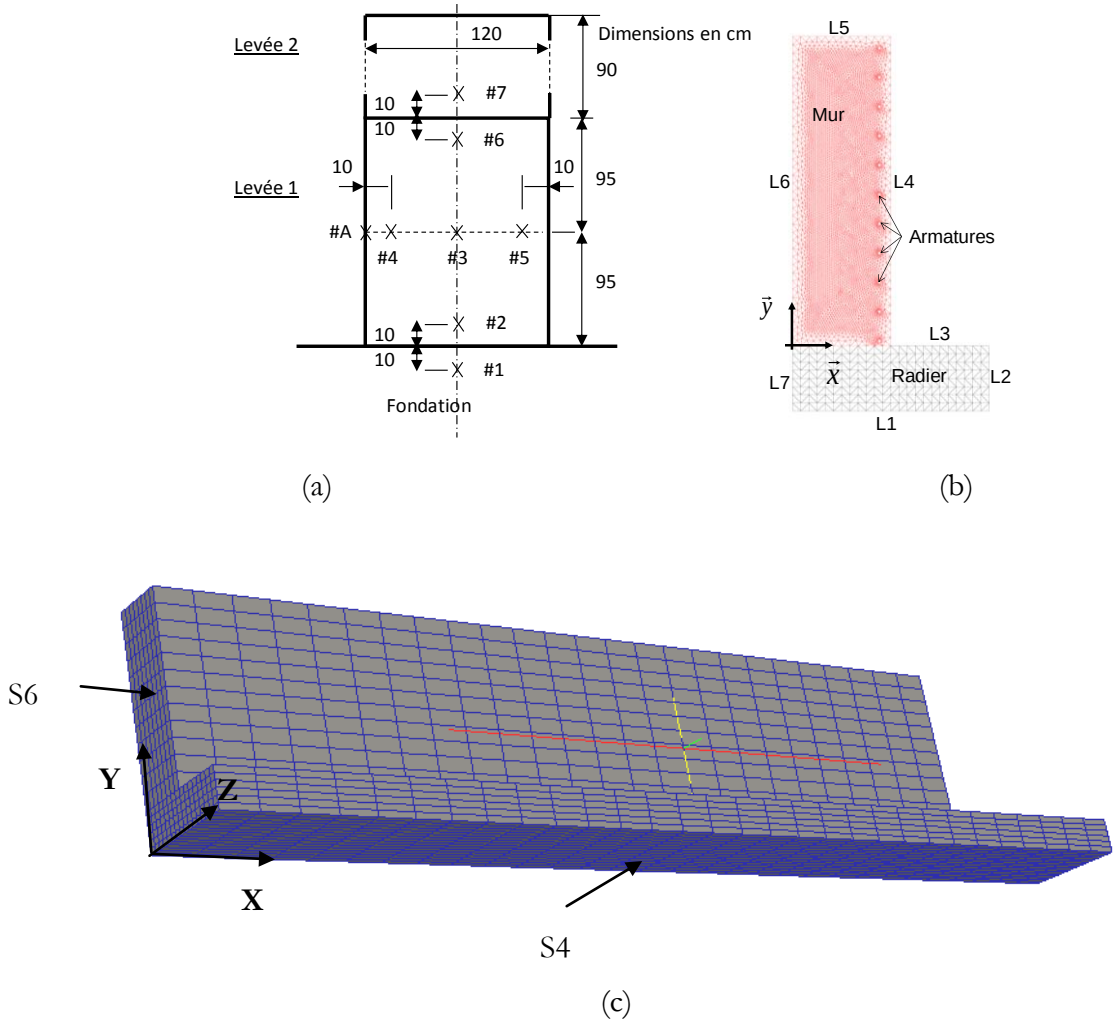


Figure IV-11 : Position des sondes de température (a) ; Maillage 2D – éléments finis TRI3 – 10 422 éléments (b) ; Maillage 3D – éléments finis CUB8 – 4880 éléments. Armatures maillées avec des éléments barres (c)

B. Résultats et commentaires relatifs aux calculs effectués

Les paramètres relatifs au dégagement de chaleur et à l'hydratation (affinité chimique et chaleur latente d'hydratation) ont été identifiés à partir des essais fournis dans les données du Benchmark (cf. annexe C). Les paramètres de l'évolution de l'affinité chimique de l'énergie d'activation et la valeur de la chaleur latente d'hydratation utilisés et déterminés à partir des données du Benchmark sont présentés dans le Tableau IV-3. L'évolution de la température est présentée sur la Figure IV-12 (position des sondes : cf. Figure IV-11).

Tableau IV-3 : Valeurs des paramètres utilisé pour la simulation du voile de Civaux (béton ordinaire) identifié à partir des données du Benchmark

Paramètre	*Valeur* *Unité*

Energie d'activation		36583,8	J/mol
Chaleur latente d'hydratation		137000	KJ.m³
Affinité chimique			1/s
	a	16,62	
	b	50,81	
	c	192,21	
	d	-1173,77	
	e	602,27	
	f	1624,42	
	g	-1367,28	

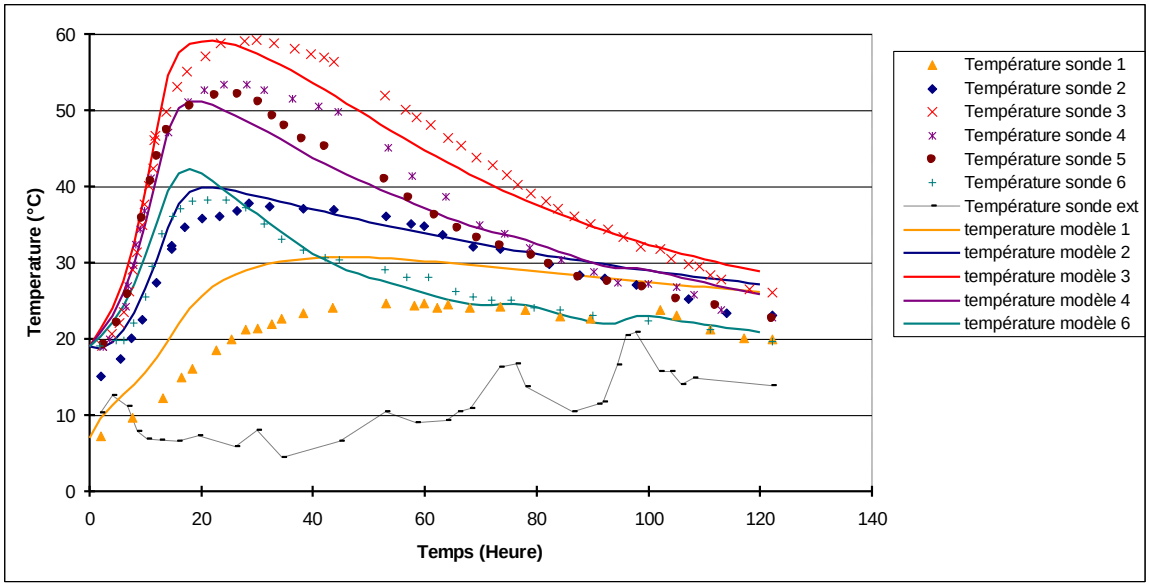


Figure IV-12 : Evolution des températures. Comparaison expérience/simulation numérique

On constate une bonne concordance entre les simulations numériques et les résultats expérimentaux (valeur de température maximale et cinétique), hormis pour la sonde 1. Cette sonde étant placée en partie basse, cette différence est probablement liée au fait que nous avons considéré la structure comme étant symétrique, alors que ce n'est pas réellement le cas (le radier n'est pas symétrique et s'arrête à l'aplomb du mur sur un des côtés) et que nous n'avons pas maillé le sol.

Les simulations numériques 3D avec prise en compte de l'endommagement, des armatures (maillées à l'aide d'éléments barres) et du fluage montrent une fissuration au niveau de la reprise de bétonnage entre le radier et le mur (cf. Figure IV-13). Ceci correspond à un soulèvement du mur (qui peut être effectivement observé expérimentalement). Aucune fissuration verticale n'est alors prédite, car à ce moment le mur et le radier sont « désolidarisés », et donc chacune des parties est libre de se déformer. Cela vient du fait que les éléments barres ne sont pas adaptés (les éléments barres n'ayant qu'une rigidité normal et ne sont donc pas capable de reprendre des sollicitations de cisaillement).

Par conséquent, des calculs 2D en déformations planes ont été effectués. Les iso-valeurs d'endommagement sont reportées également sur la Figure IV-13. On constate tout de même un endommagement au niveau de la reprise de bétonnage. Le mur en béton fissure, puisque les déformations perpendiculaires au plan de la figure sont empêchées (déformations planes).

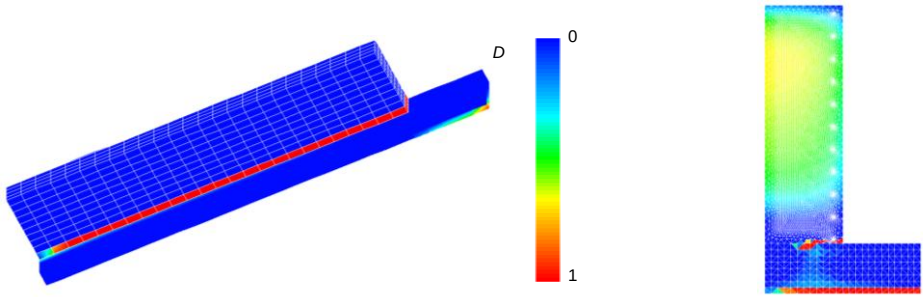


Figure IV-13 : Iso-valeurs d'endommagement après 120 heures en 3D et en 2D.

Les comparaisons 3D/2D avec un modèle élastique (pas de prise en compte de l'endommagement) et avec ou sans prise en compte du fluage sont effectuées sur la Figure IV-14.

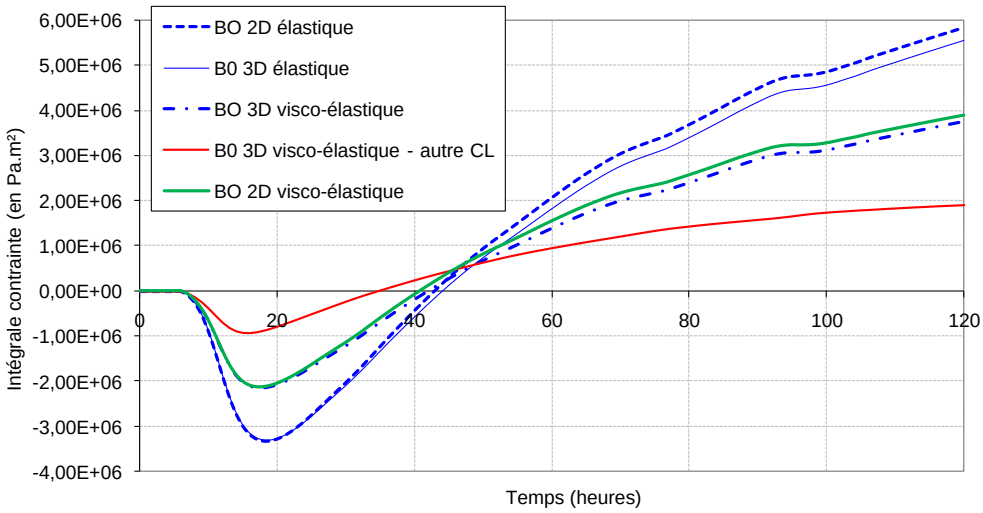


Figure IV-14 : Evolution de l'intégrale des contraintes longitudinales (σxx, cf. Figure IV-11c) sur la face S6 (uniquement la partie correspondante au mur, le radier n'est pas pris en compte).

On remarquera que les calculs 3D sont sensibles aux conditions aux limites (dans le calcul « autre CL »), la face S4 n'est bloquée que suivant UZ (cf. Figure IV-11c). On remarquera l'importance des déformations de fluage qui permettent de relaxer les contraintes (diminution de l'ordre de 1/3).

A partir de ces simulations numériques, le calcul d'ouverture de fissures est effectué pour la région centrale du mur en utilisant le calcul 2D en déformations planes (qui est légèrement pessimiste, comme le montre la Figure IV-14), avec une loi de comportement viscoélastique à l'aide d'une approche règlementaire (**[EC2-1-1 annexe française]**).

$$w_k = Sr(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \text{ avec } \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s}\left(1 - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s \rho_{s,eff}}\left(1 + \alpha_e \rho_{s,eff}\right)\right) \geq 0{,}6\frac{\sigma_s}{E_s} \text{ et } \sigma_s = \frac{N}{A_s} - \frac{1}{2}\frac{B}{A_s} f_{ct,eff}$$

où N est l'effort de traction sur la section complète du voile [N] (issu du calcul éléments finis), A_s est la section d'armature sur la section du voile [m²], B est la section de béton [m²], $f_{ct,eff}$ est la résistance en traction du béton [MPa], E_s est le module d'Young des armatures [MPa], kt est un coefficient tenant compte de la durée du chargement (0,6) , αe est le rapport des modules d'Young acier-béton

(6,23), $\rho_{s,eff}$ est la rapport entre la section d'acier et la section de béton efficace (0,0087), S_r est l'espacement entre deux fissures [m], et w_k est l'ouverture de fissure [m].

Nous n'avons pas retenu ici le modèle avec endommagement (Figure IV-13) car il conduisait à un endommagement à l'interface qui fausse le champ de contraintes réel. Dans ce cas, il n'est pas nécessaire de mailler les armatures car s'il n'y a pas d'endommagement, elles ne sont que très faiblement sollicitées.

Tableau IV-4 : Valeur des ouvertures de fissures du mur pour les différents cas de calcul

sr,max = 0,9 m	*sr,max = 0,9 m*	*sr,max = 2,2 m*
N = 6 MN pas de prise en compte du fluage	N = 4 MN prise en compte du fluage	N = 4 MN prise en compte du fluage
wk = 774 µm	wk = 216 µm	wk = 528 µm

On remarque une influence prépondérante des déformations de fluage, qui permettent de diviser par environ un facteur 3 les ouvertures de fissures. Les ouvertures de fissures mesurées in situ sont comprises entre 40 et 500 µm en zone médiane (cf. annexe C). Les calculs effectués avec prise en compte du fluage donnent donc des résultats du même ordre de grandeur que ceux constatés sur site.

Ces résultats ne sont toutefois pas pleinement satisfaisants et pour éviter (ou du moins limiter), la désolidarisation complète de l'ouvrage en deux parties (le radier et le mur) des simulations avec des éléments poutres à la place des éléments barre ont été réalisées. De surcroît, nous avons vu sur les simulations axisymétriques des deux premières levées d'une enceinte de confinement que ce phénomène de cisaillement à l'interface est moins marqué pour les levées suivantes. Nous avons donc également modélisé la deuxième levée du mur d'essai de Civaux. Les résultats, en termes d'endommagement, sont présentés sur la Figure IV-15. On observe toujours cet endommagement d'interface, cependant, une fissuration verticale (2 fissures traversantes) apparait dans la première levée confirmant ainsi la présence d'une contrainte de traction dans le voile et 5 fissures (dont 4 traversantes) dans la deuxième levée.

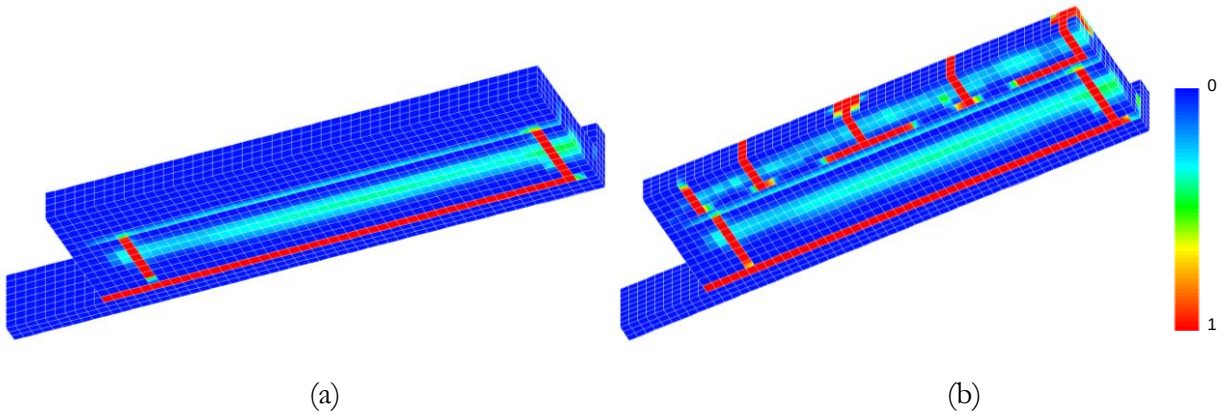


Figure IV-15 : Iso-valeurs d'endommagement après 120 heures (levée 1)(a) et 240 heures (levées 1 et 2)(b).

Avec la même méthode que celle employée dans l'analyse du tirant massif, on peut déterminer les ouvertures de fissures. La Figure IV-16 présente les déplacements normalisés des nœuds permettant de déterminer les ouvertures de fissures. A la fin du calcul (240h), les simulations prédisent deux fissures traversantes pour la levée 1 (ouverture de fissures maximale : 232µm à cœur et 125µm en

peau) et 5 fissures dont 4 traversantes pour la levée 2 (ouverture de fissures maximale : 565µm à cœur et 435µm en peau).

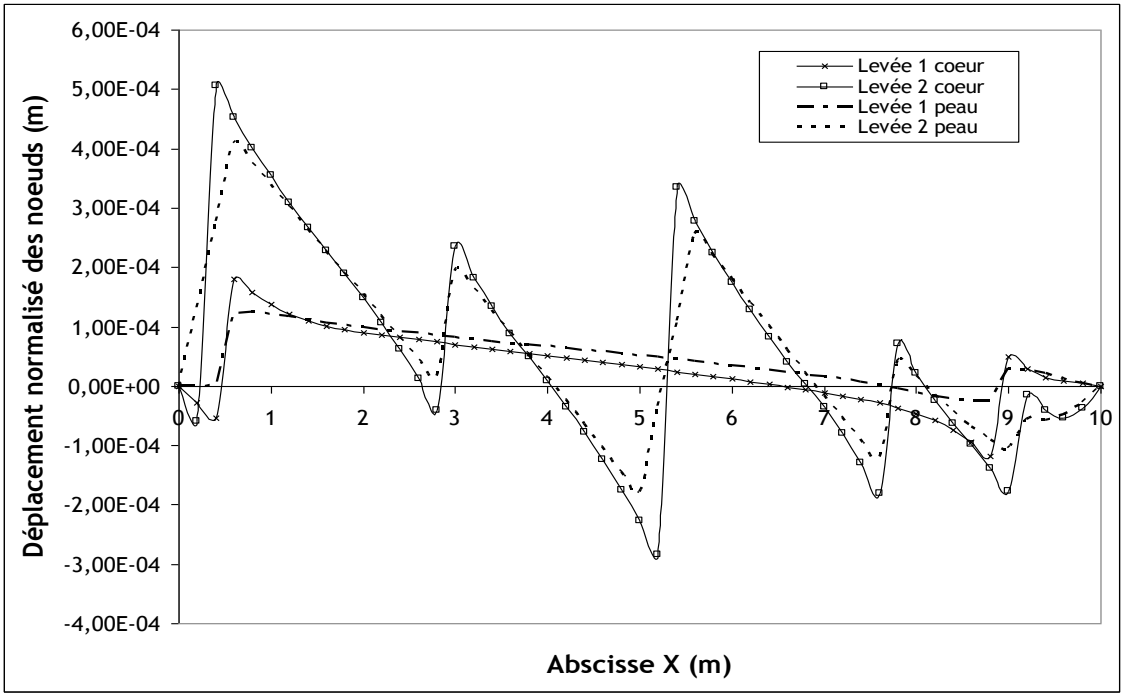


Figure IV-16 : Déplacement normalisé des nœuds à mi-hauteur (à cœur et en peau) des levées après 240h

On est alors en droit de se demander si la différence de comportement de la deuxième levée provient de la différence géométrique (puisque la levée ne fait que 90 cm de haut au lieu de 1,9 m pour la première) ou de la différence des conditions aux limites (puisqu'elle est coulé sur la levée 1 et non sur le radier. Afin de valider une des deux hypothèses, nous avons donc réalisé une simulation avec deux levées de 1,9m de haut. Les résultats en termes d'endommagement sont présentés sur la Figure IV-17. Nous pouvons constater la présence de fissures verticales prouvant ainsi que la différence de comportement (fissuration horizontale à l'interface ou fissuration verticale) provient bien des conditions aux limites particulières de la première levée. Les ouvertures de fissures en peau pour cette dernière simulation sont comprises entre 117µm et 484µm.

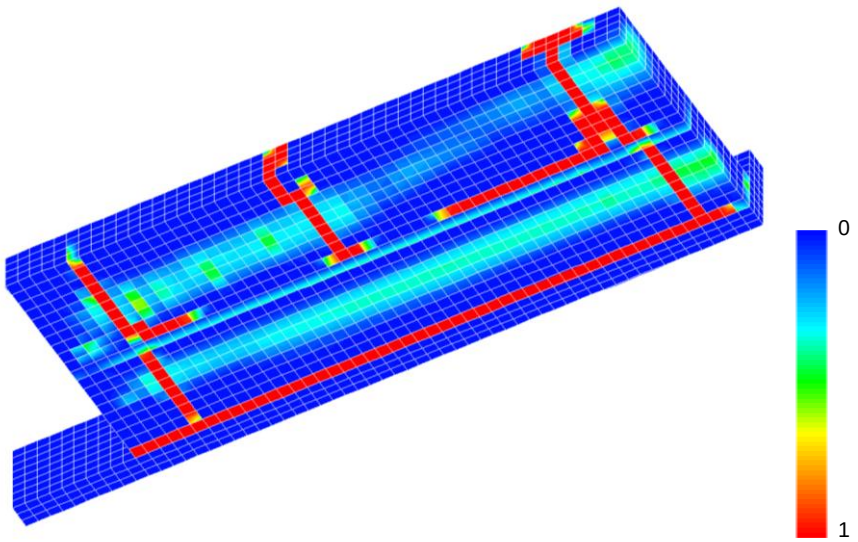


Figure IV-17 : Iso-valeurs d'endommagement après 240 heures (levées 1 et 2). Les deux levées font 1,9m de haut.

Le dernier chapitre de ce mémoire de thèse nous a permis de tester la capacité du modèle mis en place à prédire l'endommagement de structures massives. Après une première partie bibliographique soulignant l'importance des effets d'échelle dans la modélisation de structures réelles à partir d'essais de laboratoire, trois ouvrages ont été modélisés. Les objectifs de ces modélisations étaient de prédire le comportement du béton lors du coulage des deux premières levées d'une enceinte de confinement de centrale nucléaire, d'étudier de manière quantitative l'effet du couplage entre fluage et fissuration sur un tirant massif, et finalement de reproduire le comportement expérimental d'un voile massif coulé sur un radier.

La modélisation axisymétrique des deux premières levées d'une enceinte à mis en évidence le rôle crucial joué au jeune âge par le fluage en traction dans la prédiction de la fissuration des structures massives. Elle a également démontré que la prédiction de la fissuration peut être entachée d'une erreur importante si le fluage en traction n'est pas correctement estimé. Finalement, même si ces simulations ne représentent pas un cas réel puisque les armatures et les singularités d'une enceinte de confinement (sas d'accès) n'ont pas été prises en compte, nous avons vu qu'une structure soumise à un retrait gêné peut présenter une fissuration de cœur non visible depuis l'extérieur qui peut augmenter significativement la perméabilité de ce type d'ouvrage.

L'étude du tirant massif soumis à un retrait gêné a montré que la prise en compte du fluage diminue considérablement l'endommagement de la structure. D'autre part, on a constaté que la prise en compte du coefficient de couplage fluage-fissuration permet d'obtenir un état d'endommagement intermédiaire entre les cas extrêmes (sans fluage ou avec fluage mais sans couplage). Nous avons également constaté que lorsqu'une macrofissure est établie, la fissuration avait tendance à se propager le long des armatures. Finalement, la détermination des ouvertures de fissures nous a permis de constater une diminution de l'ouverture de fissure de 45% lorsque le fluage ainsi que le coefficient de couplage fluage-endommagement sont pris en compte alors qu'une simulation visco-élastique sans prise en compte de ce coefficient prédirait une diminution de l'ouverture de fissure proche de 100%.

Le dernier ouvrage modélisé permet de confronter les résultats des simulations aux résultats expérimentaux puisqu'il s'agit d'une structure test réalisée lors de la construction d'une enceinte de confinement. Les résultats thermiques obtenus numériquement sont en bonne concordance avec les températures mesurées in situ montrant ainsi qu'on peut prédire avec une bonne précision les évolutions de la température dans un ouvrage massif à partir de mesures calorimétriques. Sur les aspects mécaniques, un calcul 3D en utilisant des éléments barres pour les armatures n'est pas capable de prédire des fissures verticales après une reprise de bétonnage. Une approche combinant simulations numériques 2D (en déformations planes) et approche réglementaire (EC2-1-1 annexe française) permet de prédire avec un bon ordre de grandeur les ouvertures de fissures pour le mur de Civaux. Les calculs mettent aussi en avant le rôle prépondérant des déformations de fluage dans le béton, qui permettent de diminuer d'un facteur 3 les ouvertures de fissures. L'utilisation d'éléments poutres pour modéliser les armatures permet enfin d'éviter la désolidarisation complète du voile et du radier, et les simulations prédisent alors des fissures verticales. En comparant avec le relevé de fissures expérimentales, seules deux des quatre fissures sont prédites. Par contre, les résultats de la deuxième levée montrent une fissuration plus importante (5 fissures). Ceci s'explique par le fait que l'interface entre les deux levées ne s'endommage pas (on retrouve les mêmes résultats sur la modélisation axisymétrique des deux premières levées d'une enceinte de confinement). Dans ce cas les simulations reproduisent correctement le comportement d'un élément soumis aux retraits thermique et endogène gênés. Les ouvertures de fissures calculées dans la deuxième levée sont alors du même ordre de grandeur que les mesures expérimentales de la première levée.

Conclusion générale

L'objectif de cette thèse était d'étudier expérimentalement et numériquement la fissuration au jeune âge induite par retrait empêché d'origine thermique et endogène dans les ouvrages massifs. Ces ouvrages et notamment les enceintes de confinement étant fortement armés et réalisés en plusieurs levées, nous devions également évaluer l'influence de la présence d'armatures et des reprises de bétonnage sur la fissuration. De plus, comme la fissuration a lieu lors de la décroissante en température des ouvrages, l'impact de la vitesse de décroissance en température sur la fissuration méritait d'être quantifié.

Cette thèse fait partie d'un thème de recherche mené par l'IRSN qui vise à prédire le comportement à long terme d'une enceinte de confinement en termes de déformation et de taux de fuite. L'objectif global de ce thème de recherche est de regrouper les informations nécessaires pour pouvoir statuer sur la possibilité de prolongement de la durée de vie des enceintes de confinement. Ce travail de thèse regroupe donc les informations nécessaires à la compréhension du comportement au jeune âge d'une enceinte de confinement afin d'être en mesure d'établir un état initial de l'enceinte qui sera la base de simulation à long terme.

Pour répondre à ces objectifs, la démarche globale adoptée se composait de quatre étapes qui représentent les quatre chapitres de ce manuscrit.

Une description relativement complète (il manque l'étude de l'influence de la température sur le fluage en traction) du comportement au jeune âge d'un béton en condition endogène d'un point de vue macroscopique a fait l'objet du premier chapitre. Nous avons étudié les phénomènes majeurs à prendre en compte dans l'étude du jeune âge du béton à savoir le comportement thermo-chimique (hydratation et évolutions des propriétés thermiques), le comportement mécanique (évolution des caractéristiques mécaniques), l'évolution des déformations endogènes et le comportement viscoélastique (fluage propre). Ce chapitre a permis l'étude des différents phénomènes de manière découplée ainsi que la mise en place de modèles macroscopiques capables de reproduire les essais réalisés et l'identification des paramètres relatifs à ces lois. De ce chapitre, on peut tirer les conclusions suivantes:

- L'hydratation peut être correctement décrite par des essais semi-adiabatiques sur béton (présentant l'avantage d'être une mesure continue) puisque les résultats concordent avec des essais par perte au feu.
- Les calculs des évolutions de température montrent une importante sensibilité vis-à-vis des conditions de coulage (température initiale du béton et température extérieure) et vis-à-vis de la prise en compte de l'évolution de la capacité calorifique. Par contre, l'énergie d'activation (dès lors que l'on considère le couple affinité chimique et énergie d'activation) et l'évolution de la conductivité jouent un rôle moins marqué.
- Les évolutions des caractéristiques mécaniques du béton déterminées sont en bonne concordance avec les résultats de la littérature et peuvent être correctement prédites par les lois disponibles dans la littérature. La présence de reprise de bétonnage peut toutefois diminuer la résistance en traction de 20%.
- L'amplitude des déformations endogènes du béton utilisé est relativement faible (retrait endogène final : 40μm). L'étude détaillée de ce phénomène n'est donc pas d'une importance majeure pour l'étude de la fissuration par retrait gêné pour cette composition.
- Les déformations de fluage propre en traction et en compression de la composition testée suivent globalement les mêmes évolutions. L'effet de la température, constante ou variable,

sur le fluage en compression a également été quantifié montrant l'importance de ce phénomène

Dans la plupart des cas, les résultats expérimentaux obtenus sont en concordance avec les résultats de la littérature (excepté le comportement viscoélastique pour lequel la littérature n'est pas unanime).

Néanmoins, dans la réalité, lors de la construction d'un ouvrage massif, l'ensemble de ces phénomènes apparaissent simultanément. Des couplages entre les différents phénomènes sont donc possibles. Il apparaissait donc nécessaire de réaliser un essai de laboratoire qui serait représentatif du comportement d'un ouvrage réel

Le deuxième chapitre a donc été dédié à l'étude expérimentale de la fissuration par retrait thermique gêné des structures massives par un essai dit « intégral » ou « global ». La principale difficulté réside dans la reproduction à échelle réduite (en laboratoire) de l'importante évolution de la température au sein d'un élément massif dû à la réaction d'hydratation. L'essai à l'anneau de retrait gêné passif (dispositif le plus couramment utilisé pour sa simplicité de mise en œuvre) ne permet pas d'obtenir avec notre composition de fissuration macroscopique. En effet, dans cet essai le retrait thermique est très faible et seul le retrait endogène intervient.

Un nouvel essai a donc été développé permettant la prise en compte du retrait thermique tout en gardant les avantages des essais à l'anneau. Le principe de cet essai consiste à de chauffer l'anneau métallique afin de le dilater et générer des contraintes de traction supplémentaires dans le béton menant à la fissuration. Vis-à-vis des systèmes de dilatation par pression interne ou force mécanique la dilatation de l'anneau par un système de circulation de fluide chaud présente l'avantage de faire intervenir l'effet de la température sur les déformations de fluage du béton (que ce soit l'effet de la température sur le fluage propre ou le fluage thermique transitoire) comme elle intervient dans les structures massives. Dans ce nouvel essai, la décroissance en température d'un ouvrage massif (dont les déformations sont gênées) qui génère les contraintes de traction est reproduite en laboratoire par une montée en température d'un anneau métallique entouré d'un spécimen de béton de forme annulaire.

Cet essai dit essai à l'anneau thermique actif (ATAc) a permis d'étudier l'influence de la fissuration au jeune âge des structures massives soumises à un retrait gêné. Les résultats montrent les résultats suivants :

- Les armatures retardent l'instant de fissuration, distribuent la fissuration (multi-fissuration) et diminuent les ouvertures de fissures.
- Les reprises de bétonnage localisent la fissuration et augmentent la sensibilité à la fissuration.
- Les températures à imposer pour obtenir la fissuration restent très proche les unes des autres lorsque la vitesse de montée en température varie. Il semblerait donc que la fissuration dépende moins de la vitesse que de l'amplitude de l'évolution de température.
- Des essais de perméabilité à travers une fissure ont été réalisés montrant que le coefficient de la loi de Poiseuille (prenant en compte la tortuosité et la rugosité de la fissure créée) identifié sur une fissure localisée aux droits des reprises de bétonnage (α=0,22), est proche des coefficients disponible dans la littérature (pour des fissures créées sans reprise de bétonnage).

Toutefois, une analyse plus précise est nécessaire afin de pouvoir quantifier les effets des armatures, et des reprises de bétonnage.

Après une comparaison avec un modèle analytique (basé sur les formules proposées par Hossein et Weiss **[Hossein et Weiss, 04])** et une analyse rhéologique montrant l'intérêt de l'utilisation d'un modèle éléments finis, les essais du chapitre 2 ont été modélisés dans le chapitre 3.

Le modèle utilisé est un modèle thermo-chimico mécanique permettant de prendre en compte le fluage du béton à l'aide d'un modèle rhéologique. Ce modèle prédit la fissuration du béton par une approche continue de type endommagement. Le couplage entre le modèle thermo-chimique et le modèle mécanique est faible puisque seul l'aspect mécanique est dépendant de la partie thermo-chimique.

L'étude de l'état des contraintes dans le béton lors d'un essai ATAc a permis de valider le fait que cet essai est bien représentatif de la réalité puisque la fissuration est initiée sur le rayon externe de l'anneau en béton pour lequel les sollicitations sont quasiment uniaxiales (traction) comme lors de retrait empêché d'un élément massif dont la longueur est grande devant l'épaisseur.

L'analyse de nos essais par des simulations EF a permis de :

- valider les paramètres identifiés dans le chapitre 1 sur des essais simples et découplés au maximum des autres phénomènes ;
- identifier un coefficient de couplage entre l'endommagement et le fluage qui est inaccessible (ou difficilement accessible) autrement. Pour notre composition de béton, avec les modèles de fluage et d'endommagement que nous utilisons, une valeur de 0,4 est obtenue à partir de nos essais ;
- déterminer de manière quantitative l'importance des effets des reprises de bétonnage. Au minimum une réduction de 20% de la résistance en traction est observée (lorsque l'état de surface est préparé par désactivation et décapage) ;
- valider la bonne prise en compte de l'effet des armatures sur le comportement de béton.

Finalement, une étude paramétrique sur des paramètres mécaniques majeurs et sur des paramètres propres à la modélisation ont permis de mettre en avant l'influence forte de la résistance en traction du béton, des paramètres de fluage propre et du couplage fluage-fissuration sur les résultats de l'analyse de nos essais. Cette forte influence permet à nos essais d'être suffisamment discriminants vis-à-vis de ces paramètres pour les identifier sur ces essais.

Le dernier chapitre de ce mémoire de thèse nous a permis de tester la capacité du modèle mis en place à prédire l'endommagement de structures massives. Après une première partie bibliographique soulignant l'importance des effets d'échelle dans la modélisation de structures réelles à partir d'essais de laboratoire, trois ouvrages ont été modélisés.

- La modélisation axisymétrique des deux premières levées a mis en évidence le rôle crucial joué au jeune âge par le fluage en traction dans la prédiction de fissuration des structures massives. Nous avons également observé qu'une structure soumise à un retrait gênée peut présenter une fissuration de cœur non visible depuis l'extérieur qui augmentera significativement la perméabilité de ce type d'ouvrage.
- L'étude d'un tirant massif soumis à un retrait gêné a montré que la prise en compte du coefficient de couplage fluage-fissuration permet d'obtenir un état d'endommagement intermédiaire entre les cas extrêmes (sans fluage ou avec fluage mais sans couplage). Nous avons également constaté que lorsqu'une macrofissure est établie, la fissuration avait tendance à se propager le long des armatures. La détermination des ouvertures de fissures nous a permis de constater une diminution de l'ouverture de fissure de 45% lorsque le fluage ainsi que le coefficient de couplage fluage-endommagement sont pris en compte alors qu'une simulation visco-élastique sans prise en compte de ce coefficient prédirait une diminution de l'ouverture de fissure proche de 100%.
- Le dernier ouvrage modélisé permet de confronter les résultats des simulations aux résultats expérimentaux. Les résultats thermiques obtenus numériquement sont en bonne

concordance avec les températures mesurées in situ montrant ainsi qu'on peut prédire les évolutions de la température dans un ouvrage massif à partir de mesures calorimétriques.

- Sur les aspects mécaniques, un calcul 3D en utilisant des éléments barres pour les armatures n'est pas capable de prédire des fissures verticales après une reprise de bétonnage. L'utilisation d'éléments poutres pour modéliser les armatures permet cependant d'éviter la désolidarisation complète du voile et du radier, et d'obtenir des fissures verticales. En comparant avec le relevé de fissures expérimentales, seules deux des quatre fissures sont prédites. Par contre, les résultats de la deuxième levée montrent une fissuration plus importante (5 fissures pour une levée de 0,9m et 3 fissures pour une levée de 1,9m). Ceci s'explique par le fait que l'interface entre les deux levés ne s'endommage pas et souligne l'importance des conditions de restrictions réelles et donc des conditions limites des simulations. Toutefois, les ouvertures de fissures calculées dans la deuxième levée sont alors en bonne concordance avec les mesures expérimentales de la première levée.

Perspectives

Cette thèse étant constituée d'une partie expérimentale et d'une partie numérique, les perspectives découlant de ce travail auront trait à ces deux parties. Toutefois, nous verrons dans une dernière perspective que ces deux aspects peuvent être utilisés conjointement afin d'augmenter la richesse des informations que l'on peut obtenir.

I. Perspectives expérimentales

Le développement d'un essai au cours d'une thèse est complexe à valoriser puisqu'il ne constitue pas en soi une réelle avancée scientifique. D'autre part, la mise au point d'un essai original tel que l'essai ATAc est relativement longue et limite donc les quantités de campagnes expérimentales que l'on peut réaliser au cours d'une thèse. Dans les campagnes que nous avons menées nous avons décidé de répondre en priorité à la demande de l'IRSN et de ce fait nous n'avons testé qu'une sorte de béton. Il serait intéressant de faire varier la composition du béton (et notamment le rapport e/c) pour déterminer des informations quantitatives vis-à-vis de la sensibilité à la fissuration.

Actuellement, les installations nucléaires n'utilisent pas de béton fibré. Néanmoins, les revêtements de tunnel par exemple peuvent atteindre des épaisseurs importantes (50cm) et être considérés comme des structures massives à part entière tout en utilisant des renforcements constitués de fibres. L'étude de l'influence de fibre (polypropylène ou métallique) sur la fissuration au jeune âge par retrait gêné avec l'essai ATAc est actuellement en cours au LMT en collaboration avec le CETU.

Egalement, l'analyse éléments finis de nos essais repose sur l'hypothèse d'un effet de la température sur le fluage identique en traction et en compression. Des essais de fluage en traction en température (constante et variable) sont difficiles à mettre en œuvre (le système de fixation de l'éprouvette ainsi que le système de mesure des déformations doit résister à la température). Cette étude avait été envisagée en collaboration avec le CSTB mais n'a pu être réalisée.

II. Perspectives numériques

Comme nous l'avons précisé dans le chapitre 3, le coefficient de couplage fluage-fissuration est pour le moment un outil numérique pour reproduire les comportements expérimentaux d'un béton sous charge constante. La littérature présente une grande variabilité sur la valeur de ce paramètre. Il apparait donc nécessaire de travailler sur la pertinence de ce paramètre. Est-il une propriété intrinsèque du matériau, dépend-t'il de l'âge du béton, du rapport e/c, du modèle de fluage utilisé, ou bien est ce la variabilité sur la résistance en traction et sur les propriétés de fluage qui conduisent à une grande variabilité de ce paramètre ?

La modélisation axisymétrique des deux premières levées d'une enceinte de confinement et la modélisation de deux levées d'un voile massif ne sont que deux simplifications de la modélisation 3D de la construction d'une enceinte de confinement. La modélisation de la construction complète d'une enceinte constitue la principale perspective de cette thèse répondant ainsi complètement aux attentes de l'IRSN.

Toutefois, afin de valider les résultats obtenus dans cette thèse et afin les transposer à une structures expérimentale massive, ceux-ci seront préalablement intégrés au projet ANR Blanc ECOBA (Etude du confinement des ouvrages en béton armé) qui consiste en la réalisation d'une maquette (représentant une partie courante de l'enceinte de confinement interne d'un réacteur à double paroi de 1300 MWe ; voile plan de 2 m de large et 2 m de hauteur avec 0,9 m d'épaisseur réalisé en deux levées) avec une étude expérimentale la plus complète possible sur un élément de structure représentatif. L'objectif principal étant d'apporter des données fiables permettant de valider la

méthode et les modèles implantés dans les logiciels de calculs utilisés. La maquette sera réalisée en béton armé de composition similaire au béton utilisé sur les réacteurs nucléaires, dénommé B11. Le ferraillage mis en place est celui d'une zone courante de l'enceinte interne du réacteur. La maquette sera sollicitée de manière à créer des fissures perpendiculaires à la zone de la reprise du bétonnage, simulant ainsi les fissurations circonférentielles de l'enceinte de confinement

III. Couplage essais-calculs

L'objectif initial de l'essai ATAc était de reproduire l'évolution de l'état de contraintes qui se produit dans un élément massif soumis à un retrait gêné. Toutefois, nous n'avons pu que nous rapprocher de cette évolution en utilisant une montée en température linéaire. Le couplage d'un calcul éléments finis et de l'essai ATAc permettrait de se rapprocher au maximum de l'état de contrainte d'un élément massif. En effet, à chaque instant, en fonction de la température imposée par le bain thermostatique, le calcul EF permettrait de calculer la contrainte qui se développe dans le béton et par un système de dialogue calcul-essai d'ajuster la température à imposer pour reproduire l'état de contrainte d'un mur massif. Ainsi la sensibilité à la fissuration par retrait thermique et endogène de l'élément testé pourrait être déterminée directement à partir de cet essai « hybride ».

Bibliographie

A

1. **[Abrams, 18]** Abrams D.A. (1918), *Design of concrete mixtures*, Lewis Institute Bulletin.
2. **[Acker, 86]** Acker P (1986), *Thermal effect in concrete during manufacture and applications to engineering structures*, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics N°442, p. 61-80.
3. **[Acker, 88]** Acker P. (1988), *Comportement mécanique des bétons : Apports de l'approche physico-chimique*, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris - Rapport de recherche des laboratoires des Ponts et chaussées, 152p.
4. **[Acker, 90]** Acker P. (1990), *Choix des paramètres pour les simulations thermiques*, note interne LCPC, cité dans **[Torrenti et Buffo-Lacarrière, 10]**
5. **[Acker, 97]** Acker P. (1997), *La maîtrise physique de la fissuration*. Chapitre ACI de Paris, Fissuration et Durabilité des Bétons, Octobre 1997.
6. **[Acker, 01]** Acker P. (2001), *Nouveaux bétons, couplages de performance*, 2ème Rencontres du Réseau Doctoral Génie Civil, 17-19 Janvier 2001, Aussois, France, 8p.
7. **[Acker et Ulm, 01]** Acker P., Ulm F.-J. (2001), *Creep and shrinkage of concrete: physical origins and practical measurements*, Nuclear Engrg. Des., vol. 203, p.143–158.
8. **[Acker, 03]** Acker P. (2003), *Sur les origines du retrait et du fluage du béton*. Revue Française de Génie Civil, vol. 7(6), p.761-776.
9. **[Adenot, 92]** Adenot F. (1992), *Durabilité du béton : caractérisation et modélisation des processus physiques et chimiques de dégradation du ciment*, Thèse de Doctorat, Université d'Orléans, 238p.
10. **[Aggoun et al., 94]** Aggoun S., Torrenti J.-M., Legrand M., Prost J. (1994), *Etude de la fissuration du béton dans le cas des revêtements de tunnels*, Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, 526, p.4-28.
11. **[Altoubat et Lange, 03]** Altoubat S.A., Lange D.A. (2003), *A new look at tensile creep of fiber reinforced concrete*, ACI Special Publication on Fiber Reinforced Concrete.
12. **[Arrhenius, 15]** Arrhenius S. (1915), *Quantitative laws in biological chemistry*, G. Bell and Sons, London.
13. **[ASTM C 597]** ASTM C 597 *Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete*.
14. **[Atkins, 94]** Atkins P. W (1994), *Physical Chemistry*, 5th ed., Oxford Univ. Press, Oxford.
15. **[Atrushi, 03]** Atrushi D.S. (2003), *Tensile and Compressive Creep of Early Age Concrete: Testing and Modelling*, PhD thesis, The Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway, 333p.
16. **[Avrami, 39]** Avrami M. (1939), *Journal of Chemical Physics*, vol. 7, p. 1103–1108.
17. **[Ayotte et al., 97]** Ayotte E., Massicotte B., Houde J., Gocevski V. (1997), *Modeling the thermal stresses at early ages in a concrete monolith*, ACI Materials Journals, vol. 94(6), p. 577-587.
18. **[Azenha et al., 09]** Azenha M., Faria R., Ferreira D. (2009), *Identification of early-age concrete temperatures and strains: Monitoring and numerical simulation*, Cement & Concrete Composites, Vol. 31, p. 369-378.

B

19. **[Ballim et Graham, 04]** Ballim Y. et Graham P.C. (2004), *Early age heat evolution of clinker cements in relation to microstructure and composition : implications for temperature development in large concrete elements*, Cement & Concrete Composites, Vol. 26(5), p. 417-426.
20. **[Bamforth, 77]** Bamforth P.B. (1977), *In-situ measurement of the effect of partial Portland cement replacement using either fly ash or ground granulated blast-fumace slag on the early age behaviour of mass concrete*, Taylor Woodrow Reasearch Projet N°014J/77/1939, 104 p.
21. **[Banthia et al., 96]** Banthia N., Yan C., Mindess S. (1996), *Restrained shrinkage cracking in fiber reinforced concrete - a novel test technique*, Cement and Concrete Research, Vol. 26, 1996.
22. **[Baroghel Bouny et al., 06]** Baroghel Bouny, V., Mounanga, P., Khelidj, A., Loukili, A., Rafai, N. (2006), *Autogenous deformations of cement pastes. Part II. W/C effects, micro-macro correlations, and threshold values*, Cement and Concrete Research, vol. 36, p.123-136.
23. **[Baron, 71]** Baron, J. (1971), *Fissuration du béton par hydratation localement différée du ciment*, Thèse de la faculté des sciences de Paris.
24. **[Bary, 96]** Bary B. (1996), *Etude du couplage hydraulique-mécanique dans béton endommagé*, Thèse de Doctorat du Laboratoire de Mécanique et Technologie, Cachan.
25. **[Bastien et Khelidj, 95]** Bastian G., Khelidj A. (1995), *Propriétés thermophysiques d'un béton fraîchement coulé*, Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, n°200.
26. **[Bažant et Thonguthai, 78]** Bažant Z.P., Thonguthai W. (1978), *Pore pressure and drying of concrete at high temperature*, J.Eng.Mech.Div., vol.104, p. 1059–1079.
27. **[Bažant et Wittmann, 82]** Bažant Z.P., Wittmann F.H. (1982), *Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete*, J. Wiley & Sons Ltd, New York
28. **[Bažant, 84]** Bažant Z.P. (1984), *Size effect in blunt fracture : Concrete, rock, metal*, Journal of Engineering Mechanics, vol. 110, p. 518-535.
29. **[Bažant et Chern, 85]** Bažant Z. P., Chern J. C. (1985), *Concrete Creep at Variable Humidity : constitutive law and mechanism*, Materials and Structures, vol. 18 (103), p. 1-20.
30. **[Bažant et Prasannan, 89a]** Bažant Z.P., Prasannan S. (1989), *Solidification theory for concrete creep I. Formulation*, Journal of Engineering Mechanics, vol. 115 (8), p. 1691-1703.
31. **[Bažant et Prasannan, 89b]** Bažant Z.P., Prasannan S. (1989), *Solidification theory for concrete creep II. Validation and application*, Journal of Engineering Mechanics, vol. 115 (8), p. 1704-1725.
32. **[Bažant et al., 97]** Bažant Z.P., Hauggaard A.B., Baweja S., Ulm F.J. (1997), *Microprestress-solidification theory for concrete creep. I: Aging and drying effects*, Journal of Engineering Mechanics, vol. 123 (11), p. 1188-1194.
33. **[Bažant, 98]** Bažant Z.P. (1998), *Criteria for rational prediction of creep and shrinkage of concrete*, Structural Engineering Report 98-7/B675C to ACI Committee 209, 25.
34. **[Bažant et Huet, 99]** Bažant Z.P., Huet C. (1999), *Thermodynamic functions for ageing viscoelasticity: integral form without internal variables*, International Journals of Solids and Structures, vol.36, p.3993-4016.
35. **[Bažant, 04]** Bažant Z.P. (2004), *Introduction aux effets d'échelle sur la résistance des structures*, Lavoisier.
36. **[Bažant et Li, 08]** Bažant Z.P., Li G.-H. (2008), *Comprehensive Database on Concrete Creep and Shrinkage*, Structural Engineering Report No. 08-3/A210c.
37. **[Benboudjema et al., 05]** Benboudjema F., Meftah F., Torrenti J-M. (2005), *Interaction between drying, shrinkage, creep and cracking phenomena in concrete*, Engineering Structures, vol. 27, pp. 239-250
38. **[Benboudjema et Torrenti, 08]** Benboudjema F., Torrenti J.M. (2008), *Early-age behaviour of concrete nuclear containments*, Nuclear Engineering and Design, Vol. 238(10), p. 2495-2506.

39. **[Benboudjema, 02]** Benboudjema F. (2002), *Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires*, Thèse de doctorat de l'Université de Marne la Vallée.
40. **[Bentz et al., 01]** Bentz D.P., Jensen O.M., Hansen K.K., Olesen J.F., Stang H., Haecker C.J. (2001), *Influence of cement particle size distribution on early age autogenous strains and stresses in cement-based materials*, J Am Ceram, vol.84(1), p.129–35.
41. **[Bentz et al., 05]** Bentz D., Lura P., Roberts J. (2005), *Mixture proportioning for internal curing*, Concr Int, 27(2), p.35–40.
42. **[Bentz, 00]** Bentz D.P. (2000), *CEMHYD3D: A Three-Dimensional Cement Hydration and Microstructure Development Modelling Package*. Version 2.0. NISTIR 6485, U.S. Department of Commerce.
43. **[Bernard et al., 03a]** Bernard O., Ulm F-J., Lemarchand E. (2003a), *A multiscale micromechanics-hydration model fir the early age elastic properties of cement-based materials*, Cement and Concrete Research, vol. 33, p. 1293-1309.
44. **[Bernard et al., 03b]** Bernard O., Ulm F-J., Germaine J.T. (2003b), *Volume and deviator creep of calcium leached cement-based materials*, Cement and Concrete Research, vol. 33, p. 1127-1136.
45. **[Bierwirth et al., 94]** Bierwirth H., Stöckl S., Kupfer H. (1994), *Versuche zum Kriechen von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung – Auswertung auf der Basis von errechneten elastischen*, Deutscher Ausschuss fü Stahlbeton, p. 5-54 (en allemand).
46. **[Billard, 03]** Billard Y. (2003), *Contribution à l'étude des transferts de fluide au sein d'une paroi en béton –Applications au cas des enceintes de confinement en conditions d'épreuve et accidentielle*, Thèse INSA de Lyon.
47. **[Bishnoi et Scrivener, 09]** Bishnoi S., Scrivener K.L. (2009), *μic: A new platform for modelling the hydration of cements*, Cement and Concrete Research, vol.39, 2009.
48. **[Bissonnette et al., 07]** Bissonnette B., Pigeon M., Vaysburd A. (2007), *Tensile Creep of concrete: study of its sensitivity to basic parameters*, ACI Materials journal, vol. 104(4), p. 360 – 368.
49. **[Bissonnette et Pigeon, 95]** Bissonnette B., Pigeon M. (1995), *Tensile creep at early ages of ordinary silica fume and fiber reinforced concretes*, Cement and Concrete Research, 25(5), p. 1075-1085.
50. **[Bjøntegaard et Sellevold, 01]** O. Bjontegaard et E.J. Sellevold (2001), *Interaction between thermal dilatation and autogeneous deformation in high performance concrete*, Materials and Structures/Materiaux et Constructions, vol. 3(4), p. 266-272.
51. **[Bjøntergaard, 99]** Bjøntegaard Ø. (1999), *Thermal Dilation and Autogenous Deformation as Driving Forces to Self-Induced Stresses in High Performance Concrete*, Doctoral thesis, NTNU, Dept. of Structural Eng.
52. **[Bloom et Bentur, 95]** Bloom R., Bentur A. (1995), *Free and restrained shrinkage of normal and high-strength concretes*, ACI Materials Journals, vol. 92, p. 211–217.
53. **[Bouasker, 07]** Bouasker M. (2007), *Étude numérique et expérimentale du retrait endogène au très jeune âge des pâtes de ciment avec et sans inclusions*, Thèse de doctorat, Université de Nantes.
54. **[Boumiz et al., 96]** Boumiz, A., Vernet, C., Cohen Tenoudji, F (1996), *Mechanical properties of cement pastes at early ages*, Advn. Cem. Bas. Mat., 3(3-4), p. 94-106.
55. **[Bourdarot, 91]** Bourdarot E. (1991), *Application of a porodamage model to analysis of concrete dams*, Note EDF/CNEH.
56. **[Boussa, 00]** Boussa O. (2000), *Structures en béton soumises à des sollicitations thermomécaniques sévères : évolution des dommages et des perméabilités*. Thèse LMT Cachan.
57. **[Broda et al., 02]** Broda M., Wirquin E., Duthoit B. (2002), *Conception of an isothermal calorimeter for concrete - Determination of the apparent activation energy*, Materials and Structures Matériaux et Constructions, vol. 35(251).

58. **[Brooks et Neville, 77]** Brooks J.J., Neville A.M. (1977), *A comparison of creep, elasticity and strength of concrete in tension and in compression*, Magazine of Concrete Research, vol. 29 (100), p. 131-141.
59. **[Brooks, 05]** Brooks J.J. (2005), *30-Year creep and shrinkage of concrete. Magazine of Concrete Research*, vol. 57(9), p. 545-556.
60. **[Buffo-Lacarrière, 07]** Buffo-Lacarriere L. (2007), *Prévision et évaluation de la fissuration précoce des ouvrages en béton*, thèse de l'INSA de Toulouse.
61. **[Byfors, 80]** Byfors J. (1980), *Plain concrete at early ages*, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm.

C

62. **[Calibé, 03]** Ouvrage collectif (2003), *Résistance du béton dans l'ouvrage – La Maturométrie, Techniques et Méthodes des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Guide Technique , 620p.
63. **[Carlson et Reading, 88]** Carlson R.W., Reading T.J. (1988), *Model of studying shrinkage cracking in concrete building walls*, ACI Structures journal, vol. 85, p. 395-404.
64. **[Carman, 56]** Carman P.C. (1956), *Flow of gases through porous media*, Academic Press, New York.
65. **[Carpinteri, 94a]** Carpinteri A. (1994), *Fractal nature of material microstructure and size effects on apparent mechanical properties. Mechanics of Materials*, vol. 18, p. 89-101.
66. **[Carpinteri, 94b]** Carpinteri A. (1994), *Scaling laws and renormalisation groups for strength and toughness of disordered materials*, International Journal of Solids and Structures, vol. 31, p. 291-302.
67. **[Cervera et al., 99]** Cervera M, Oliver J, Prato T. (1999), *Thermo-chemo-mechanical model for concrete. I: Hydration and aging.* J Eng Mech, vol.125(9), p.1018–27.
68. **[CESAR LCPC]** (1994), manuel théorique du module TEXO, CESAR-LCPC 3.2.
69. **[Charron, 03]** Charron J.P. (2003), *Contribution à l'étude du comportement au jeune âge des matériaux cimentaires en condition de déformations libre et gênée*, Université Laval PhD Thesis.
70. **[Cheyrezy et Behoul, 01]** Cheyrezy M., Behloul M. (2001), *Creep and shrinkage of ultra-high performance concrete*, dans Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of concrete and other Quasi-Brittle Materials, édité par F.-J. Ulm, Z.P. Bažant and F.H. Witmann, Elsevier, Cambridge, p. 527-538.
71. **[Choinska, 06]** Choinska M. (2006), *Effet de la température, du chargement mecanique et de leur interactions sur la perméabilité du béton de structure*, Thèse Ecole Centrale de Nantes.
72. **[Clement, 04]** Clement (2004), Chapitre 4a du livre *Comportement du béton au jeune âge* (Traité MIM, série Matériaux de construction), Acker P., Torrenti J. M., ULM F.-J., 188 p.
73. **[Coole, 88]** Coole MJ (1988), *Heat release caracteristics of concrete containing ground granulated blastfurnace slag in simulated large pours*, Magazine Concrete Research, vol. 40(144), p.152-158.
74. **[Copeland et al., 60]** Copeland L.E., Kantro D.L., Verbeck G.J. (1960), *Chemistry of hydration of Portland cement*, Fourth International Symposium on Chemistry of Cement, Paper IV-3, Washington.
75. **[Costa, 79]** Costa U (1979), *A simplified model of adiabatic calorimeter*, Il Cemento 76, N°2, p75-92
76. **[Coussy et al., 00]** Coussy O. Baroghel-Bouny V. Danglia P. Mainguy M. (2000), *Evaluation de la perméabilité à l'eau liquide des bétons à partir de leur perte de masse durant le sèchage*. Séminaire « Transferts2000» Paris LCPC, p.97-108.

77. **[Craeye et de Schutter, 06]** Craeye B., De Schutter G. (2006), Proceeding of the international RILEM conference: *Volume changes of hardening concrete: testing and mitigation*, Ole Mejlhede Jensen, Pietro LURA and Konstantin Kovler, p. 21-30.

D

78. **[D'Aloïa et Chanvillard, 02]** D'Aloïa, L. et Chanvillard G. (2002), *Determining the "apparent" activation energy of concrete Ea—Numerical simulations of the heat of hydration of cement*, Cement and Concrete Research, vol. 32(8), p.1277-1289.
79. **[Danielsson, 66]** Danielsson U. (1966), *Conducting calorimeter studies of the heat of hydration of a Portland cement*, Swedish Cement and Concrete Research Institute, CBI research report 38, Stockholm, 344 p. (d'après **[Byfors, 80]**)
80. **[de Borst et Van den Boogaard, 95]** de Borst R, van den Boogaard A (1995), *Finite-element modelling of deformation and cracking in early-age concrete*. J Eng Mech, vol. 120(12), p. 2519–34.
81. **[de Larrard et al., 10]** de Larrard T., Benboudjema F, Colliat JB, Torrenti J.M. et Deleruyelle F. (2010), *Un-certainty propagation on damage evolution of a concrete structure subjected to coupled leaching and creep*, European Journal of Environmental and Civil Engineering, vol. 14(6-7), p. 891–921.
82. **[de Larrard et Bostvirronois, 91]** de Larrard F, Bostvirronois J.L. (1991) *On the long term losses of silica fume high strength concretes*. Mag Concrete Res, vol. 43(155), p.124–129.
83. **[de Larrard, 00]** De Larrard F. (2000), *Structures granulaires et formulation des bétons*, Paris, Collection Etudes et Recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées – série Ouvrages d'Art OA34 – LCPC.
84. **[de Larrard, 10]** de Larrard T. (2010), *Variabilité des propriétés du béton : caractérisation expérimentale et modélisation probabiliste de la lixiviation*, Thèse de Doctorat, ENS Cachan.
85. **[de Sa, 07]** de Sa C. (2007), *Etude hydro-mécanique et thermo-mécanique du béton, influence des gradients de des incompatibilités de déformation*, thèse de doctorat de l'Ecole Normale Supérieure de Cachan.
86. **[de Schutter et Taerwe, 95]** De Schutter G., Taerwe L. (1995), *Specific heat and thermal diffusivity of hardening concrete*, Magazine of Concrete Research, vol. 47(172), p. 203-208.
87. **[de Schutter et Taerwe, 96]** De Schutter, G., Taerwe, L. (1996), *Degree of hydration – based description of mechanical properties of early age concrete* , Materials and Structures, vol. 29**.**
88. **[de Schutter et Taerwe, 97]** De Schutter G., Taerwe L. (1997), *Fracture energy of concrete at early ages*, Materials and Structures, vol. 30, p. 67-71.
89. **[de Schutter, 99a]** De Schutter G. (1999a), *Hydration and temperature development of concrete made with blast-furnace slag cement*, Cement Concrete Research, vol. 29, p. 143 149
90. **[de Schutter, 99b]** de Schutter G. (1999b), *Degree of hydration based Kelvin model for the basic creep of early age concrete*, Materials and Structures, vol.32, p. 260-265.
91. **[de Schutter, 02a]** De Schutter G, (2002a), *Finite element simulation of thermal cracking in massive hardening concrete elements using degree of hydration based material laws*, Computers and Structures, vol. 80, p. 2035-2042.
92. **[de Schutter, 02b]** De Schutter G, (2002b), Fundamental study of early age concrete behaviour as a basis for durable concrete structures, Materials and Structures/Matériaux et Constructions, Vol. 35, pp 15-21
93. **[Détriché, 78]** Détriché C.H. (1978), *Analyse expérimentale du retrait de couches minces de mortier Mesure depuis le moulage*, Materials and Structures, vol. 11, p. 247–259.

94. **[Domone, 74]** Domone P.L. (1974), *Uniaxiale tensile creep and failure of concrete*, magazine of concrete research, vol. 26(88).
95. **[Dragon et Halm, 98]** Dragon A., Halm D., (1998), *An anisotropic model of damage and frictional sliding for brittle materials*, European Journal of Mechanics A/Solids, vol. 17(3), p. 439-460.

E

96. **[EC2-1-1 annexe française]** Eurocodes 2 : Calcul des structures en béton et son annexe nationale
97. **[Edvardsen, 96]** Edvardsen C. (1996), *Water permeability and autogeneous healing of cracks in concrete*, ACI Materials Journal, vol. 96, p.448-454.
98. **[Emborg, 89]** Emborg, M. (1989), *Thermal stresses in concrete structures at early ages,* PhD thesis, Div. of Struct. Engrg., Lulea University of Technology, Lulea, Sweden.

F

99. **[Faria et al., 06]** Faria R., Azenha M., Figueiras J.A. (2006), *Modelling of concrete at early ages: Application to an externally restrained slab*, Cement and concrete composites, vol. 28 p. 572–585**.**
100. **[Fazhou et Yufei, 06]** Fazhou, Yufei (2006), Proceeding of the international RILEM conference: *Volume changes of hardening concrete: testing and mitigation*, Ole Mejlhede Jensen, Pietro LURA and Konstantin Kovler, p. 51-56
101. **[Feret, 1892]** Féret (1892), *Compacité des mortiers hydrauliques*, Annales des Ponts et Chaussées série 7 tome 4.
102. **[Fichant, 96]** Fichant S. (1996), *Endommagement et anisotropie induite du béton de structures. Modélisation approchée*, Thèse de doctorat, ENS Cachan, France
103. **[Fouré, 85]** Fouré B. (1985) *Note sur la chute de résistance à la traction du béton léger consécutive à l'arrêt de la cure humide.* Ann Inst Tech Bâtiment Travaux Publics, vol.432, p.3–14.

G

104. **[Gagné et al., 06]** Gagné R., François R., Toumi A., Ismail M. (2006), *Measurement and modeling of gas transfer in cracked mortars*, Materials and Structures, vol. 39, p.43-52.
105. **[Gallé, 01]** Gallé C. (2001), *Effect of drying on cement-based materials pore structure as identified by mercury intrusion porosimetry. A comparative study between oven-, vacuum-, and freezedrying.* Cement and Concrete Research, vol. 31, p.1467–1477.
106. **[Garcia-Boivin, 99]** Garcia Boivin S. (1999), *Retrait au jeune âge du béton. Développement d'une méthode expérimentale et contribution à l'analyse physique du retrait endogène*. Thèse de Doctorat, ENPC/LCPC, 249p.
107. **[Gaweska Hager, 04]** Gaweska Hager I. (2004), *Comportement à haute température des bétons à haute performance - évolution des principales propriétés mécaniques*, Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et l'Ecole Polytechnique de Cracovie

108. **[Gawin et al., 02]** Gawin D., Pesavento F., Schlefler B.A. (2002), *Simulation of damage-permeability coupling in hygrothermo- mechanical analysis of concrete at high temperature*, Comm. in Num. Meth. Engrg., vol. 18 p.113-119.
109. **[Gérard et Breysse, 96]** Gérard B., Breysse D., Ammouche A., Houdusse O., Dirdry O. (1996), *Cracking and permeability of concrete under tension*, Mater. Struct., vol 29, p.141-151.
110. **[Gérard, 96]** Gérard B. (1996), *Contribution des couplages mécanique-chimie-transfert dans la tenue à long terme des ouvrages de stockage de déchets radioactifs*, Thèse de doctorat, ENS Cachan.
111. **[Glücklich, 62]** Glücklich J. (1962), *Creep mechanism in cement mortar, Journal of American Concrete Institute*, vol. 59, p. 923-48.
112. **[GranDubé, 07]** Arliguie G., Hornain H. (2007),*Grandeurs associées à la durabilité des bétons*.
113. **[Granger, 96]** Granger L. (1996), *Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires. Analyse et modélisation*, Thèse de doctorat de l'ENPC.
114. **[Granger et al., 06]** Granger S., Loukili A. Pijaudier-Cabot G., Chanvillard G. (2006), *Caractérisation expérimentale de l'auto-cicatrisation des fissures dans un béton à ultra-hautes performances*, Revue Européenne de Génie Civil, vol. 10, p.279-294.
115. **[Greiner et Ramm, 93]** Greiner, U. et Ramm W. (1993), *Air leakage characteristics in cracked concrete*. 12SMIRT, Stuttgart. Kussmaul K. Eds. Elsevier Science Pubs,Vol.H., p.175-180.
116. **[Guénot-Delahaie, 97]** Guénot-Delahaie I. (1997), *Contribution à l'analyse physique et à la modélisation du fluage propre du béton*, Thèse de doctorat de l'ENPC.
117. **[Gutsch et Rostásy, 94]** Gutsch A., Rostásy F.S. (1994), *Young concrete under high tensile stresses - creep, relaxation and cracking. Thermal cracking at early ages*, Rilem proceeding 25, ISBN 0-419- 187103, p. 111-119.
118. **[Gutteridge et Dalziel, 90]** Gutteridge W.A., Dalziel J.A. (1990), *Filler cement: the effect of the secondary component on the hydration of Portland cement. Part 1et 2,* Cement and Concrete Research, vol. 20 (5/6).

H

119. **[Hammer et al., 01**] Hammer. T.A., Bjontegaard.O., Sellevold. E.J. (2001), *Measurement methods for testing of early age autogenous strain*. In: Kovler. K., Bentur. A, editors. , Report 25, Edited by A. Bentur, RILEM Publications SARL, Bagneux, France, p. 207-216
120. **[Hanson, 53]** Hanson, J.A. (1953), *A ten-year study of creep properties of concrete*. Report No. SP-38, Concrete Laboratory, US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver
121. **[Haouas, 07**] Haouas A. (2007), *Comportement au jeune âge des matériaux cimentaires – Caractérisation et modélisation chimio-hydro-mécanique du retrait*, PhD thesis ENS Cachan.
122. **[Hattel et Thorborg, 03]** Hattel J.H., Thorborg J. (2003), *A numerical model for predicting the thermo-mechanical conditions during hydration of early-age concrete*, Applied Mathematical Modelling, vol. 27, P. 1–26
123. **[Hauggaard et al., 99]** Hauggaard A. B., Damkilde L., Hansen, P. F. (1999), *Transitional thermal creep of early age concrete*, Journal of Engineering Mechanics, vol. 125 (4), p. 468-465.
124. **[Hernot et Porcher, 84]** Hernot H., Porcher G. (1984), *Thermique appliquée aux bâtiments*, Editions parisiennes, ISBN2862430153.
125. **[Hild et Roux, 06]** Hild F., Roux S. (2006), *Digital image correlation : from displacement measurement to identification of elastic properties – a review*, Strain, vol 42, p. 69-80.

126. **[Hillerborg et al., 76]** Hillerborg A., Modeer M., Petersson P. E. (1976), *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*, Cement and Concrete Research, vol. 6, p. 773-782.
127. **[Holt, 01]** Holt, E. (2001), *Early age autogenous shrinkage of concrete* – Publication of the technical research centre of Finland.
128. **[Hossein et Weiss, 04]** Hossein A.B., Weiss J. (2004), *Assessing residual stress development and stress relaxation in restrained concrete ring specimens*, Cement and Concrete Composites, vol. 26(5), p. 531–540.

I

129. **[Ithurralde, 89]** Ithurralde G. (1989), *La perméabilité vue par le maître d'ouvrage*, Ecole Normale Supérieure. Cachan : Colloque Béton à hautes performances.

J

130. **[Jennings et Tennis, 94]** Jennings, H.M., Tennis, P.D. (1994), *Model for the developing microstructure in Portland cement pastes*, J. Am. Ceram. Soc., vol. 77(12), p. 3161-3172.
131. **[Jensen, 05]** Jensen, O. M. (2005), *Autogenous phenomena in cement-based materials*, Aalborg University (Danemark)
132. **[Jensen et Hansen, 95]** Jensen O.M. and P.F. Hansen. (1995), *A Dilatometer for measuring Autogenous Deformation in Hardening Portland Cement Paste*, Material Structures, vol. 28 (181), p.406-409.
133. **[Jeon et al., 08]** Jeon S.J., Choi M.S., Kim Y.J.(2008), *Advanced Assessment of Cracking due to Heat of Hydration and Internal Restraint*, ACI materials journal, vol.105 (4), p. 325-333.
134. **[Jones et Richart, 36]** Jones, P.G., and Richart, F.E. (1936), *The effect of testing speed on strength and elastic properties of concrete*, ASTM Proc. 36(2), p. 380-391.

K

135. **[Kachanov, 86]** Kachanov L.M. (1986), *Introduction to continuum damage mechanics*. Ed. Martinus Nijhoff, ISBN 90-247-3319-7, 135p
136. **[Kanstad, 91]** Kanstad T. (1991), *Evaluation of material models for shrinkage and creep of concrete*, Nordic concrete research, vol.10, p. 93-104.
137. **[Kishi et Maekawa, 94]** Kishi T., Maekawa K. (1994), *Thermal and mechanical modelling of young concrete based on hydration process of multi-component cement materials*. Thermal cracking in concrete at early age, Rilem Proceeding 25, ISBN 0-419-18710-3, p. 11-19.
138. **[Klinkenberg, 41]** Klinkenberg L.J. (1941), *The permeability of porous media to liquids and gases, American Petroleum Institute*, Drilling and Production Practice, p.200-213.
139. **[Knudsen, 84]** Knudsen, T. (1984), *The Dispersion Model for Hydration of Portland Cement: I. General Concepts*, Cement and Concrete Research, vol. 14, p. 622-630.
140. **[Kovler et al., 93]** Kovler K., Sikuler J., Bentur A. (1993), *Restrained Shrinkage Tests of Fibre reinforced Concrete Ring Specimens: Effect of Core Thermal Expansion*, Materials and Structures, vol. 26, p. 231-237.

141. **[Kovler et Bentur, 97]** Kovler K., Bentur A. (1997), *Shrinkage of Early Age Steel Fiber Reinforced Concrete*, Archives of Civil Engineering, vol. 43, p. 431-439.
142. **[Krautkrämer et Krautkrämer, 90]** Krautkrämer J., Krautkrämer H. (1990), *Ultrasonic testing of materials*, 4th ed., Springer Verlag, Berlin, 677 p.
143. **[Krauβ et Hariri, 06]** Krauβ M., Hariri K. (2006), *Determination of initial degree of hydration for improvement of early-age properties of concrete using ultrasonic wave propagation*, Cement and Concrete Composites, vol.28, p. 299-306.

L

144. **[l'Hermite et al., 65]** L'Hermite R., Dawance G. et Chefdeville J. (1965), *L'ausculatation dynamique du béton : méthode vibratoire de mesure du module d'élasticité des bétons en œuvre sur éprouvettes*, Annales de l'ITBTP, vol.207-208.
145. **[L'Hermite, 73]** l'Hermite R. (1973), *Influence de la dimension absolue sur la résistance à la flexion*, Annale de l'ITBTP, vol. 30(310), p. 39-41.
146. **[Laborderie, 91]** Laborderie C. (1991), *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable Modélisation et application à l'analyse de structures en béton*. Thèse de Doctorat, ENS Cachan, 149p.
147. **[Lackner et Mang, 04]** Lackner R., Mang H.A. (2004), *Chemoplastic material model for the simulation of earlyage cracking: From the constitutive law to numerical analyses of massive concrete structures*, Cement and Concrete Composite, vol. 26, p. 551-562.
148. **[Laghcha, 06]** Laghcha A.(2006), *Contribution à l'etude des transferts gazeux et liquide au sein des parois en béton endommagées sous sollicitation thermo-hydrique – Application au cas des enceintes de confinement en conditions d'épreuve et accidentelle*, Thèse INSA Lyon.
149. **[Laplante, 93]** Laplante P. (1993), *Propriétés mécaniques des bétons durcissants : analyse comparée des bétons classiques et à très hautes performances*, Paris, Collection Etudes et Recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées – série Ouvrages d'Art OA13 –LCPC.
150. **[Laplante et Boulay, 94]** Laplante P., Boulay C. (1994), *Evolution du coefficient de dilatation thermique du béton en fonction de sa maturité aux tout premiers âges. Materials and Structures*, vol. 27, p. 596-605.
151. **[Laube, 90]** Laube M. (1990), *Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter*. Dissertation TU Braunschweig
152. **[Lee et al., 09]** Lee Y., Choi M.S., Yi S.T., Kim J.K. (2009), *Experimental study on the convective heat transfer coefficient of early-age concrete*, Cement & Concrete Composites, vol. 31(1), p. 60-71
153. **[Lemaitre et al., 00]** Lemaitre J., Desmorat R., Sauzay M. (2000), *Anisotropic damage law of evolution*, European J. Mechanics A/Solids, vol.19, p. 187-208.
154. **[Leroy, 96]** Le Roy R. (1996), *Déformations instantannées et différées des bétons à hautes performances*, Paris, Collection Etudes et Recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées – série Ouvrages d'Art – LCPC, 1996.
155. **[Li, 94]** Li Z. (1994), *Effective creep Poisson's ration for damaged concrete*, International Journal of Fracture, vol.66, p. 189-196.
156. **[Lion et al., 05]** Lion M., Skoczylas F., Lafhaj Z., Sersar M. (2005), *Experimental study on a mortar. Temperature effects on porosity and permeability. Residual properties or direct measurements under temperature*, Cement and Concrete Research, vol. 35, p.1937-1942.
157. **[Lohtia, 70]** Lohtia R.P. (1970), *Mechanism of creep in concrete*, Roorkee University Research Journal, 1-2 (12), p. 37-47.

158. **[Loukili et al., 00]** Loukili, A., Chopin, D., Khelidj, A., Le Touzo, J.-Y. (2000), *A new approach to determine autogenous shrinkage of mortar at an early age considering temperature history*, Cement and Concrete Research, vol. 30(6), p. 915-922.
159. **[Lura et Van Breugel, 01]** Lura P., Van Breugel K. (2001), *Thermal Properties of Concrete_Sensitivity Studies*, Projet IPACS.
160. **[Lura et al., 03]** Lura, P., M. O. Jensen and K. van Breugel (2003), *Autogenous shrinkage in high-performance cement paste: an evaluation of basic mechanisms*, Cement and Concrete Research, vol.33, p. 223-232.
161. **[Lura, 03]** Lura, P. (2003), *Autogenous deformation and internal curing of concrete*, Mémoire de thèse, Delft University of Technology.

M

162. **[Mac Adams, 54]** McAdams W.H. (1954), *Heat Transmission*. McGraw Hill Series in Chemical Engineering, McGraw Book Company, New York
163. **[Mainguy, 99]** Mainguy M. (1999), *Modèles de diffusion non-linéaires en milieu poreux – Applications à la dissolution et au sèchage des matériaux cimentaires*, Thèse ENPC Paris
164. **[Martinez, 92]** Martinez F. (1992), *Experimental control of deformability at short-term loading in testing large-span prestresset structures*, Materials and Structures, vol. 25, p. 231-238.
165. **[Maso, 80]** Maso J.C. (1980), *La liaison entre les granulats et la pâte de ciment hydraté*, 7ème Congrès International de Chimie des Ciments, Rapport principal, Paris.
166. **[Matallah et al., 09]** M. Matallah, C La Borderie and O. Maurel (2009), *A practical method to estimate crack openings in concrete structures*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.
167. **[Mazars et Bournazel, 96]** Mazars J., Bournazel J.P. (1996), *Modelling of damage processes due to volumic variations for maturing and matured concrete*, Concrete: from material to Structure, Arles.
168. **[Mazars, 84]** Mazars J. (1984), *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture de béton de structures*. Thèse de doctorat, Université Paris VI
169. **[Mazzotti et Savoia, 01]** Mazzotti C., Savoia M. (2001), *Experimental study of non-linear creep of concrete at high stress level*, dans: F.-J. Ulm, Z.P. Bažant and F.H. Witmann (Eds.), Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of concrete and other Quasi-Brittle Materials, Elsevier, Cambridge, 2001, p. 259-264.
170. **[Mazzotti et Savoia, 03]** Mazzotti C., Savoia M. (2003), *Nonlinear Creep Damage Model for Concrete under Uniaxial Compression*. Journal of Engineering Mechanics, vol.129(9), p.1065-1075.
171. **[Maekawa et al., 99]** Maekawa K., Chaube R., Kishi T. (1999), *Modeling of Concrete Performance: Hydration, Microstructure Formation and Mass Transport*. E&FN SPON, London
172. **[Meschke, 96]** Meschke G. (1996), *Consideration of aging of shotcrete in the context of a 3D viscoplastic material model*, Int J Num Meth Eng, vol.39, p. 3123–43.
173. **[Messan, 06]** Messan A. (2006), *Contribution à l'étude du comportement au très jeune âge des structures minces en mortier*, PhD thesis University of Montpellier II.
174. **[Michaud, 06]** Michaud, P.M. (2006), *Vers une approche chimio-poro-visco-elastique du comportement au jeune âge des bétons*, Thèse de doctorat ENSA Lyon, Université Laval.
175. **[Mills, 66]** Mills, R.H. (1966), ACI – SP 60, Washington.
176. **[Mindess et al., 78]** Mindess S., Young J.F., Lawrence F.V., (1978), *Creep and Drying shrinkage of calcium silicates pastes. I: specimen preparation and mechanical properties*, Cement and Concrete Res., vol. 8.

177. **[Mitani, 02]** Mitani, H. (2002), *Retrait endogène de BHP et BHTP aux jeunes âges*, Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées.
178. **[Mivelaz, 96]** Mivelaz, P. (1996), *Etancheité des structures en béton armé- fuites au travers d' un élément fissuré*, Ph. D. Thesis EPF Lausanne n° 1539.
179. **[Miyazawa et Tazawa, 05]** Miyazawa, S., Tazawa, E. (2005), *Prediction model for autogenous shrinkage of concrete with different type of cement* –Proceedings of the Fourth International Research Seminar, Gaithersburg, Maryland, USA.
180. **[Molina, 92]** Molina L. (1992), *On predicting the influence of curing conditions on the degree of hydration*, Swedish Cement and Concrete Research Institute, CBI research report, 5:92, Stockholm.
181. **[Monge, 07]** Monge J, (2007), *Fissuration des Mortiers en Couches Minces - Effets de l'Hydratation, du Séchage et de la Carbonatation*, Thèse LMT Cachan.
182. **[Montlouis-Bonnaire et al.,]** Monlouis-Bonnaire J.P., Verdier J., Perrin B. (2004), *Prediction of the relative permeability to gas flow of cement-based materials*, Cement and Concrete Research, vol.34, p. 737–744
183. **[Morabito, 01]** Morabito P (2001), *Thermal Properties of Concrete. Variations with the temperature and during the hydration phase*, Projet IPACS.
184. **[Morioka et al., 99]** Morioka M., Hori A., Hagiwara H., Sakai E., Daimon M. (1999), *Measurement of autogenous length changes by laser sensors equipped with digital computer systems, Autogenous Shrinkage of Concrete*, Proceedings Int. Workshop, Ei-ichi Tazawa, editor, E & FN Spon, London, pp. 191-200.
185. **[Mounanga et al., 06]** Mounanga P., Baroghel-Bouny V., Loukili A., Khelidj A. (2006), *Autogenous deformations of cement pastes: Part I. Temperature effects at early age and micro–macro correlations*, Cement and Concrete Research, vol. 36, p.110– 122.
186. **[Mounanga, 04]** Mounanga, P. (2004), *Étude expérimentale du comportement de pâtes de ciment au très jeune âge : hydratation, retraits, propriétés thermophysiques*, Thèse de doctorat, Université de Nantes.
187. **[Mualem, 76]** Mualem Y. (1976), *A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media*,Water Resour. Res., vol. 12 (3), p.513–522.

N

188. **[Nagataki et Gomi, 98]** Nagataki S. Gomi H. (1998), *Expansive admixtures (mainly ettringite)*, cement and concrete composites, vol. 20, p. 163-170.
189. **[Nechnech, 00]** Nechnech W. (2000), *Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées : Une approche thermo-élastoplastique endommageable*, Thèse de doctorat, INSA de Lyon.
190. **[Neville et al., 83]** Neville A.M., Dilger W. H., Brooks J. J. (1983), *Creep of Plain and Structural Concrete*, Construction Press, Longman Group Ltd.
191. **[Neville, 00]** Neville A.M. (2000), *Propriétés du béton*, Eyrolles, Paris.
192. **[NF EN 196-9]** Méthode d'essais des ciments (2004), *Partie 9 : Chaleur d'hydratation – Méthode semi-adiabatique*. AFNOR, Septembre
193. **[Niyogi et al., 73]** Nigoyi A.K., Hsu P., Meyers B.L. (1973), *The influence of age at time pf loading on basic and drying creep*, Cement and Concrete Research, vol.3, p. 633-644.
194. **[Nui et al., 95]** Niu Y-Z, Tu C-L, Liang R-Y, Zhang S-W. (1995), *Modelling of thermomechanical damage of early-age concrete*, J Eng Mech, vol. 121(4), p.717–26.

O

195. **[Oh et Cha, 03]** Oh B.H., Cha S.W. (2003), *Nonlinear analysis of temperature and moisture distributions in early-age concrete structures based on degree of hydration*. ACI Material Journal, vol.100(5), p. 361-370
196. **[Oluokun, 91a]** Oluokun F.A., (1991) *Prediction of concrete tensile strength from its compressive strength: Evaluation of existing relations for normal weigth concrete*, ACI Materials Journal, vol 88(3), p.302-309.
197. **[Oluokun et al., 91]** Oluokun F.A., Burdette E.G., Deatherage J.H. (1991), *Splitting tensile strength and compressive strength relationship at early ages*, ACI Materials Journal, vol.88(2), p.115-121.
198. **[Omar et al., 03]** Omar M., Pijaudier-Cabot G., Loukili A. (2003), *Numerical models for coupling creep and fracture of concrete structures*, Computational Modelling of Concrete Structures Euro-C; Proc. intern. symp, St Johan, Balkema.
199. **[Omar, 04]** Omar M. (2004), *Déformations différées du béton : Etude expérimentale et modélisation numérique de l'interaction fluage-endommagement*, Thèse de doctorat, Université de Nantes.
200. **[Onken et Rostásy, 95]** Onken P., Rostásy F. (1995), *Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk bei früh einsetzendem Temperaturzwang*. DAfStb Heft 449, Berlin: Beuth-Verlag
201. **[Østergaard et al., 01]** Ostergaard L., Lange D.A., Altoubat S.A., Stang H. (2001), *Tensile basic creep of early-age concrete under constant load*, Cement and Concrete Research, vol.31, p. 1895-1899.

P

202. **[Paillière et Serrano, 76]** Paillière A.M., Serrano J.J. (1976), *Appareil d'étude de la fissuration du béton*, Bulletin de liaison du Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées.
203. **[Paillière et al., 89]** Paillière A.M., Buil M., Serrano J.J. (1989), *Effect of fiber addition on autogenous shrinkage of silica fume concrete*, ACI Materials Journal, vol. 86, p. 139–150,.
204. **[Parrott, 74]** Parrott L.J. (1974), *Lateral strains in hardened cement paste under short and long-term loading*, Magazine of Concrete Research, vol.26(89), p. 198-202.
205. **[Perraton, 92]** Perraton D. (1992), *La perméabilité au gaz des bétons hydrauliques*, these de Doctorat, INSA de Toulouse.
206. **[Pertué, 08]** Pertué A. (2008), *Etude expérimentale du retrait endogène du fluage propre et de la fissuration des matrices cimentaires au jeune et très jeune âge*, thèse de l'université de Nantes
207. **[Picandet, 01]** Picandet V. (2001), *Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons*, Thèse de Doctorat, Université de Nantes.
208. **[Pichler et al., 07]** Pichler C., Lackner R., Mang H. A. (2007), *A multiscale micromechanics model for the autogenous shrinkage deformation of early-age cement-based materials*, Engineering Fracture Mechanics, vol.74, p.34–58.
209. **[Pihlajavaara, 74]** Philajavaara S.E. (1974), *A review of some of the main results of a research on the aging phenomena of concrete: effect of moisture conditions on strength, Shrinkage and creep of mature concrete*, Cement and Concrete Research, vol.4(5), p. 761-771.
210. **[Pijaudiet-Cabot et Bažant, 87]** Pijaudier-Cabot G. et Bažant Z.P. (1987), *Nonlocal damage theory*, J. of Engrg. Mech., vol.113, p.1512-1533.
211. **[Popovics, 92]** Popovics S. (1992), *Concrete materials: properties, specifications, and testing*, Noyes Publications.

212. **[Powers et Brownyard, 47]** Powers, T.C., Brownyard, T.L. (1947), *Studies of Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste*, Bulletin 22, Research Laboratories of the Portland Cement Association, Chicago.
213. **[Projet CEOS.fr, 09]** *Comportement et Evaluation des Ouvrages Spéciaux Fissuration Retrait* (2009)

R

214. **[Regourd et Gautier, 80]** Regourd, M., Gautier, F. (1980), *Comportement des ciments soumis au durcissement accéléré*, Annales de l'ITBTP, 387.
215. **[Reinhart et Joos, 03]** Reinhardt H.W. and Joos M. (2003), *Permeability and self-healing of cracked concrete as a function of temperature and crack width*, Cement and Concrete Research vol. 33, p.981-985.
216. **[Reviron et al, 07]** Reviron N., Benboudjema F., Torrenti J.-M. (2007), Nahas G., Millard A., *Coupling between creep and cracking in tension*, conference FRAMCOS 6.
217. **[Reviron, 09]** Reviron N. (2009), *Etude du fluage des bétons en traction. Application aux enceintes de confinement des centrales nucléaires à eau sous pression*, Thèse de doctorat ENS Cachan, LMT.
218. **[Riva et al., 99]** Riva P., Brusa L., Contri P. and Imperato L. (1999), *Prediction of Air Steam Leak Rate through cracked reinforced concrete Panels*, Nuclear Engineering and Design, vol. 192, p. 13-30.
219. **[Rizkalla et al., 84]** Rizkalla S.H., Simmonds S.H. & Lau B.L.(1984) *Air leakage characteristics in Reinforced Concrete*, journal of structural Engineering, vol. 110(5), p. 1149-1162.
220. **[Roelfstra et Salet, 94]** Roelfstra P.E., Salet T.A.M. (1994), *Modelling of heat and moisture transport inhardening concrete. Thermal cracking in concrete at early age*, Rilem proceeding 25, ISBN 0-419-18710-3, p. 273-281
221. **[Roll, 64]** Roll R. (1964), *Long time creep-recovery of highly stressed concrete cylinders*, ACI SP-9, Symp. on Creep, Portland Cement Association, Detroit, p.115–128.
222. **[Ruetz, 68]** Ruetz W. (1968), *An hypothesis for the creep of the hardened cement paste and the influence of simultaneous shrinkage*, Proceedings of the Structure of Concrete and its Behaviour under Load, Londres, p. 365-387.
223. **[Ruiz et al., 01]** Ruiz J, Schindler A, Rasmussen R, Kim P, Chang G. (2001), *Concrete temperature modeling and strength prediction using maturity concepts in the FHWA HIPERPAV software*, 7th international conference on concrete pavements, Orlando, USA.
224. **[Rüsch et al., 58]** Rüsch, H., R. Sell, C. Rasch, et S. Stöckl (1958), *Investigations on the strength of concrete under sustained load*. In RILEM Symposium on the influence of time on the strength and deformation of concrete, Munich.

S

225. **[Sabeur et al., 08]** Sabeur H., Meftah F., Colina H., Platret G. (2008) *Correlation between transient creep of concrete and its dehydration*, Magazine of Concrete Research, , vol. 60, no3, pp. 157-163
226. **[Sarkis et al., 02]** Sarkis, M., Granju, J.-L., Arnaud, M., Escadeillas, G. (2002), *Coefficient de dilatation thermique d'un mortier frais*, Materials and Structures, vol. 35(251), p. 415-420.

227. **[Schindler, 04]** Schindler A.K. (2004), *Effect of temperature on hydration of cementitious materials*, ACI Materials Journal, vol.101(1), p. 72-81

228. **[Schwartzentruber et Catherine, 00]** Schwartzentruber A. Catherine C (2000), *La méthode du mortier de béton équivalent (MBE). Un nouvel outil d'aide à la formulation des bétons adjuvantés*, Materials and Structures , vol. 33, p. 475-482.

229. **[Sellier et Bary, 02]** Sellier A., Bary B. (2002), *Coupled damage tensors and weakest link theory for the description of crack induced anisotropy in concrete*, Engineering Fracture Mechanics, vol. 69, p. 1925-1939.

230. **[Sellier, 06]** Sellier A. (2006), *Modélisations numériques pour la durabilité des ouvrages de Génie Civil*, Mémoire d'habilitation, Université Paul Sabatier, Toulouse III, 156p.

231. **[Shah et Grzybowski, 89]** Shah S.P., Grzybowski M. (1989), *Model to predict cracking in fiber reinforced concrete due to restrained shrinkage*, Mag Concrete Research, vol. 41, p. 125–135.

232. **[Shambira et Nounu, 01]** Shambira M.V., Nounu G.F. (2001), *Numerical simulation of shrinkage and creep in patch-repaired axially loaded reinforced concrete short columns*, Computers and Structures, vol.79, p.2491-2500.

233. **[Skoczylas, 99]** Skoczylas F. (1999), *Variations de la perméabilité et comportement sous chargement déviatorique, dans la degradation des bétons, couplage fissuration-dégradation chmique*, (Ed.) Torrenti J.M., Didry O., Ollivier J.P., Plas F., Communications en mécanique, Edition Hermes.

234. **[Smilauer et Bittnar, 06]** Smilauer V., Bittnar Z. (2006), *Microstructure-based micromechanical prediction of elastic properties in hydrating cement paste*, Cement and Concrete Research, vol. 36 (9), p. 1708-1718.

235. **[Springenschmid et al., 94]** Springenschmid R., Breitenbücher R., Mangold M. (1994), *Development of the cracking frame and the temperature-stress testing machine*, Springerschmidt E&FN spon, London : Thermal cracking in concrete at early age.

236. **[Springenschmid, 98]** Springenschmidt, R. (1998), *Prevention of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages –State of the Art Report*. London: E&FN Spon.

237. **[Stanton, 44]** Stanton T.E. (1944), *Tests comparing the modulus of elasticity of cement portland concrete and determined by dynamic (sonic) and compression methods*, ASTM vol.131, p. 17-21.

238. **[Stefan et al., 10]** Stefan L., Benboudjema F., Torrenti J.M., Bissonnette B. (2010), *Prediction of elastic properties of cement pastes at early ages*, Computational Materials Science, vol.47(3), p. 775-784.

239. **[Stephan, 09]** Stefan L. (2009), *Étude expérimentale et modélisation de l'évolution des propriétés mécaniques au jeune âge dans les matériaux cimentaires*, LMT Cachan PhD Thesis.

240. **[Sugiyama et al., 96]** Sugiyama T., Bremner T.W., Holm T.A. (1996), *Effect of Stress on Gas Permeability in Concrete*, ACI Materials Journal, vol.93, p. 443-450.

241. **[Suzuki et al., 92]** Suzuki T., Takiguchi K. & Hotta H. (1992), *Leakage of gas through concrete cracks*, Nuclear Engineering and Design, vol.133(1), p. 121-130.

242. **[Suzuki, 89]** Suzuki Y. (1989), *Evaluation of adiabatic temperature rise of concrete measured with the new testing apparatus*, Concrete library of JSCE, vol.13.

243. **[Swamy et Starvides, 79]** Swamy R.N., Starvides H. (1979), *Influence of fibber reinforcement on restrained shrinkage and cracking*, ACI Journal proceedings, vol.76, p. 443–460,.

T

244. **[Tamtsia et Beaudoin, 00]** Tamtsia B.T., Beaudoin J.J. (2000), *Basic creep of hardened cement paste: A re-examination of the role of water*, Cement and Concrete Research, vol.30, p. 1465-1475.

245. **[Taris, 03]** Taris S. (2003), *Caractérisation du débit de fuite en air sec des fissures du béton des parois de centrales nucléaires*, DEA MAISE, ENS Cachan.
246. **[Taylor, 89]** Taylor, H.F.W. (1989), *Modification of the Bogue calculation*, Adv. Cem. Res., 2.
247. **[Taylor, 90]** Taylor H.F.W. (1990), *Cement chemistry*, ISBN 0-12-683900-X
248. **[Tazawa et Miyazawa, 98]** Tazawa, E., Miyazawa, S. (1998), *Effect of constituents and curing conditions on autogenous shrinkage of concrete*, Proceedings of the international workshop on autogenous shrinkage of concrete, Hiroshima, Japon.
249. **[Terrien, 80]** Terrien, M. (1980), *Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction*, Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées, vol.105, p.65-72.
250. **[Thelandersson, 87]** Thelandersson S. (1987), *Modelling of combined thermal and mechanical action in concrete*, Journal of Engineering Mechanics, vol.113, p 893-903.
251. **[Tognazzi, 98]** Tognazzi C. (1998), *Couplage fissuration-dégradation chimique dans les matériaux cimentaires Caractéristion et Modélisation*, Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse.
252. **[Toma et al., 99]** Toma G., Pigeon M., Marchan J., Bissonnette B., Delagrave A., (1999) *Early age autogeneous restrained shrinkage: stress build up and relaxation*, Second International Research Seminar on Self-desiccation and it's importance in Concrete Technology, Lund, Sweden, p. 61-72.
253. **[Torrenti, 92]** Torrenti, J.-M. (1992), *La résistance du béton au très jeune âge*, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, vol.179, p. 31-41.
254. **[Torrenti et al., 99]** Torrenti J.M., Didry O., Ollivier J.P., Plas F. (1999), *La dégradation des bétons – couplage fissuration-dégradation chimique* ,ed. Hermès.
255. **[Torrenti et al., 04]** Torrenti J.M., Ulm F.J., Bissonnette B. (2004), Chapitre 3 *Eléments de modélisation – identification et caractérisation expérimentale*. In: Acker P., Torrenti J-M., Ulm F-J., *Comportement du béton au jeune âge*. ISBN 2-7462-0985-3
256. **[Torrenti et Benboudjema, 05]** Torrenti J-M., Bendoudjema F. (2005), *Mechanical threshold of cementitious materials at early age*, Materials and Structures, vol. 38(277), p. 299 304.
257. **[Torrenti et al., 08]** Torrenti J. M., Nguyen V. H., Colina H., Le Maou F., Benboudjema F., Deleruyelle F. (2008), *Coupling between leaching and creep of concrete*, Cement and Concrete Research, vol. 38(6), p. 816-821.
258. **[Torrenti et Buffo-Lacarrière, 10]** Torrenti J.M., Buffo-Lacarrière L. (2010), *On the variability of temperature fields in massive concrete structures at early age*, Service life design conference, Delft.
259. **[Toulemonde et Le Maou, 96]** Toutlemonde F., le Maou F. (1996), *Protection des éprouvettes de béton vis-à-vis de la dessiccation: Le point sur quelques techniques de laboratoire*, Bulletin de liaison du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, vol. 203, p. 105-119,.
260. **[Tsimbrovska, 98]** Tsimbrowska M. (1998), *Dégradation des bétons à hautes performances soumis à des températures élevées: évolution de la perméabilité en liaison avec la microstructure*, Thèse, Université Joseph Fourier - Grenoble I.
261. **[Turcry et al., 02]** Turcry, P., Loukili, A., Barcelo, L., Casabonne, J. M. (2002), *Can the maturity concept be used to separate the autogenous shrinkage thermal deformation of cement paste at early age?* Cement and Concrete Research, vol. 32(9), p. 1443-1450.
262. **[Turcry et al., 06]** Turcry P, Loukili A, Haidar K, Pijaudier-Cabot G, Belarbi A (2006), *Cracking Tendency of Self-Compacting Concrete Subjected to Restrained Shrinkage: Experimental Study and Modeling*, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 18, No. 1, January/February 2006, pp. 46-54

U

263. **[Ulm et Acker, 98]** Ulm F.-J., Acker P. (1998), *Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons*, Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées spécial XX, Février 1998, Art. 4170 p. 73-82.
264. **[Ulm et al. 99]** Ulm F.-J., Le Maou F., Boulay C. (1999), *Creep and shrinkage coupling: new review of some evidence*, Revue Française de Génie Civil, vol.3, p. 21-37.
265. **[Ulm et Coussy, 98]** Ulm F-J., Coussy O. (1998), *Couplings in early-age concrete: From material modelling to struxtural design*. International Journal of Solids and Structures, vol. 35(31-32), p.4295-4311.
266. **[Ulm, 99]** Ulm F. (1999), *Couplages thermochemomécaniques dans les bétons* – Un premier bilan, OA31, LCPC, 1999.
267. **[Umehara et al., 94]** Umehara, H., Uehara, T., Iisaka, T., and Sugiyame, A. (1994), *Effect of creep in concrete at early ages on thermal stress. Thermal cracking in concrete at early ages*, R. Springenschmid, ed., E & FN Spon, London, p. 79–86.

V

268. **[Van Breugel, 97]** Van Breugel, K. (1997), *Simulation and hydration and Formation of Structure in Hardening Cement – Based Materials*, Thèse de doctorat, Université Delft, 1997
269. **[Van Genuchten, 80]** Van Genuchten M. T. (1980), *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*, Soil. Sci. Soc. Am. J., vol.44 (5), p. 892– 898.
270. **[Van Vliet et Van Mier, 00]** Van Vliet M.R.A., van Mier J.G.M. (2000), *Experimental investigation of size effect in concrete and sandstone under uniaxial tension*, Engineering Fracture Mechanics, vol.65, p. 165-188.

W

271. **[Waller et Miao, 04]** Waller V., Miao B. (2004), Chapitre 2 : *Les paramètres influents*. In: Acker P., Torrenti J-M., Ulm F-J., *Comportement du béton au jeune âge*. ISBN 2-7462-0985-3
272. **[Waller, 99]** Waller, V. (1999), *Relations entre la composition des bétons, exothermie en cours de prise et résistance en compression*, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
273. **[Weibull 39]** Weibull W. (1939), *The phenomenon of rupture in solids*. Proceeding Royal Swedish Institute of Engineering Research, Stockholm, vol. 153, p. 1-55.
274. **[Weibull 56]** Weibull W. (1956), Some *observations of Leonardo, Galileo, Mariotte and others relative to size effect* . Annals of Science, vol. 13, p. 23-29.
275. **[Weiss et Shah, 02]** Weiss J., Shah S.P. (2002), *Restrained shrinkage cracking: the role of shrinkage reducing admixtures and specimen geometry*, Materials and Structures, vol.85, p. 85–91.
276. **[Weiss et al., 98]** Weiss J., Yang W., Shah S.P. (1998), *Shrinkage cracking of restrained concrete slabs*, ASCE Journal of Engineering Mechanics, vol. 124, p. 756-764.
277. **[Whiting et al.,78]** Whiting D., Litvin A., Goodwin S.E. (1978), *Specific heat of selected concretes*, Journal of American Concrete Institute, vol.75(7), p. 299-305
278. **[Wittmann, 68]** Wittmann, F. H. (1968), *Surface tension shrinkage and strength of hardened cement paste*, Matériaux et Constructions,vol.1(6), p. 547-552
279. **[Wittmann et Roelfstra, 80]** Wittmann F.H., Roelfstra P. (1980), *Total deformation of loaded drying creep,* Cement and Concrete Research, vol.10, p. 601-610.

X

280. **[Xi et al., 94]** Xi Y., Bažant Z.P., Molina L., Jennings H.M. (1994), *Moisture diffusion in cementitious materials: moisture capacity and diffusivity*, Advanced Cement Based Materials, vol.1, p.258–266.

281. **[Xiang et al., 05]** Xiang Y., Zhang Z., He S., Dong G. (2005), *Thermal–mechanical analysis of a newly cast concrete wall of a subway structure*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 20, p. 442–451.

282. **[Xiong et Van Breugel, 01]** Xiong X. et Van Breugel K. (2001), *Isothermal calorimetry study of blended cements and its application in numerical simulations*, Heron, vol.46(3), p. 151-159.

Y

283. **[Yang et Li, 06]** Yang Q-S., Li C-J. (2006), *Evolution of properties in hydration of cements: a numerical study*, Mechanics Research Communications, vol. 33, p. 717-727.

Annexes

Annexe A

Composition du mortier de béton équivalent et procédure de fabrication.

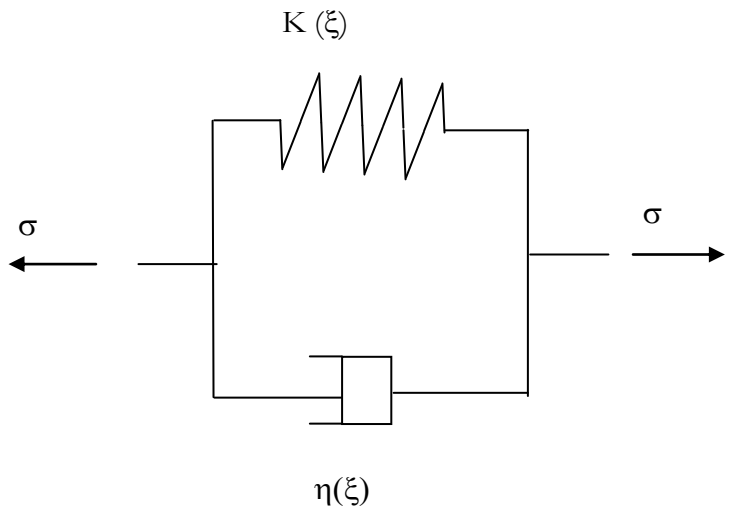
Les échantillons testés dans un calorimètre de type Langavant n'ont pas les dimensions suffisantes pour tester des bétons de manière représentative. C'est une des causes principales qui ont poussé le LCPC à développer l'essai QAB. Néanmoins, **[Schwartzentruber et al.,00]** ont développé le concept de mortier de béton équivalent (MBE). Le principe consiste à remplacer la fraction granulaire dont le diamètre est supérieur à 5 mm par du sable en gardant la même surface spécifique granulaire que le béton de référence. Destiné à la base pour des études rhéologiques, **[Schwartzentruber et al.,00]** ont montré que la représentativité du MBE par rapport au béton de référence était également valable en terme de calorimétrie. Pour déterminer la composition de notre mortier de béton équivalent nous avons utilisé la procédure détaillée dans le chapitre 5 de l'ouvrage « Résultats et recommandations du projet national Calibé » **[Calibé, 03]** (Chapitre intitulé : « la méthode MBE »)

Tableau A-1 : Compositions du mortier de béton équivalent du béton B11

	unité	*pour 1m³*
Ciment	kg/m³	350
Sable (0-5)	kg/m³	860
g (5-12,5)	kg/m³	0
G (12,5-20)	kg/m³	0
Eau	L/m³	201
Plastiment HP (0,35% de la masse de ciment)	kg/m³	1,225

Annexe B

Résolution d'une chaîne de Kelvin Voigt vieillissante



η(ξ) = viscosité de l'amortisseur

σ = contrainte appliquée à la chaîne de Kelvin-Voigt

K(ξ) = raideur du ressort

ξ= degré d'hydratation

Figure B-1 : Schéma d'une chaîne de Kelvin-Voigt

Les équations de base de chaque branche de la chaîne de Kelvin-Voigt sont:

$$\sigma_\eta = \eta(\xi)\,\dot{\varepsilon} \qquad \text{[B-1]}$$

$$\dot{\sigma}_k = k(\xi)\,\dot{\varepsilon} \qquad \text{[B-2]}$$

où ε est la déformation de chaque branche.

Les éléments rhéologiques de cette chaîne étant disposés en parallèle, la déformation que subit chacune des branches est la même et la contrainte globale que subit la chaîne est la somme des contraintes de chaque branche. L'équation globale de la chaîne de Kelvin-Voigt est donc la suivante :

$$\dot{\sigma} = \dot{\sigma}_\eta + \dot{\sigma}_k = \eta\ddot{\varepsilon} + \dot{\eta}\dot{\varepsilon} + k\dot{\varepsilon} \qquad \text{[B-3]}$$

$$\dot{\sigma} = \eta\ddot{\varepsilon} + (\dot{\eta} + k)\dot{\varepsilon} \text{ avec } \dot{\eta} = \frac{\partial\eta}{\partial\xi}\frac{\partial\xi}{\partial t} = \dot{\xi}\frac{\partial\eta}{\partial\xi} \qquad \text{[B-4]}$$

Comme $\eta = k\tau$ et $\dot{\eta} = \dot{k}\tau$ $(\tau = const)$, on obtient l'équation différentielle du second ordre non linéaire suivante:

$$\boxed{\frac{\dot{\sigma}}{k} = \tau\ddot{\varepsilon} + \left(1 + \frac{k}{\dot{k}}\tau\right)\dot{\varepsilon} \qquad \text{[B-5]}}$$

On pose alors :

$$k(\xi) = k_\infty \frac{0{,}473}{2{,}081 - 1{,}608\bar{\xi}} \bar{\xi}^{0{,}62}$$, relation proposée par **[De Schutter, 99]** [B-6]

$$k = \widehat{k} = k\left(\frac{\xi^{n+1} + \xi^n}{2}\right)$$

et $$\dot{k} = \dot{\widehat{k}} = k\left(\frac{\xi^{n+1} - \xi^n}{\Delta t}\right)$$ [B-7]

En posant $\alpha = \dot{\varepsilon}$, l'équation [B-5] devient :

$$\frac{\dot{\sigma}}{k} = \tau\dot{\alpha} + \left(1 + \frac{k}{\dot{k}}\tau\right)\alpha$$ (équation du premier ordre non linéaire) [B-8]

La solution particulière de l'équation [B-8] s'écrit :

$$\alpha = \frac{\dot{\sigma}}{\widehat{k}\left(1 + \frac{\dot{\widehat{k}}}{\widehat{k}}\tau\right)} = \frac{\dot{\sigma}}{\widehat{k}\omega}$$ [B-9]

Et la solution de l'équation [B-8] sans second membre s'écrit :

$$\alpha = \lambda e^{-\frac{t}{\tau}\left(1 + \frac{\dot{\widehat{k}}}{\widehat{k}}\tau\right)} = \lambda e^{-\frac{t}{\tau}\omega} = \lambda e^{-\frac{t}{\bar{\tau}}}$$ [B-10]

La solution complète est donc :

$$\dot{\varepsilon} = \lambda e^{-\frac{t}{\bar{\tau}}} + \frac{\dot{\sigma}}{\widehat{k}\omega}$$ [B-11]

En intégrant, on obtient la solution de l'équation, qui pour un temps t= t^n s'écrit :

$$\boxed{\varepsilon(t = t^n) = \varepsilon^n = \beta - \lambda\bar{\tau}e^{-\frac{t^n}{\bar{\tau}}} + \frac{\dot{\sigma}}{\widehat{k}\omega}t^n}$$ [B-12]

Il faut donc identifier les 2 paramètres de cette solution (β et λ). Pour cela on utilise la déformation dans la branche de l'amortisseur :

$$\sigma_\eta = \eta\,\dot{\varepsilon}$$ [B-13]

D'où $\sigma_\eta{}^n = \eta\,\lambda e^{-\frac{t^n}{\bar{\tau}}} + \eta\frac{\dot{\sigma}}{\widehat{k\omega}}$ et $\lambda = \frac{1}{k\tau}e^{\frac{t^n}{\tau}}\left(\sigma_\eta^n - \eta\frac{\dot{\sigma}}{\widehat{k\omega}}\right)$ [B-14]

En injectant λ dans l'équation, on obtient :

$$\beta = \varepsilon^n + \lambda\bar{\tau}e^{-\frac{t^n}{\bar{\tau}}} - \frac{\dot{\sigma}}{\widehat{k\omega}}t^n = \varepsilon^n + \frac{\bar{\tau}}{k\tau}\left(\sigma_\eta^n - \eta\frac{\dot{\sigma}}{\widehat{k\omega}}\right) - \frac{\dot{\sigma}}{\widehat{k\omega}}t^n \qquad \text{[B-15]}$$

En réalité, la détermination de l'expression de β est inutile puisque l'on cherche à déterminer $\Delta\varepsilon = \varepsilon^{n+1} - \varepsilon^n$ à partir de l'équation [B-12] pour obtenir l'équation suivante dans laquelle β n'intervient pas :

$$\begin{aligned}\Delta\varepsilon &= -\lambda\bar{\tau}(e^{-\frac{t^{n+1}}{\bar{\tau}}} - e^{-\frac{t^n}{\bar{\tau}}}) + \frac{\dot{\sigma}}{\widehat{k\omega}}(t^{n+1} - t^n)\\ &= -\frac{\bar{\tau}}{k\tau}e^{\frac{t^n}{\tau}}\left(\sigma_\eta^n - \eta\frac{\sigma^{n+1} - \sigma^n}{\Delta t\widehat{k\omega}}\right)(e^{-\frac{t^{n+1}}{\bar{\tau}}} - e^{-\frac{t^n}{\bar{\tau}}}) + \frac{\sigma^{n+1} - \sigma^n}{\widehat{k\omega}}\end{aligned} \qquad \text{[B-16]}$$

Qui peut s'écrire sous la forme :

$$\begin{aligned}\Delta\varepsilon = -\frac{\bar{\tau}}{k\tau}\left(\sigma_\eta^n\right)(e^{-\frac{\Delta t}{\bar{\tau}}} - 1) + \sigma^n\left[\left(-\frac{\bar{\tau}}{k\tau}\frac{\eta}{\Delta t\widehat{k\omega}}\right)(e^{-\frac{\Delta t}{\bar{\tau}}} - 1) - \frac{1}{\widehat{k\omega}}\right]\\ + \sigma^{n+1}\left[\left(\frac{\bar{\tau}}{k\tau}\frac{\eta}{\Delta t\widehat{k\omega}}\right)(e^{-\frac{\Delta t}{\bar{\tau}}} - 1) + \frac{1}{\widehat{k\omega}}\right]\end{aligned} \qquad \text{[B-17]}$$

Ou encore,

$$\begin{aligned}\Delta\varepsilon = -\frac{1}{\bar{k}}\left(\sigma_\eta^n\right)(e^{-\frac{\Delta t}{\bar{\tau}}} - 1) + \sigma^n\left[\left(-\frac{1}{\bar{k}}\frac{\eta}{\Delta t\widehat{k\omega}}\right)(e^{-\frac{\Delta t}{\bar{\tau}}} - 1) - \frac{1}{\widehat{k\omega}}\right]\\ + \sigma^{n+1}\left[\left(\frac{1}{\bar{k}}\frac{\eta}{\Delta t\widehat{k\omega}}\right)(e^{-\frac{\Delta t}{\bar{\tau}}} - 1) + \frac{1}{\widehat{k\omega}}\right]\end{aligned} \qquad \text{[B-18]}$$

L'incrément de déformation peut donc se mettre sous la forme suivante :

$$\Delta\varepsilon = a + b\sigma^n + c\sigma^{n+1} \qquad \text{[B-19]}$$

$$a = -\frac{1}{\bar{k}}\left(\sigma_\eta^n\right)(e^{-\frac{\Delta t}{\bar{\tau}}} - 1) \qquad \text{[B-20]}$$

$$b = \left[\left(-\frac{1}{\bar{k}} \frac{\eta}{\Delta t \hat{k} \omega} \right) (e^{-\frac{\Delta t}{\bar{\tau}}} - 1) - \frac{1}{\hat{k}\omega} \right] \quad \text{[B-21]}$$

$$c = -b \quad \text{[B-22]}$$

$$où \quad \begin{cases} \underline{k} = \omega \hat{k} \\ \underline{\tau} = \dfrac{\tau}{\omega} \\ \omega = 1 + \dot{\hat{k}} \dfrac{\tau}{\hat{k}} \end{cases} \quad \text{[B-23]}$$

Pour calculer la déformation au temps n+1, il faut également calculer :

$$\sigma_\eta^{n+1} = \eta \lambda e^{-\frac{t^{n+1}}{\bar{\tau}}} + \eta \frac{\dot{\sigma}}{\hat{k}\omega} \quad \text{[B-24]}$$

$$\sigma_\eta^{n+1} = \frac{\eta}{k\tau} e^{-\frac{\Delta t}{\bar{\tau}}} (\sigma_\eta^n - \eta \frac{\dot{\sigma}}{\hat{k}\omega}) + \eta \frac{\dot{\sigma}}{\hat{k}\omega} \quad \text{[B-25]}$$

$$\sigma_\eta^{n+1} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta t} \left(\bar{\tau} - \frac{\eta^2}{k\tau \hat{k}\omega} e^{-\frac{\Delta t}{\bar{\tau}}} \right) + \sigma_\eta^n \frac{\eta}{k\tau} e^{-\frac{\Delta t}{\bar{\tau}}} \quad \text{[B-26]}$$

$$\sigma_\eta^{n+1} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta t} \bar{\tau} \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{\bar{\tau}}} \right) + \sigma_\eta^n e^{-\frac{\Delta t}{\bar{\tau}}} \quad \text{[B-27]}$$

Annexe C

Données simulation mur Civaux

1 – Environnement :

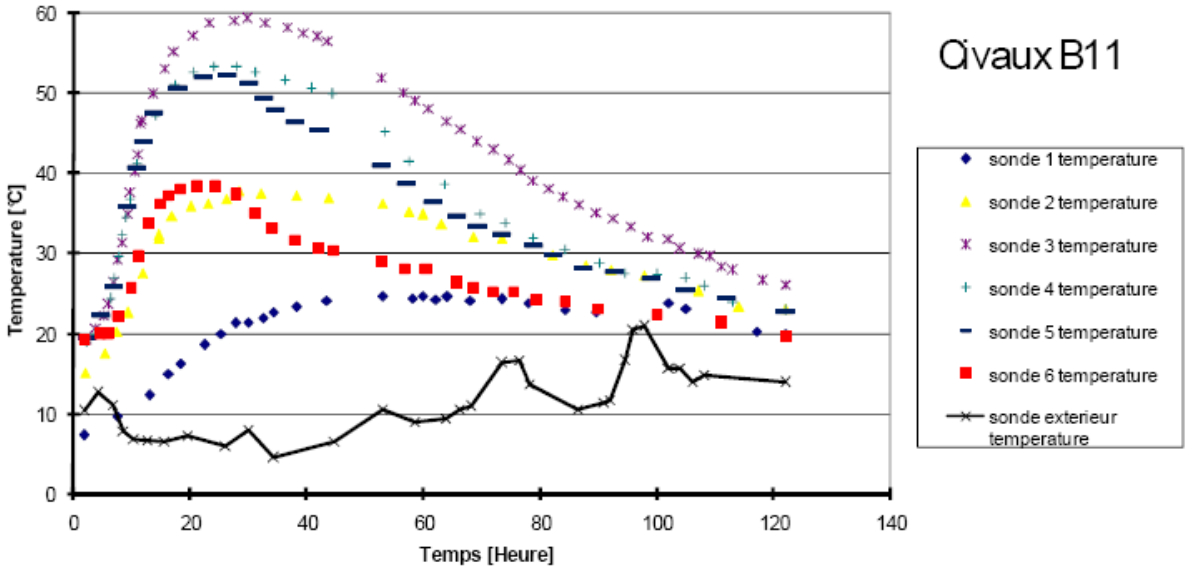
Coefficient d'échange surface de béton libre (surf. sup.) : h=35 kJ/(h.m².K)

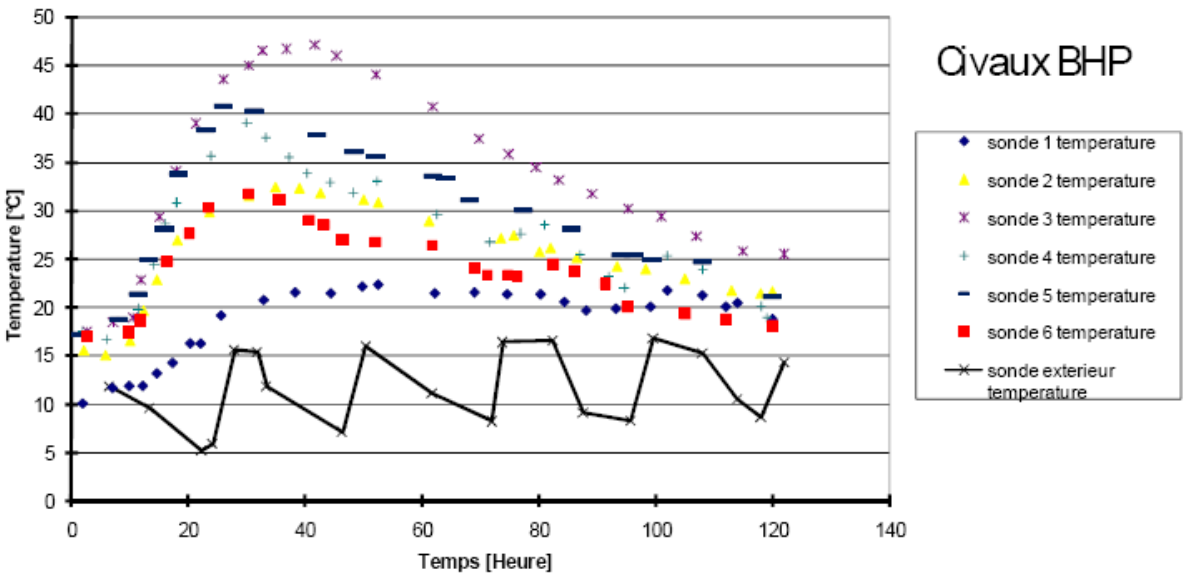
Coffrage :

- Surfaces coffrées : toutes les surfaces latérales, coffrage maintenu tout au long des relevés de températures

- Coefficient d'échange équivalent au coffrage : 26.25 kJ/(h.m².K) (*coffrage bois de 2 cm*)

Température extérieure :





Cadences de coulage : 2ème levée coulée après la fin du relevé de température

2 – Caractéristiques générales des bétons :

Formulations des bétons :

	Maquette B11	Maquette BHP
Granulats d'Arlaut		
12,5/25	769 kg	890 kg
4/12,5	303 kg	209 kg
0/5	769 kg	873 kg
Ciment Airvault	CPA 55 350 kg	CPJ 55 PM 266 kg
Fumée de silice	-	40,3 kg
Eau	195 l	161 l
Adjuvant	1,22 kg (plastiment HP)	9,08 kg (Rhéobuild)

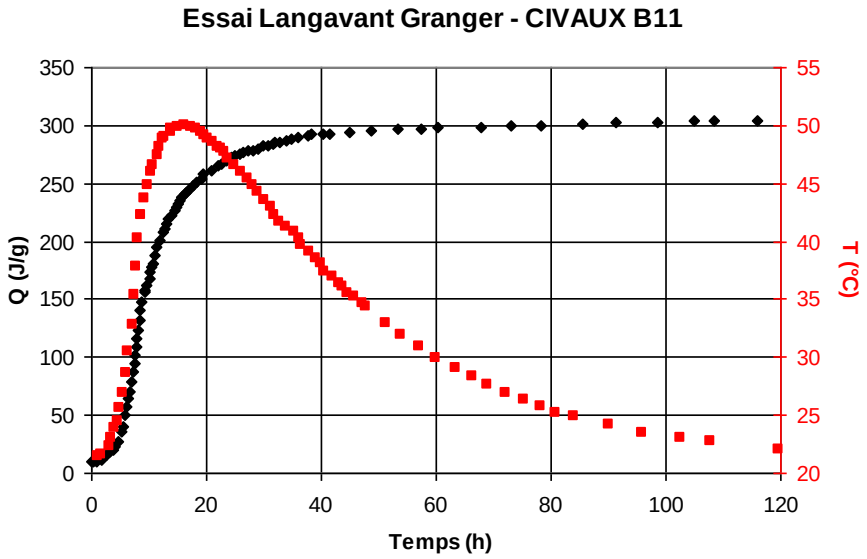
Caractéristiques thermiques :

Conductivité : 2.8 W/(m.K)

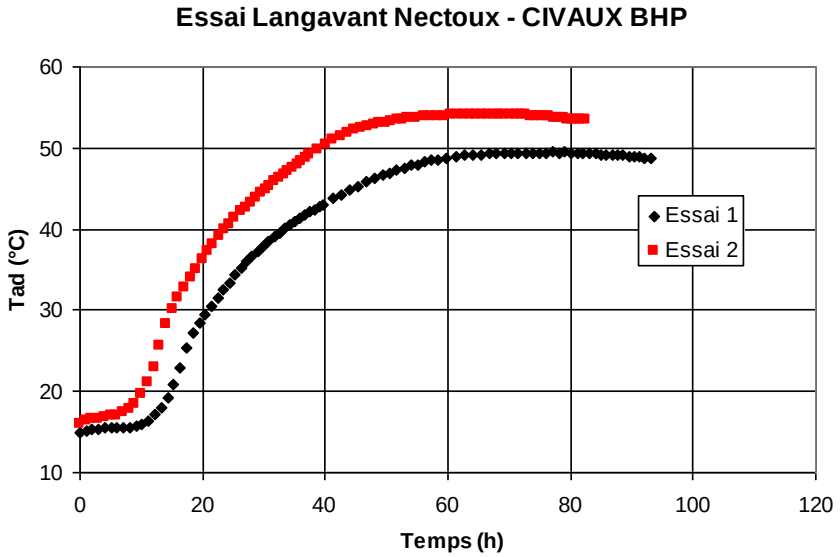
Capacité massique : 950 J/(kg.K)

2 – Caractéristiques chimiques des liants utilisés :

Ciment CPA 55 du B11



Liant composé utilisé pour le BHP :



3 – Caractéristiques mécaniques des liants utilisés :

Caractéristiques instantanées :

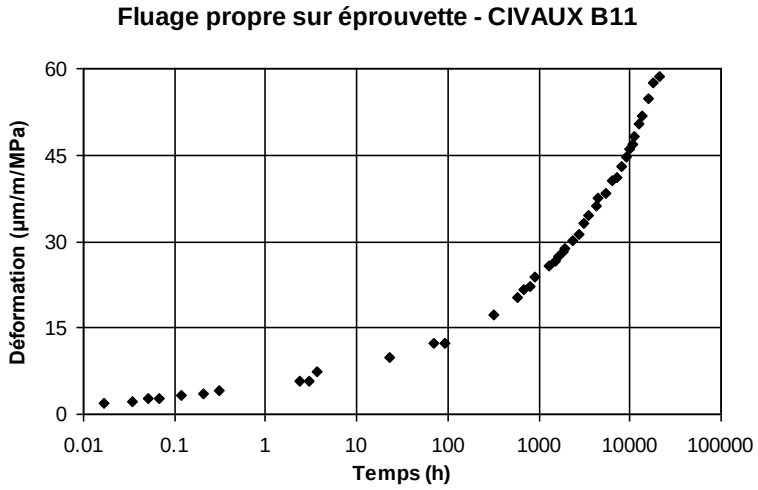
Quelques données matériaux sont disponibles (Nectoux, 1992) :

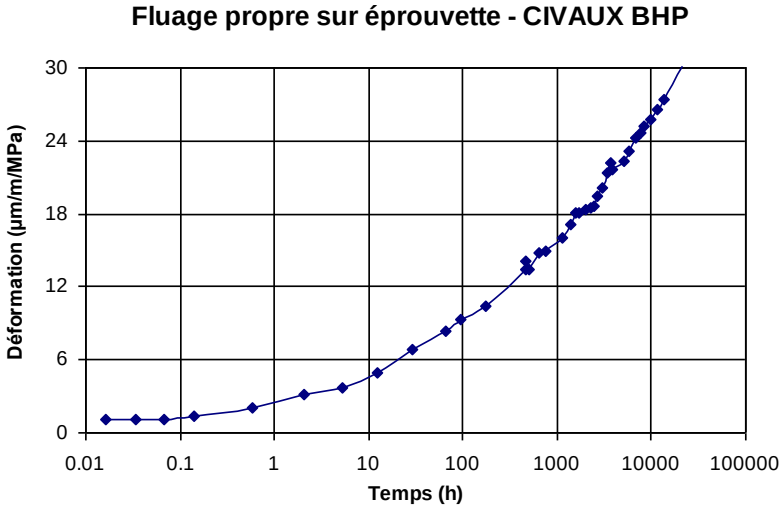
	Maquette B11	Maquette BHP
E (28j)	33,7	36,7
E (1 an)	36,4	39,5

ν (28 j)	0,25	0,25
Rc (28j)	40,2	64,5
Rt (90j)	3,7	3,8

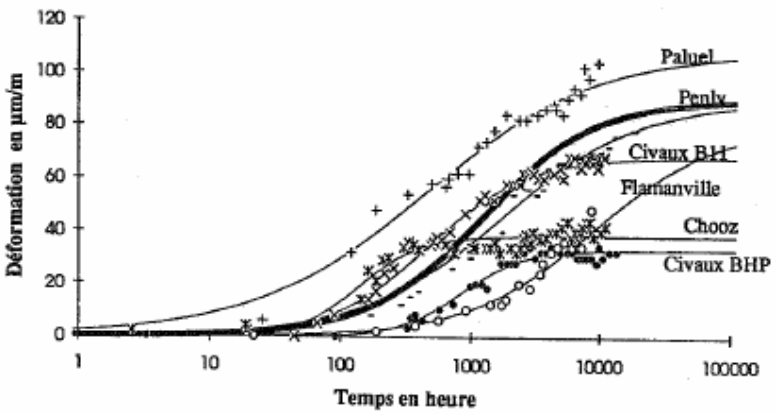
Caractéristiques différées :

Déformations de fluage propre d'une éprouvette cylindrique 16x32 âgée de 28j soumise à un chargement longitudinal de 12 MPa (résultats de Granger)

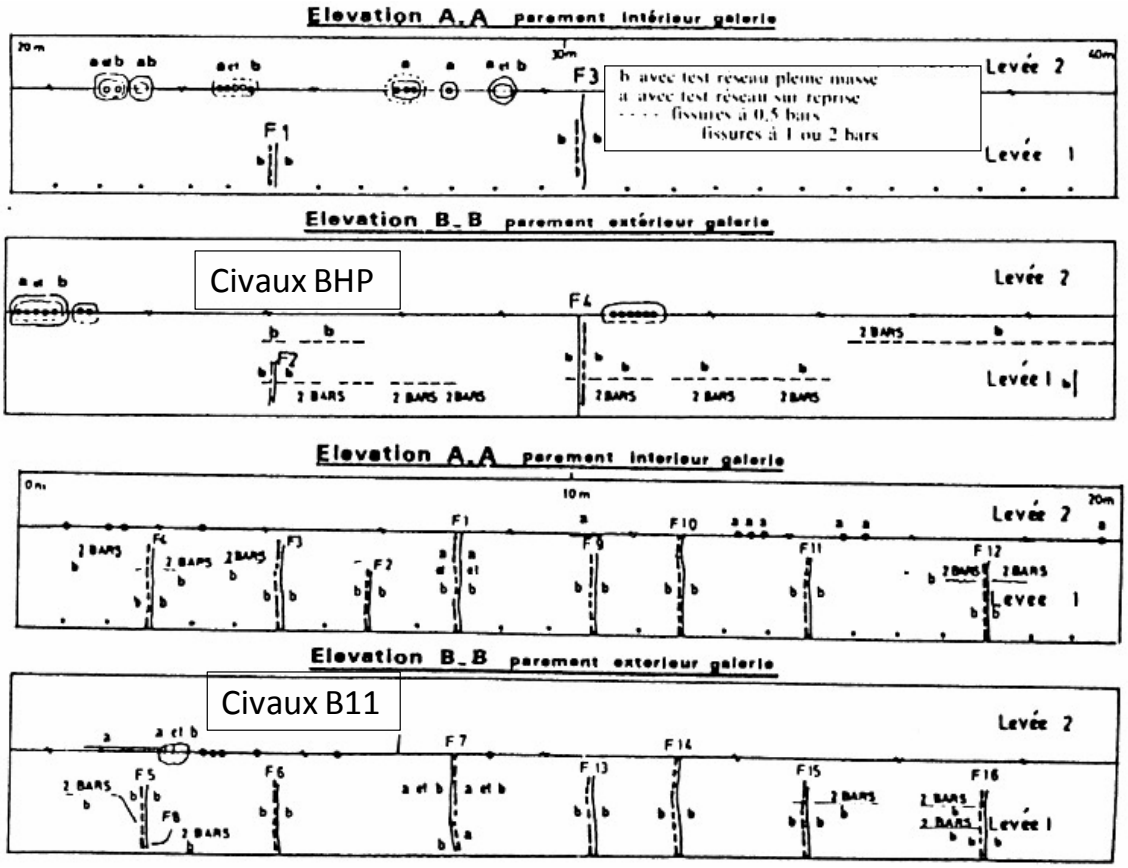




Retrait endogène (résultats de Granger)



4 – Facies de fissuration disponibles :



L'ouverture des fissures a été mesurée :

- Civaux B11 : 8 fissures, (1×40 µm) + (4×100 µm) + (2×200 µm) + (1×500 µm)
- Civaux BHP : 1 fissure, (1×100 µm)

Annexe D

Fiche technique du ciment

Ciments Calcia
Italcementi Group

Direction Industrielle et Technique
Les Technodes
B.P. 01
78931 Guerville cedex

Direction Commerciale
Assistance et Prescription Clients
Tél. : 01 34 77 78 81
Fax : 01 30 98 73 50

Version du : 11/06/2007
N° certificat CE : 0333-CPD-5003

Fiche produit de	Airvault CEM II/A-LL 42,5 R CE PM-CP2 NF

Caractéristiques physiques et mécaniques

Compression en MPa				Retrait en µm/m à 28j	eau pâte pure en %	Début de prise en mn	Chaleur en J/g à 41h	Surface Blaine en cm²/g	Masse Volumique en g/cm3	Stabilité en mm	Maniabilité sur mortier CEN en s
1j	2j	7j	28j								
	32.5		54.6	780	30.2	230	316	3810	3.11	1.0	6.5

Composition élémentaire (%)	
Perte au feu	3.52
SiO2	19.26
Al2O3	4.63
Fe2O3	3.23
TiO2	0.28
MnO	0.07
CaO	62.79
MgO	1.28
SO3	2.73
K2O	1.50
Na2O	0.07
P2O5	0.47
S--	< 0.02
Cl-	0.03
Insoluble CEN	nd
Na2O éq. actif	1.05
Colorimétrie (L)	57.25

Constituants (%)	
Principaux	
Clinker d'*Airvault*	92.0
Laitier (S)	
Cendres (V)	
Calcaire (L)	6.0
Fumées de silice (D)	
Secondaires	
Calcaire (L)	
Fines de cuisson (F)	2.0
Total	100.0
Sulfate de calcium	
Gypse	1.5
Anhydrite	
Additifs	
Agent de mouture *Cloter F5903 (AXIM)*	0.048
Agent réducteur *Sulfate de fer*	0.20

Caractéristiques des constituants

Nature	Caractéristiques	
		K1
Clinker (K)	CaO/SiO2	3.14
	MgO (%)	1.28
K1 : Airvault	Al2O3 (%)	5.09
	Insoluble (%)	0.13
	C3S (%)	67.2
	C2S (%)	8.8
	C3A (%)	7.3
	C4AF (%)	11.1
	NF C3S (%)	58.2
Laitier (S)		
	Laitier vitreux (%)	
	(CAO+MgO)/SiO2	
	CAO+MgO+SiO2 (%)	
Cendres (V)		
	PF (%)	
	CaO réactive (%)	
	SiO2 réactive (%)	
Calcaire (L)		
	CaCO3 (%)	91.06
	Adsorption bleu méthylène (g/100g)	0.50
	TOC (%)	0.09
Fumées de silice (D)	SiO2 amorphe (%)	
	PF (%)	
	Aire massique BET (m²/kg)	

Mouture	
Broyeur(s)	9,8,6 et 7

Stockage	
Silo(s)	cf plan de silotage

Points de vente	Vrac	Sac
Usine d'Airvault	Oui	Non

Valeurs moyennes année 2006 données à titre indicatif.

Siège social :
Rue des Technodes
78930 Guerville
Tél. : 01 34 77 78 00
Fax : 01 34 77 79 06

SAS au capital de 593 836 525 €
Siren 654 800 689 RCS Versailles