



HAL
open science

Analyse sur structures modèles des effets mécaniques de la réaction sulfatique interne du béton

Renaud-Pierre Martin

► **To cite this version:**

Renaud-Pierre Martin. Analyse sur structures modèles des effets mécaniques de la réaction sulfatique interne du béton. Autre. Université Paris-Est, 2010. Français. NNT : 2010PEST1076 . tel-00558200v2

HAL Id: tel-00558200

<https://pastel.hal.science/tel-00558200v2>

Submitted on 7 Nov 2011

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.

Mémoire de thèse de doctorat

Présenté pour l'obtention du grade de Docteur de l'Université Paris Est
Spécialité : Structures et Matériaux

Par :

Renaud-Pierre MARTIN

Analyse sur structures modèles des effets mécaniques de la réaction sulfatique interne du béton

Thèse préparée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées à Paris.

Présentée à Paris le 14 Décembre 2010 devant le jury composé de :

Denis DAMIDOT	Président du jury	Ecole des Mines de Douai
Benoît FOURNIER	Rapporteur	Université Laval
Alain SELLIER	Rapporteur	Université Paul Sabatier
Alain JEANPIERRE	Examineur	Electricité de France
Antonio SANTOS SILVA	Examineur	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Karen SCRIVENER	Examinatrice	Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
Jonathan WOOD	Examineur	Structural Studies & Design Ltd
François TOUTLEMONDE	Directeur de thèse	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Avertissement

Les travaux de cette thèse ont été financés conjointement par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) et Electricité de France (EDF) (contrat C455C60530). L'ensemble des données correspondantes constitue une base de données pouvant être utilisée pour le développement et/ou la validation d'outils de re-calcul de structures atteintes de RSI et sont la propriété commune du LCPC et d'EDF. Néanmoins, cette base de données est disponible gratuitement sur demande et après accord des deux organismes. Leur utilisation engage à la citation de la présente thèse comme source de données.

Résumé

La Réaction Sulfatique Interne (RSI) est une pathologie endogène du béton pouvant affecter les matériaux soumis à un échauffement au-delà d'une température d'environ 65°C (résultat d'un procédé de préfabrication ou d'un échauffement d'une pièce massive lors de l'hydratation du ciment). Elle consiste en une formation d'ettringite tardive dans le matériau durci à partir des sulfates initialement présents et conduit à un gonflement du béton. Il s'en suit une fissuration de celui-ci et une dégradation des performances mécaniques pouvant poser des problèmes d'intégrité structurelle à l'instar des effets de la Réaction Alcali-Granulat (RAG) à laquelle elle est fréquemment observée couplée *in situ*.

Lorsqu'un ouvrage est atteint, il convient de savoir diagnostiquer la pathologie, évaluer l'aptitude au service de celui-ci, prédire l'évolution mécanique de la structure et mettre en œuvre des méthodes de réparation. La réponse à ces objectifs nécessite une compréhension fine des effets de la RSI tant à l'échelle microscopique qu'à l'échelle de l'ouvrage. De nombreuses études expérimentales et théoriques ont été menées afin de déterminer les mécanismes physico-chimiques mis en jeu ainsi que les paramètres influençant la RSI. Néanmoins, la complexité des phénomènes sous-jacents peut rendre délicate la transposition de ces connaissances pour expliquer les effets structurels. Les approches macroscopiques semblent donc pouvoir apporter des éléments complémentaires de réponse à ces questions en se basant sur les connaissances déjà acquises et disponibles dans la littérature.

Afin de mettre au point de telles approches, il est nécessaire de développer une compréhension détaillée des effets de la pathologie à l'échelle du matériau. Ce mémoire décrit les résultats d'une étude de laboratoire mettant en œuvre des essais sur éprouvettes pour caractériser les couplages entre les gonflements et l'humidité, la température, et l'état de contraintes. Ces travaux ont également été l'occasion d'étudier plus en détail les couplages existant entre RAG et RSI. En parallèle, des suivis dimensionnels et hydriques de poutres armées ou non et soumises à des conditions d'exposition à l'humidité contrôlées ont permis de constituer une base de données des effets structurels de la RSI (couplée ou non à la RAG). La confrontation de ces recherches menées conjointement à l'échelle du matériau et de la structure fournit des données permettant d'une part de mettre au point des méthodes de re-calcul des ouvrages (en formulant notamment les lois de couplages nécessaires) et d'autre part de les valider en confrontant leurs prédictions aux résultats expérimentaux.

Ce mémoire propose tout d'abord une étude bibliographique faisant le point sur les principales connaissances disponibles sur la RSI. À l'aide de celles-ci, un programme expérimental a été défini et est décrit en détail. Une large partie de ces travaux est consacrée à l'étude des couplages entre humidité et expansion de RSI, couplée ou non à la RAG. Différentes histoires hydriques sont envisagées et sont confrontées aux cinétiques et amplitudes de gonflement correspondantes. Enfin, une analyse détaillée du fonctionnement de structures simples soumises à une réaction de gonflement est proposée. Après une description et une interprétation des résultats expérimentaux, une étude du fonctionnement structurel des corps d'épreuve dans le cadre de la théorie des poutres est proposée. De plus, un exemple d'application du module de re-calcul RGIB est proposé.

Mots Clés : RSI, béton, ettringite, gonflement, humidité, structure, couplages, suivi expérimental

Abstract

Delayed Ettringite Formation (DEF) is an autogenous reaction that can affect concretes heated at a temperature higher than about 65°C (precast concrete, massive structures). It leads to the precipitation of ettringite in the hardened material that induces swellings, cracking and decrease of the mechanical properties. In the field, this reaction is often observed acting simultaneously with Alkali Aggregate Reaction (AAR) whose macroscopic effects are similar.

For a structure manager, it is necessary to be able to diagnose the reaction, to assess the safety and serviceability of the structure, to predict its evolution and finally to determine repair methods. To answer these objectives, it is necessary to understand the effects in a precise way both at a microscopic scale and at the scale of a structure. In the literature, a lot of experimental and theoretical researches have been reported. They mainly deal with the chemo-physical mechanisms of the reaction. However due to the complexity of the underlying phenomena, these data can be quite difficult to use to explain the structural behaviour of the affected structures. In this context the macroscopic approaches seem to be well adapted to complement the explanation of these effects using the basic knowledge of the microscopic phenomena.

To develop such approaches, it is necessary on the one hand to finely understand the effects of the reaction at the scale of the material. This report describes the results of a laboratory study that aimed at providing data to reach this objective: tests were performed on small specimens to assess the couplings between the swellings and humidity, temperature and mechanical loadings. On the other hand, to understand the mechanical behaviour of structures affected by DEF, a dimensional and hydrous monitoring of reinforced and plain concrete beams (affected by DEF or both DEF and AAR) was performed. The combined use of these material and structural data gives the opportunity to develop macroscopic models by formulating and calibrating coupling laws and to validate them by comparing their predictions to the experimental results.

Firstly, a literature review is proposed to analyse the available knowledge concerning DEF. Secondly, the experimental programme defined in this study is described in details as well as the original experimental techniques developed in this work. Then, the study concerning the couplings between the swellings and the moisture conditions is given. The couplings between DEF and AAR are investigated in this part of the research as well. Finally, the experiments performed on structures are analysed. A theoretical approach based on the theory of the strength of materials is proposed to explain the structural behaviour of these specimens. Moreover, an application of the RGIB re-assessment method is proposed to illustrate the methodology developed at the LCPC.

Key words : DEF, concrete ettringite, swellings, humidity, structure, couplings, experimental monitoring

Avant-propos

Ces remerciements peuvent paraître longs mais illustrent le contexte collaboratif qui a été nécessaire à ces travaux. Il m'a tenu à cœur de citer de la manière la plus exhaustive possible les acteurs de ce projet (même si j'en oublierai très probablement certains) sans lesquels je n'aurais pu mener à bien cette thèse.

De nombreuses personnes ont participé au bon avancement de cette étude sur les plans techniques et administratifs. Je souhaite ici les remercier au titre du déroulement de ce programme de recherche partenariale :

- Au sein de la division Métrologie et Instrumentation du LCPC (Equipe de F. Derkx) :
 - E. Merliot (étude des plans d'instrumentation),
 - S. Buttigieg (conception, réalisation et entretien des réacteurs à 100 % d'humidité relative, prêt de machines pour entretien des dispositifs expérimentaux),
 - J.-L. Bachelier (assemblage des robots de mesures dimensionnelles, fabrication de pièces mécaniques),
 - M. Séverin (fabrication de pièces mécaniques),
 - G. Six (fabrication et maintenance des dispositifs électroniques pour robots de mesures dimensionnelles, aide au diagnostic des dysfonctionnements des banc de pesée et de gammadensimétrie, aide à la remise en état du circuit de seuil du banc de gammadensimétrie),
 - C. Nguyen Van Phu (programmation des robots de mesure),

- Au sein de la division Physico-Chimie des Matériaux du LCPC :
 - L. Divet (animateur de l'opération de recherche n°11N052, participation au comité de suivi de la thèse de R.-P. Martin),
 - A. Pavoine (coordination des essais en relation avec la division PCM, relecture des rapports d'essai),
 - F. Lespinasse (observations et analyses MEB),
 - C. Castella (observations et analyses MEB),
 - B. Zitoun (réalisation des analyses chimiques),
 - B. Giordano (réalisation des analyses chimiques, aide à l'approvisionnement en « consommables chimiques »),
 - S. Lavaud (aide à l'approvisionnement en « consommables chimiques »),
 - H. Letumier (préparation d'échantillons pour analyse chimique),

- Au sein de la division Béton et Composites Cimentaires du LCPC :
 - N. Roussel (aide à la formulation des bétons et à la prédiction de leur rhéologie),
 - C. Boulay (prêt des calorimètres Q_{AB} et aide à l'interprétation des mesures),
 - F. Le Maou (prêt du matériel de conditionnement des bâtis de fluage),
 - S. Ramanich et P. Fakhri (réservation des presses pour essais mécaniques),
 - P. Belin (formation à la mesure de porosité accessible à l'eau et mise à disposition du matériel),

J.-F. Bouteloup (prêts de matériels et formation à la mesure de porosité accessible à l'eau),

D. Simitambe, J. Carriat et F. Guirado (réalisation des premiers coulages de corps d'épreuve),

▪ Au sein de la division Exploitation, Signalisation, Eclairage du LCPC :

C. Périnelle (aide à la remise en état du circuit de seuil du banc de gammadensimétrie),

▪ Au sein de la section des Moyens Généraux du LCPC :

R. Gondran, C. Clomp, G. Couégnat, P. Mariette et M. Garnier (la gestion des locaux et du matériel mis en œuvre pour cette étude),

▪ Au sein de la Direction Technique « Ouvrage d'Art » du LCPC :

B. Godart (suivi des travaux de thèse et participation au comité de suivi de la thèse de R.-P. Martin),

V. Fournier (aide à la gestion de points administratifs et prêts de matériels),

▪ Au sein de la division Mécanique des Sols et des Roches et Géologie de l'Ingénieur du LCPC :

F. Martineau (mise à disposition des dispositifs de carottage, de sciage et de surfacage des éprouvettes, réalisation d'essais de fluorescence des ions uranyles),

J.-S. Guedon-Dubied (réalisation d'essais de fluorescence des ions uranyles),

▪ Au sein de la division Fonctionnement et Durabilité des Ouvrages d'Art (section Durabilité des Ouvrages d'Art) du LCPC : :

M. Cong (aide à la gestion de points administratifs),

V. Bouteiller (mise à disposition de locaux à température régulée et prêts de matériels),

A. Deman et J. Dauthuille (prêts de matériels),

▪ Au sein de la division Fonctionnement et Durabilité des Ouvrages d'Art (section Fonctionnement et Ingénierie des Ouvrages d'Art) du LCPC :

F. Toutlemonde (définition générale du programme expérimental, initiation des opérations, suivi régulier des travaux, participation au comité de suivi de la thèse de R.-P. Martin, relecture d'articles, encadrement de la thèse),

D. Siegert (participation à la mise au point du programme expérimental, participation à la mise au point du dispositif de traitement thermique, participation au comité de suivi de la thèse de R.-P. Martin et relecture d'articles),

P. Marchand (mise à disposition des moyens expérimentaux de la plate forme d'essai des structures et appui administratif),

S. Chartier (aide à la gestion de points administratifs [2006-2007]),

J. Haroun (aide à la gestion de points administratifs [2008-2009]),

H. Blazejewski (aide à la gestion de points administratifs [2009-]),

F. Karouia, stagiaire (participation à toutes les phases expérimentales d'Avril à Août 2007),

M. Champrobert et S. Radjani, stagiaires (participation à toutes les phases expérimentales d'Avril à Juillet 2008),

C. Dauvois, stagiaire (participation à toutes les phases expérimentales d'Avril à Juillet 2009),

M. Quiertant (relecture d'articles et répétition de présentation en congrès),

N. Baghdadi (aide aux modélisations numériques),

F. Gomes (assistance photographique lors des coulages),

R. Sadone (assistance photographique lors des coulages),

F. Baby (assistance photographique lors des coulages, aide à la mise en œuvre d'une acquisition de secours par système Catman),

O. Omikrine Metalssi (participation au comité de suivi de la thèse de R.-P. Martin, assistance photographique lors des coulages, participation à des fabrications, aide à la modélisation numérique),

R. Rousse (suivi dimensionnel des éprouvettes de gonflement sous contraintes à l'aide du robot),

D. Helix (suivi dimensionnel des éprouvettes de gonflement sous contraintes à l'aide du robot, suivis dimensionnels par extensométrie à pointeaux, préparation d'échantillons pour dosage des alcalins des bétons),

L'« équipe technique » de la dalle d'essai des structures et plus particulièrement :

F.-X. Barin (Fabrication des corps d'épreuve [coulage, mise en œuvre, carottage, surfaçage...], préparation des corps d'épreuve pour mesures d'extensométrie à pointeaux et réalisation de mesures, suivi et maintenance du matériel informatique, suivi général du programme...),

C. Bazin (aide à la gestion de points administratifs [2007-2008], fabrication de corps d'épreuve [coulage, mise en œuvre, carottage, surfaçage...], préparation des corps d'épreuve pour mesures d'extensométrie à pointeaux, suivi et gestion du programme d'essais de gonflement libre [extensométrie à pointeaux], réalisation de mesures diverses, fabrication des coffrages, gestion des commandes de matériel...),

J. Billo (Fabrication des corps d'épreuve [coulage, mise en œuvre, carottage, surfaçage...], fabrication des ferrailages, fabrication des coffrages, conception de dispositifs expérimentaux, suivi des capteurs dans le temps, essais mécaniques sur presse, suivis dimensionnels par extensométrie à pointeaux, maintenance des installations, rangements et aménagements, développement de matériels pour expérimentations, suivi général du programme...),

M. Estivin (fabrication des corps d'épreuve [coulage, mise en œuvre, carottage, surfaçage...], instrumentation des corps d'épreuve, suivi et mise au point des capteurs en milieu agressif (notamment jauges de déformation sur acier), suivis dimensionnels par extensométrie à pointeaux, conception de dispositifs expérimentaux, maintenance des installations, rangements et aménagements, développement de matériels pour expérimentations, suivi général du programme...),

L. Lauvin (fabrication des corps d'épreuve [coulage, mise en œuvre, carottage, surfaçage...], maintenance et mise en œuvre des moyens hydrauliques, essais mécaniques sur presse, conception de dispositifs expérimentaux, réalisation de plans pour pièces mécaniques, mise en œuvre des bâtis de fluage, approvisionnements en matériels, management de l'équipe technique, gestion des aspects « sécurité », suivi général du programme...),

C. Massotte (suivis dimensionnels par extensométrie à pointeaux, participation au suivi hydrique global des poutres par pesée),

J.-C. Renaud (fabrication des corps d'épreuve [coulage, mise en œuvre, carottage, surfacage...], étalonnages et mise au point des protections de capteurs (notamment Sensirion et jauges de déformation sur acier), conception, mise au point et maintenance des dispositifs d'instrumentation et d'acquisition [CV, pain de sucre, LVDT...], gestion des aspects métrologiques d'une manière générale, essais mécaniques sur presse, suivis dimensionnels par extensométrie à pointeaux, mesures dimensionnelles par robot, pesée des poutres, gammadensimétrie, traitement de données, suivi général du programme, approvisionnement en matériels d'instrumentation...),

- Au sein d'EDF :

E. Bourdarot, E. Grimal et A Jeanpierre (participation au comité de suivi de la thèse de R.-P. Martin, aide au financement des travaux de recherche).

- Au sein du LMDC :

S. Multon (participation au comité de suivi de la thèse de R.-P. Martin).

Je tiens également à mentionner le soutien de la société Dynaopt pour la remise en état des bancs de gammadensimétrie et de pesée ainsi que la fabrication des extensomètres à cordes vibrantes et de leur système de conditionnement et l'appui de la direction scientifique (J.-L. Clément) et de la direction des programmes (J. Bonny) pour faire face aux imprévus et faciliter le déroulement matériel des travaux (avenant au contrat C455C60530).

D'un point de vue professionnel, je souhaite tout d'abord remercier M. François Toutlemonde qui a assuré la direction de ces travaux et en a suivi la réalisation. Il a su m'accorder sa confiance en me chargeant de mener à bien ce programme expérimental. J'ai particulièrement apprécié l'autonomie qu'il a su me laisser, me permettant ainsi d'opérer mes propres choix. J'espère m'être montré à la hauteur de ses espérances. Je le remercie également de ses relectures approfondies (que ce soit de ce manuscrit ou des autres productions écrites rattachées à cette thèse) qui ont très largement contribué à améliorer la qualité des documents produits. Enfin, je le remercie également d'avoir permis le très bon déroulement de cette étude financièrement et administrativement. Je remercie par la même occasion M. Pierre Marchand qui a pris la succession de François à la tête de la Plate Forme d'Essais des Structures et a ainsi assuré la continuité de la faisabilité matérielle de ces travaux.

Mes remerciements vont également à M. Alain Sellier et M. Benoît Fournier pour avoir accepté d'être rapporteurs de ce travail. J'ai pu les rencontrer au cours de mes travaux et les discussions que j'ai pu avoir avec eux m'ont permis d'avoir une vision nouvelle sur mes recherches et ont contribué à les étoffer. Qu'ils en soient remerciés ici.

Ma gratitude va également à M. Denis Damidot qui a accepté d'être examinateur de cette thèse. La lecture de ses nombreuses publications relatives à la RSI m'a permis de mieux comprendre la chimie de cette réaction et m'a initié à certaines notions qui m'étaient (malheureusement) inconnues.

Je remercie par ailleurs Mme Karen Scrivener, M. Antonio Santos Silva et M. Jonathan Wood d'avoir accepté d'être examinateurs de ces travaux. Chacune de nos

rencontres s'est également révélée très fructueuse et j'espère qu'il en sera ainsi encore longtemps.

Enfin, je tiens à remercier M. Alain Jeanpierre d'avoir accepté d'être examinateur de ces travaux. Les rencontres et discussions que j'ai pu avoir avec lui au cours de ces travaux se sont toujours révélées profitables. Qu'il en soit remercié ici.

Je remercie M. Bruno Godart de m'avoir fait participer à une réunion du comité technique TC 219 ACS de la RILEM. Cette première incursion dans une communauté scientifique internationale m'a été très profitable et certaines notions présentées dans ce mémoire n'auraient probablement pas vu le jour si je n'avais pas eu cette opportunité.

Par ailleurs, merci à M. Jean-François Seignol d'avoir partagé avec moi sa compétence technique dans le domaine des réactions de gonflement interne ainsi que sa sympathie. Toutes deux se sont révélées utiles au cours de ces travaux !

J'ai également su apprécier la convivialité de l'ensemble des membres du comité de suivi de cette thèse : Alain Jeanpierre, Eric Bourdarot, Loïc Divet, Etienne Grimal et Stéphane Multon. Tous ont su apporter leur pierre à cet édifice et ont contribué à maintenir ce projet dans le sens de la marche.

Je remercie enfin M. Othman Omikrine-Metalssi pour les échanges que nous avons pu avoir, pour son aide à la mise en œuvre des modélisations à l'aide du code aux éléments finis CESAR-LCPC mais aussi pour sa bonne humeur et sa serviabilité. Les calculs issus du module RGIB présentés dans ce mémoire lui doivent beaucoup. J'espère que les collaborations que nous avons déjà initiées perdureront dans le temps.

A mi-chemin entre le professionnel et le personnel, j'ai pu faire la connaissance de personnes ayant joué un rôle primordial dans ces travaux, tant d'un point de vue technique qu'humain : Valérie, Othman, Florent, Fernanda, Marc Q., Henriette, Pierre, Marco E., F.-X., Ludo, Jojo, Jean-Claude, Raphaëlle (et l'inséparable Rémi B.), Céline, Cyril, Romain, Dominique, Steph B., Steph L., Christophe, Claude, Fabrice, François M., Véronique B., Minh ... Tous ont su m'apporter quelque chose, d'une manière ou d'une autre. Qu'ils en soient remerciés ici.

J'ai particulièrement apprécié l'accueil qui m'a été réservé par l'équipe ainsi que l'implication dont elle a su faire preuve dans le cadre de ce projet pourtant long et délicat. Merci à Marco et Jojo de m'avoir fait profiter de leur expérience, de leur savoir-faire et de leur ingéniosité (et surtout de me les avoir enseignés !). Ces qualités se sont révélées être décisives en particulier pour la fabrication des corps d'épreuve et l'organisation pratique des opérations. D'autre part, je souhaite remercier tout particulièrement ma « force de frappe » comme j'aime à les appeler : Céline (qui a assuré la réalisation d'une grande partie des 16 000 pesées [soit environ 80 tonnes de béton] et des 140 000 mesures d'expansion sur éprouvettes réalisées dans le cadre des essais de gonflement libre présentés dans ce mémoire et qui a su rester motivée malgré les nombreuses difficultés rencontrées) et J.-C. (pour qui il serait difficile de lister de manière exhaustive l'ensemble des activités mais dont l'implication et le dynamisme à toute épreuve ont été pour moi bien plus qu'un soutien. Il a été notamment l'artisan du suivi des 330 voies interrogées toutes les 15 minutes pour le suivi des poutres depuis maintenant plus de deux ans – ce travail lui doit énormément). Je tiens également à remercier Ludo et F.-X. n'ayant pas pu participer à l'ensemble de ce projet mais dont le rôle a été également primordial et la contribution irremplaçable. Enfin, même si elle n'a pas participé « directement » à cette étude (bien que certains aspects administratifs lui doivent beaucoup), je remercie Valérie pour la bonne humeur et la gentillesse qu'elle apporte chaque jour. Toutes ces personnes sont les artisans

de ce projet et ont rendu possible la préparation de cette thèse. J'ai énormément appris à leur contact tant sur le plan technique qu'humain. Qu'ils soient assurés de ma profonde gratitude. Ils sont aujourd'hui des amis avant d'être des collègues et m'ont apporté plus qu'une aide professionnelle par le biais de nos sorties, repas, sorties VTT (trop rares au goût de certains...) ou séances de bricolage...

Je souhaite également remercier Raphaëlle Sadone qui a grandement facilité la finalisation de cette thèse en retardant certaines de ses activités afin de faciliter l'organisation de ces travaux. J'ai particulièrement apprécié ce geste.

Par ailleurs, je souhaite remercier M. Ali Mesbah que j'ai côtoyé à l'ENTPE et qui m'a toujours encouragé à faire une thèse.

Enfin sur un plan personnel, je souhaite remercier l'ensemble de ceux qui m'ont soutenu tout au long de cette thèse. Polo, Guigi, Jojo, Pyt, Augustin, Poussin, Gros, Nab, JB, les copains du rugby (Fushi, tripot...), Annelise, Mamat et Lilou, Seb, Hélène et Max, Clément (merci pour ces deux années de colocation), Virginie et bientôt Jean-Be, Anne-Laure, Fred, ma Wings, et tout ceux que j'oublie... Tous les bons moments passés avec eux ont contribué à garder ma motivation intacte.

Je n'oublie pas les anciens du FFB (Mathou, Kev, Viv, Arnaud, Oliv et Vinz) qui ont rythmé mes activités pendant deux ans et avec qui j'ai vécu une excellente aventure musicale. Ceci m'a permis de me changer les idées ce qui s'est révélé parfois (souvent ?) très utile.

Je remercie par ailleurs très amicalement Gregory Heinfling qui est en grande partie « responsable » du goût que j'ai développé pour le Génie Civil et de mon envie de poursuivre mon cursus par une thèse. J'ai beaucoup appris avec lui, professionnellement et humainement. Je n'oublie pas non plus Alexis Courtois avec qui j'ai eu grand plaisir à travailler. J'ai toujours plaisir à les revoir et j'espère pouvoir collaborer avec eux à nouveau à l'avenir.

Je tiens également à exprimer ma profonde gratitude à mes parents qui m'ont toujours soutenu et qui m'ont donné tous les moyens pour mener à bien mes projets durant toutes ces années. C'est grâce à eux si j'ai pu accomplir ces travaux. Qu'ils soient assurés ici de la place qu'ils prennent dans ma vie. J'ai également une pensée particulière pour mes sœurs (ainsi que Max), ma grand-mère et mes grands-parents et ma famille proche qui tous à leur manière m'ont soutenu.

Pour finir, ces remerciements seraient incomplets si je ne citais pas Maggie qui partage ma vie. Si elle n'est pas intervenue sur le plan technique dans ces travaux, elle est incontestablement celle qui m'a apporté le plus psychologiquement et humainement. Je la remercie pour la patience dont elle a su faire preuve, les sacrifices qu'elle a consentis tout au long de ces travaux et le calme qu'elle a su garder lorsqu'elle a dû supporter mon caractère au retour des journées difficiles. Elle a su me canaliser tout au long de cette thèse et ses précieux conseils se sont toujours révélés pertinents. Qu'elle soit assurée ici de ma gratitude et de l'importance du rôle qu'elle a joué (et qu'elle continue à jouer !) pour moi. Ich möchte auch ihren Eltern, ihrer Schwester und ihrem Schwager für die Unterstützung und Freundlichkeit danken.

Enfin, j'ai une pensée particulière pour mon grand-père Michel avec qui j'aurais souhaité pouvoir partager cette expérience. Je lui dédie ce travail.

Sommaire

RESUME	5
ABSTRACT	7
AVANT-PROPOS	9
INTRODUCTION	21
CHAPITRE 1 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	25
1 Qu'est ce que la RSI ?	27
2 Ettringite : définition et propriétés des cristaux	29
2.1 Définition	29
2.2 Domaine de stabilité.....	30
2.3 Mécanisme de formation.....	36
2.4 Possibilités de formation d'ettringite tardive	37
2.5 Pressions de cristallisation	38
3 Mécanismes de gonflement	42
3.1 Gonflement de l'ettringite colloïdale	42
3.2 Phénomène de la double couche électrique.....	43
3.3 Gonflement en des zones localisées : interfaces pâte – granulat et extrémités des fissures	43
3.4 Gonflement homogène de la pâte.....	44
3.5 Mécanismes de gonflement « combinés ».....	48
3.6 Conclusions.....	50
4 Paramètres influençant la RSI	50
4.1 Les caractéristiques cimentaires.....	50
4.2 Les silicates de calcium hydratés	54
4.3 Le rôle des alcalins.....	58
4.4 Histoire thermique.....	60
4.5 Effets de l'humidité.....	66
4.6 Microstructure du matériau cimentaire	68
4.7 Action concomitante de la RSI avec d'autres mécanismes délétères.....	72
4.8 Effet des contraintes.....	76
4.9 Synthèse : conditions d'apparition de la RSI ?.....	77
5 Les effets de la RSI à l'échelle du matériau et de la structure.....	78
5.1 Effets à l'échelle du matériau.....	78
5.2 Effets à l'échelle de la structure	80
6 Disposer de méthodes de discrimination des matériaux susceptibles de RSI : un enjeu pour les constructions neuves	80
6.1 Approches analytiques	81
6.2 Approches performantielles	83
7 Diagnostic et prédiction de l'évolution structurelle : une nécessité pour la gestion des ouvrages atteints.....	86
7.1 Méthodes de diagnostic.....	87
7.2 Prédiction de l'évolution de l'état des structures	90

8	Conclusions	92
	CHAPITRE 2 PROGRAMME EXPERIMENTAL : DEFINITION, MISE AU POINT, QUALIFICATIONS ET FABRICATIONS.....	97
1	Définition du programme expérimental.....	99
1.1	Objectifs généraux du programme.....	99
1.2	Programme expérimental.....	100
2	Mises au point, qualification et méthodes	119
2.1	Matériaux.....	119
2.2	Potentiel de RSI d'origine thermique : application d'une cure thermique.....	125
2.3	Qualification des moyens expérimentaux.....	146
3	Retour d'expérience des fabrications	159
3.1	Fabrications des bétons.....	159
3.2	Traitement thermique.....	163
3.3	Conclusions	168
	CHAPITRE 3 CARACTERISATION DES COUPLAGES ENTRE HUMIDITE ET EXPANSIONS SUR DES REACTIONS DE GONFLEMENT INTERNE	171
1	Introduction	173
2	Modélisation mathématique des gonflements libres.....	173
3	Cas de la réaction sulfatique interne	175
3.1	Eprouvettes soumises à un apport d'eau.....	175
3.2	Eprouvettes soumises à un séchage à 30 % HR.....	177
3.3	Eprouvettes non soumises à des échanges hydriques	180
3.4	Conclusions	183
4	Cas du couplage entre RSI et RAG	183
4.1	Eprouvettes immergées.....	184
4.2	Eprouvettes conservées sous 100 % HR.....	186
4.3	Eprouvettes non soumises à un apport d'eau.....	205
4.4	Influence de la température de conservation.....	206
4.5	Conclusions	210
5	Influence de la composition du ciment : cas d'un ciment CEM I PM ES.....	212
5.1	Eprouvettes soumises à un apport d'eau.....	212
5.2	Eprouvettes non soumises à un échange hydrique.....	214
5.3	Eprouvettes soumises à un séchage à 30 % HR.....	215
5.4	Conclusions	216
6	Suivi d'un béton non réactif	217
6.1	Corps d'épreuve immergés	217
6.2	Corps d'épreuve soumis à un séchage	218
6.3	Conclusions	219
7	Comportement hydrique des matériaux : interprétations.....	220
7.1	Retrait de dessiccation	220
7.2	Cas d'une expansion : origine de la prise de masse ?	223
8	Essais d'expansion résiduelle et expansion complète reconstituée.....	232
8.1	Quantification des expansions et estimation des paramètres	232
8.2	Cohérence des essais d'expansion résiduelle et des essais de gonflement libre	233

8.3	Interprétations	235
9	Influence du mode de préparation des corps d'épreuve	236
9.1	Carottage et moulage	236
9.2	Répétabilité de fabrication	239
10	Effets d'une humidification ou d'un séchage tardifs	241
10.1	Cas de la réaction sulfatique interne	241
10.2	Influence de la réactivité du matériau	254
11	Evaluation des couplages entre contraintes et gonflements	266
11.1	Introduction.....	266
11.2	Eprouvettes susceptibles de RSI – formule R1	267
11.3	Comportement des corps d'épreuve en fonction de leur réactivité	268
11.4	Suspensions d'expansion.....	269
11.5	Conclusions.....	270
12	Conclusions	270
CHAPITRE 4 EFFETS DES REACTIONS DE GONFLEMENT SUR DES STRUCTURES SOUMISES A UN GRADIENT HYDRIQUE.....		277
1	Comportement hydrique de structures soumises à un gradient hydrique	281
1.1	Introduction.....	281
1.2	Suivi hydrique global	281
1.3	Suivi hydrique local	284
1.4	Détermination des mouvements hydriques dans les structures	287
2	Comportement mécanique des poutres non armées	300
2.1	Suivis dimensionnels de la poutre fortement réactive vis-à-vis de la RSI.....	300
2.2	Suivis dimensionnels de la poutre faiblement réactive vis-à-vis de la RSI.....	316
2.3	Suivis dimensionnels de la poutre réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG	321
2.4	Investigations complémentaires suite à la rupture spontanée des poutres non armées réactives	329
2.5	Synthèse du comportement mécanique expérimental des poutres non armées	339
2.6	Analyse mécanique des poutres non armées	340
2.7	Conclusions.....	355
3	Comportement mécanique des poutres armées	357
3.1	Suivi dimensionnel des structures	357
3.2	Analyse mécanique des poutres armées	384
3.3	Conclusions.....	394
4	Application d'une méthode de re-calcul au cas des poutres non armées	395
4.1	Introduction.....	395
4.2	Description de la méthode de re-calcul	396
4.3	Calculs hydriques – poutre P2.....	400
4.4	Calculs mécaniques – poutre P2	406
4.5	Influence de la réactivité – calculs mécaniques des poutres P1 et P5	412
4.6	Conclusions.....	414
5	Effets d'une humidification tardive en partie supérieure	415
6	Conclusions de l'analyse du fonctionnement de poutres soumises à des réactions de gonflement interne.....	417
CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES		421

REFERENCES	429
INDEX DES FIGURES.....	449
INDEX DES TABLEUX	457
ANNEXE 1 EXPÉRIMENTATIONS SUR POUTRES : DONNÉES ET PLANS	459
A1 Ferrailage des poutres.....	461
A2 Plans d'instrumentation.....	463
ANNEXE 2 FORMULATION DES BÉTONS.....	467
A1 Compositions cimentaires	469
A2 Granulométrie des granulats.....	470
A3 Formulation des bétons.....	470
ANNEXE 3 QUALIFICATION DES MOYENS DE MESURE	475
A1 Incertitude de mesure par extensométrie à pointeaux	477
A2 Evaluation des incertitudes de répétabilité des mesures par robot.....	478
A3 Qualification des jauges pain de sucre pour la réalisation de mesures dimensionnelles.	480
A4 Tests de jauges d'extensométrie pour aciers	482
A5 Qualification du banc de pesée.....	484
ANNEXE 4 SUIVI THERMIQUE DES POUTRES EN PHASE DE CURE THERMIQUE	485
A1 Poutre P1.....	487
A2 Poutre P2.....	488
A3 Poutre P3.....	489
A4 Poutre P4.....	490
A5 Poutre P5.....	491
A6 Poutre P6.....	492
ANNEXE 5 CARACTÉRISATION DES COUPLAGES ENTRE GONFLEMENTS ET HUMIDITÉ	493
A1 Remarques préliminaires.....	495

A2	Phase 1 : humidification et séchage précoces	496
A3	Phase 2 : humidification et séchage tardifs.....	513
ANNEXE 6 SYNTHÈSE DES RÉSULTATS DES ESSAIS DE GONFLEMENT SOUS CONTRAINTES		525
A1	Suivis dimensionnels – formule NR.....	527
A2	Suivis dimensionnels – formule R1.....	528
A3	Suivis dimensionnels – formule R2.....	529
A4	Suivis dimensionnels – éprouvettes L0T0_SC	530
A5	Suivis dimensionnels – éprouvettes L0T4_SC	531
A6	Suivis dimensionnels – éprouvettes L15T0_SC	532
A7	Suivis dimensionnels – éprouvettes L15T4_SC	533
ANNEXE 7 SYNTHÈSE DES ESSAIS SUR POUTRES.....		535
A1	Suivis dimensionnels de P1.....	537
A2	Suivis dimensionnels de P2.....	539
A3	Suivis dimensionnels de P3.....	544
A4	Suivis dimensionnels de P4.....	547
A5	Suivis dimensionnels de P5.....	550
A6	Suivis dimensionnels de P6.....	553
A7	Synthèse du suivi des flèches.....	556
A8	Synthèse du suivi massique global.....	557
ANNEXE 8 DÉTAIL DES CALCULS DE MODÉLISATION DES POUTRES		559
A1	Calcul d’incertitude des modélisations hydriques	561
A2	Modélisation RdM des poutres.....	564

Introduction

La Réaction Sulfatique Interne (RSI) est une pathologie endogène des matériaux cimentaires. Si la définition exacte de ce phénomène apparaît relativement complexe voire controversée (cf. Chapitre 1), il est généralement admis qu'il résulte de la mobilisation de sulfates initialement contenus dans le matériau pour former de l'ettringite suite à une élévation de température, le plus souvent induite par un procédé de préfabrication ou bien par la combinaison de l'exothermie de l'hydratation du ciment et de faibles conditions d'échange typiquement rencontrées pour des pièces massives (chevêtre, fondation...). Cet échauffement influe alors sur le mode de formation de l'ettringite, espèce chimique formée normalement durant la prise du ciment mais pouvant conduire à des phénomènes délétères lorsqu'elle précipite dans un matériau déjà durci. Macroscopiquement, il est alors possible sous certaines conditions d'observer une expansion du matériau induisant sa fissuration et une dégradation de ses performances mécaniques. De par la manière dont elle est provoquée, la RSI touche les ouvrages de manière localisée (parties préfabriquées ou parties massives).

In situ, on observe les premiers désordres après plusieurs années de service, la durée de la période de latence dépendant de nombreux paramètres tels que l'intensité de l'échauffement appliqué au matériau, les conditions d'exposition à l'humidité, le couplage à d'autres pathologies telles que la Réaction Alkali-Granulat (RAG) etc. Une fois déclarée, la réaction peut évoluer durant plusieurs années. En pratique, le suivi de l'évolution des phénomènes pathogènes est assuré par un suivi dimensionnel des parties atteintes et des déformations globales des ouvrages (permettant de caractériser les effets induits par les réactions de gonflement) et des inspections régulières.

La RSI a été mise en évidence sur des produits préfabriqués à la fin des années 80 (Heinz & Ludwig 1987). Par la suite, de nombreuses expertises ont été publiées dans la littérature parmi lesquelles (Tepponen & Ericksson 1987), (Shayan & Quick 1992) (cas d'une concomitance entre réaction alcali-granulat et formation différée d'ettringite), (Mielenz et al. 1995), (Thomas & Ramlochan 2002) ou bien encore (Santos Silva et al. 2008). En France, la réaction sulfatique interne a été identifiée sur plusieurs dizaines d'ouvrages coulés en place (Divet 1998, Divet 2001, Aubagnac & Wendling 2007, Kretz et al. 2007) mais également sur des produits issus de la préfabrication (Pavoine 2003). D'une manière générale, la réparation de ces ouvrages se révèle excessivement chère et nécessite parfois le remplacement de certaines parties d'ouvrage (Broquet 2007), justifiant ainsi les efforts de recherche développés pour traiter les ouvrages atteints d'une part et pour éviter l'apparition de cette pathologie dans des structures neuves d'autre part.

Dans le cadre de ses activités, la société Electricité de France (EDF) est amenée à gérer un parc d'ouvrages estimés particulièrement à risque que sont les barrages : leur caractère massif et leur époque de construction (à laquelle les recommandations concernant la RSI étaient quasi-inexistantes) ainsi que leurs conditions d'exploitation (rétention d'eau) les rendent particulièrement sensibles aux risques de RSI (mais également de RAG), justifiant ainsi l'implication d'EDF dans ce domaine et le co-financement des travaux qui vont être présentés dans ce mémoire. Cette implication fait d'ailleurs l'objet d'une attention spécifique des pouvoirs publics (Kert 2009).

Dans le cadre de la gestion d'un parc d'ouvrages, il convient tout d'abord de savoir identifier la pathologie responsable des désordres observés à l'échelle macroscopique.

Ainsi, des observations microscopiques et des essais en laboratoire se révèlent souvent (voire systématiquement) indispensables pour déterminer l'origine des dégradations. Une fois le diagnostic formulé, le gestionnaire d'ouvrage doit pouvoir répondre aux questions suivantes :

- Les performances de l'ouvrage sont-elles encore suffisantes à l'instant du diagnostic pour poursuivre son exploitation ?
- Comment l'état structurel de l'ouvrage va-t-il évoluer au cours du temps et combien de temps pourra-t-on garantir une exploitation sûre ?
- Quelles solutions de réparation doit-on (ou peut-on) mettre en œuvre ?

La réponse à ces interrogations nécessite de comprendre de manière fine les effets mécaniques de la réaction de dégradation à l'échelle de la structure.

De nombreuses recherches sur la RSI ont été menées à l'échelle microscopique et à celle du matériau afin de comprendre les conditions d'apparition de cette réaction ainsi que les causes des gonflements. Ces études ont mis en évidence de nombreux paramètres régissant la RSI ainsi que la complexité des mécanismes correspondants. Néanmoins, cette complexité rend délicate l'utilisation directe de résultats obtenus à l'échelle microscopique pour modéliser les effets macroscopiques de la pathologie sur une structure. Afin de s'affranchir (en partie) de cette complexité, les approches macroscopiques proposent d'établir des modélisations de tels phénomènes en englobant les informations disponibles à l'échelle microscopique dans les données d'entrée. De cette manière, on utilise les connaissances acquises à cette échelle pour définir des essais expérimentaux permettant d'intégrer les données microscopiques. Si cette approche se révèle a priori plus coûteuse lors de sa mise en œuvre (il est en effet nécessaire de réaliser des essais expérimentaux préalablement à la modélisation afin de disposer des données d'entrée adéquates), elle présente l'avantage de s'affranchir de l'écriture explicite des phénomènes complexes se déroulant à l'échelle microscopique en les intégrant implicitement aux données d'entrée par le biais des essais expérimentaux ayant pour objectif de recréer des conditions expérimentales représentatives de ce qui se déroule dans l'ouvrage que l'on souhaite étudier.

Les enjeux actuels sont d'apporter des réponses aux maîtres d'ouvrages devant gérer des structures atteintes de réaction(s) de gonflement interne d'une manière générale et de réaction sulfatique interne en particulier. Pour ce qui est de la RSI, certains outils de re-calcul ont été développés récemment (comme par exemple le module RGIB du code aux éléments finis CESAR-LCPC développé par [Baghdadi 2008]). Néanmoins, afin d'être pleinement opérationnels, ces moyens de gestion doivent être validés sur la base de cas expérimentaux bien documentés afin de valider et affiner les hypothèses de départ de ces travaux d'une part (parfois formulées en l'absence de preuves expérimentales par manque de données dans la littérature) et pour estimer la pertinence des prédictions des modèles par rapport à des données expérimentales précises d'autre part. Ceci nécessite la mise en œuvre de programmes expérimentaux complets permettant la compréhension des effets mécaniques d'une pathologie telle que la RSI mais également la quantification de ses effets afin de calibrer précisément les paramètres d'entrée des modèles.

L'étude expérimentale proposée dans ce mémoire s'inscrit dans ce contexte : en se basant sur les connaissances à l'échelle microscopique disponibles dans la littérature, une étude des effets mécaniques de la RSI est menée à l'échelle du matériau (en utilisant des éprouvettes de taille réduite pouvant être considérées comme représentative d'un béton donné) et à l'échelle de structures simples (basée sur des essais sur poutres). De cette

manière, on ambitionne d'une part de comprendre plus en détail les effets mécaniques de la pathologie ainsi que les couplages existant entre celle-ci et certains paramètres inhérents à la vie d'un ouvrage (température, humidité, état de contrainte...) et d'autre part de créer une base de données comprenant des données d'entrée potentielles pour un modèle macroscopique ainsi que des suivis structurels pouvant être utilisés pour valider les prédictions de ces outils numériques.

La RSI et la RAG étant souvent observées de manière concomitante *in situ*, une partie de ces travaux se consacre également à l'étude des couplages existant entre ces deux réactions.

Dans un premier temps, ce rapport propose une revue des connaissances concernant la RSI. L'objectif est ici de comprendre les causes de cette pathologie ainsi que les paramètres l'influençant à la lumière des données disponibles dans la littérature. Des méthodes de prédiction des gonflements sont également décrites ainsi que certains outils déjà disponibles pour l'évaluation de l'état structurel d'ouvrages atteints.

La seconde partie de ces travaux décrit de manière exhaustive le programme expérimental de cette étude ainsi que la qualification des moyens expérimentaux mis en œuvre. En particulier, la mise au point d'un procédé de cure thermique permettant de créer une histoire thermique comparable dans des corps d'épreuve de géométrie et de composition variables est détaillée.

La troisième partie caractérise les couplages existant entre le gonflement des matériaux mis en œuvre dans cette étude et l'humidité environnante. Basée sur les résultats d'essais de gonflement libre, cette partie propose une quantification des cinétiques et des amplitudes d'expansion pour différentes histoires hydriques et différents modes de préparation/conservation des corps d'épreuve. Un cas de concomitance entre RSI et RAG est étudié et un mécanisme de gonflement combiné est proposé. Par ailleurs, la modification du comportement hydrique des matériaux atteints est discutée sur la base d'une analyse comparative entre suivis dimensionnels et massiques. Des essais de gonflements sous contraintes ont également été entrepris et visent à établir une loi de couplage entre expansion et état de contrainte. Si ces essais sous scellement n'ont pas permis de mettre en évidence des expansions, ils constituent néanmoins un retour d'expérience intéressant. Par ailleurs, les techniques expérimentales mises en œuvre dans le cadre de ces essais peuvent être adaptées pour d'autres recherches.

La quatrième partie de ce mémoire retranscrit les résultats issus des essais sur structures. Les suivis hydriques et dimensionnels de poutres armées ou non et de réactivités différentes sont décrits et confrontés. Par ailleurs, une analyse du fonctionnement de ces structures est proposée sur la base de la théorie des poutres. En outre, cette partie propose une première application du module RGIB (Réactions de Gonflement Interne du Béton) du code CESAR-LCPC sur la base des données collectées au cours de cette étude. Les résultats correspondants sont confrontés aux résultats expérimentaux. Des pistes de développement de cet outil de calcul sont également proposées.

Enfin, les conclusions de ces travaux sont synthétisées dans une dernière partie énonçant également les perspectives de ces travaux, tant en termes de recherches expérimentales à mener que d'améliorations possibles à intégrer aux méthodes de calcul.

Les résultats présentés dans ce mémoire constituent une première partie des produits finaux de la collaboration entre le LCPC et EDF (contrat de partenariat C455C60530) qui s'achèvera en Décembre 2011. Leur présentation dans ce mémoire

permet une première interprétation qui sera complétée au moment de l'obtention des résultats finaux.

Chapitre 1 Etude bibliographique

1	Qu'est ce que la RSI ?	27
2	Ettringite : définition et propriétés des cristaux	29
2.1	Définition	29
2.2	Domaine de stabilité.....	30
2.2.1	Effets généraux de la température : seuil de déclenchement de la réaction	31
2.2.2	Stabilité de l'ettringite par rapport au monosulfate en fonction de la température	32
2.2.3	Effets de la composition du système sur la stabilité de l'ettringite	34
2.3	Mécanisme de formation.....	36
2.4	Possibilités de formation d'ettringite tardive	37
2.5	Pressions de cristallisation	38
2.5.1	Considérations théoriques.....	38
2.5.2	Confrontation aux résultats expérimentaux	40
2.5.3	Conclusions.....	42
3	Mécanismes de gonflement	42
3.1	Gonflement de l'ettringite colloïdale	42
3.2	Phénomène de la double couche électrique.....	43
3.3	Gonflement en des zones localisées : interfaces pâte – granulat et extrémités des fissures	43
3.3.1	Gonflement au droit de l'interface pâte – granulat	43
3.3.2	Gonflements au droit de la fissuration	44
3.4	Gonflement homogène de la pâte.....	44
3.4.1	Généralités et points de désaccord	44
3.4.2	Mécanisme détaillé	46
3.5	Mécanismes de gonflement « combinés ».....	48
3.6	Conclusions.....	50
4	Paramètres influençant la RSI	50
4.1	Les caractéristiques cimentaires.....	50
4.1.1	Teneurs en sulfates et en aluminates	50
4.1.2	Autres caractéristiques cimentaires.....	53
4.1.3	Effet des additions	54
4.2	Les silicates de calcium hydratés	54
4.2.1	Mobilisation des sulfates et des aluminates	54
4.2.2	Impacts sur la microstructure et les possibilités de gonflement.....	56
4.3	Le rôle des alcalins.....	58
4.3.1	Effets au jeune âge sur la formation d'ettringite d'hydratation précoce	58
4.3.2	Effets à long terme sur la formation différée d'ettringite.....	59
4.4	Histoire thermique.....	60
4.4.1	Les possibilités d'échauffement.....	60
4.4.2	Influence de la précure.....	61
4.4.3	Vitesses d'échauffement et de refroidissement	61
4.4.4	Température et durée de la cure thermique.....	62
4.4.5	Effets d'un échauffement tardif	64
4.4.6	Effets de la température de conservation	64
4.5	Effets de l'humidité.....	66
4.6	Microstructure du matériau cimentaire	68
4.6.1	Pâte de ciment.....	68
4.6.2	Nature des granulats et influence de l'interface pâte – granulat	70
4.6.3	Microfissuration.....	72
4.7	Action concomitante de la RSI avec d'autres mécanismes délétères	72

4.7.1	Mécanismes de dégradation d'une manière générale	72
4.7.2	Couplages réaction sulfatique interne (RSI) – réaction alcali – granulat (RAG).....	73
4.8	Effet des contraintes	76
4.9	Synthèse : conditions d'apparition de la RSI ?	77
5	Les effets de la RSI à l'échelle du matériau et de la structure.....	78
5.1	Effets à l'échelle du matériau	78
5.2	Effets à l'échelle de la structure.....	80
6	Disposer de méthodes de discrimination des matériaux susceptibles de RSI : un enjeu pour les constructions neuves.....	80
6.1	Approches analytiques.....	81
6.2	Approches performantielles	83
7	Diagnostic et prédiction de l'évolution structurelle : une nécessité pour la gestion des ouvrages atteints.....	86
7.1	Méthodes de diagnostic	87
7.1.1	Observations macroscopiques, carte d'identité du matériau et analyses microscopiques	87
7.1.2	Essais d'expansion résiduelle	88
7.1.3	Suivi des structures.....	89
7.1.4	Conclusions	89
7.2	Prédiction de l'évolution de l'état des structures	90
8	Conclusions	92

1 Qu'est ce que la RSI ?

La Réaction Sulfatique Interne (que nous noterons RSI) est une pathologie du béton mise en évidence à l'échelle de structures réelles à la fin des années 1980. (*Heinz & Ludwig 1987*) rapportent le cas d'éléments préfabriqués soumis à une cure thermique et faisant l'objet de dégradations conduisant à une diminution de leurs performances mécaniques. Les éléments affectés avaient été mis en service et soumis à un vieillissement climatique incluant une humidification fréquente. Les principaux effets de la pathologie notés lors de cette expertise consistaient en une fissuration des éléments affectés ainsi qu'en une dégradation de la cohésion entre pâte de ciment et granulats. La cause des dégradations fut attribuée à une formation tardive d'ettringite. Par opposition à l'ettringite d'hydratation précoce dont la formation est normale et nécessaire pour la régulation de la réaction de prise du ciment (cf. section 2.1), cette ettringite formée tardivement fut considérée comme responsable des désordres.

Dès lors, de nombreuses équipes de recherches se concentrèrent sur l'étude de ce phénomène afin d'en étudier les effets mais également les causes d'apparition. Ce domaine de recherche s'est révélé particulièrement actif depuis la fin des années 1990. Cette pathologie consiste en un gonflement du matériau conduisant à sa fissuration et à une dégradation de ses performances mécaniques (*Taylor et al. 2001, Brunetaud 2005*). *In situ*, les premiers désordres sont observés en général après une dizaine d'années (*Divet 2001, Thomas et al. 2008*). Historiquement, la majorité des cas de diagnostic rapportés dans la littérature concernent des éléments préfabriqués, parfois (voire souvent) atteints par la Réaction Alkali Granulat (RAG) de manière concomitante (citons par exemple *Shayan & Quick 1992, Mielenz et al. 1995 et Sahu & Thaulow 2004*). Néanmoins, des cas de structures massives atteintes de gonflements de RSI sont également rapportés (*Barbarulo 2002, Divet 2003, Pavoine 2003, Baghdadi et al. 2008-a*).

Toutefois, les effets particulièrement délétères de cette réaction ont conduit relativement fréquemment à une limitation des données publiées dans la littérature lorsque les ouvrages font l'objet d'expertises, comme le notent par exemple (*Shayan & Quick 1992*) et (*Diamond 2002*). Des travaux tels que ceux de (*Lawrence et al. 1999*) se voient ainsi contraints de ne pas renseigner certaines informations du fait de clauses de confidentialité imposées pour la gestion des litiges inhérents à l'expertise de telles dégradations. Ceci a conduit à accroître la difficulté de compréhension et de maîtrise de cette pathologie. Ainsi, encore aujourd'hui, des controverses subsistent même si ces années de recherche ont tout de même permis d'aboutir à certains consensus au sein de la communauté scientifique.

En pratique, les cas de structures atteintes de RSI semblent relativement moins importants que ceux de RAG, réaction de gonflement interne aux effets macroscopiques similaires (*Thomas & Ramlochan 2002*). Toutefois, pour certains auteurs, il se peut que de nombreux cas d'expertises aient abouti au diagnostic d'une RAG par erreur, du fait d'un manque de connaissance de la RSI (*Hime & Marusin 1999*).

La première des controverses réside dans le nom à attribuer à cette pathologie. (*Heinz & Ludwig 1987*) introduirent la notion de « late ettringite formation » (littéralement formation tardive d'ettringite, par opposition à l'ettringite d'hydratation précoce). Par la suite, le terme de « Delayed Ettringite Formation » (DEF – littéralement formation d'ettringite retardée) fut largement employé (citons par exemple *Lawrence 1995-a, Scrivener et al. 1999, Taylor et al. 2001* ou *Diamond 2002*). D'autres terminologies telles que « Damaging Late Ettringite Formation » (DLEF – littéralement formation d'ettringite

tardive endommageante) furent également introduites (*Heinz et al. 1999*). La plus grosse controverse consiste en l'utilisation des dénominations « Delayed Ettringite Formation » et « Secondary Ettringite Formation » (SEF – littéralement formation d'ettringite secondaire). Pour (*Fu & Beaudoin 1996-a*), l'utilisation de ces dénominations de manière interchangeable conduit à une confusion. Pour ces auteurs, le terme de SEF peut correspondre à n'importe quel élément en béton soumis à des processus d'humidification et de séchage conduisant à la migration des sulfates dans les fissures, réagissant par la suite avec les phases aluminatées. Le terme de DEF se rattache en revanche à des éléments en béton soumis à un échauffement conduisant à un relargage tardif des sulfates du matériau probablement issus des silicates de calcium hydratés (que nous noterons CSH). Ces différences de mécanisme de mobilisation des sulfates conduisent à des cinétiques de développement des pathologies différentes, ce qui empêche d'utiliser ces deux terminologies pour un même phénomène. La confusion entre DEF et SEF est d'autant plus délicate que les effets macroscopiques des deux phénomènes sont semblables (*Batic et al. 2000*). A l'issue d'un séminaire du comité technique 186 ISA (Internal Sulfate Attack) de la RILEM (Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de recherches sur les Matériaux de construction – International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures), (*Skalny 2002*) et (*Scrivener & Skalny 2005*) proposent de définir le phénomène par le terme « Heat induced internal sulfate attack » (littéralement attaque sulfatique interne provoquée par un échauffement) associant ainsi clairement ce type de dégradation à un échauffement du matériau. Néanmoins, le terme de DEF étant largement diffusé dans la littérature, il est jugé peu adéquat de modifier son utilisation (*Scrivener 2002*).

Devant ces difficultés de dénomination, l'introduction d'une traduction française n'est pas aisée. La terminologie de Réaction Sulfatique Interne (RSI) est aujourd'hui largement adoptée, tant dans le milieu de la recherche (*Pavoine 2003, Baghdadi 2008*) que dans celui de l'ingénierie (*Kretz et al. 2007, Godart & Divet 2009*). La terminologie RSI peut correspondre à la dénomination anglophone Internal Sulfate Attack (ISA) et est donc une fois de plus différente du terme DEF (et implique dans la littérature des phénomènes physico-chimiques différents). Ainsi, certains auteurs utilisent le terme de DEF dans leur texte français pour ce phénomène (*Barbarulo 2002, Brunetaud 2005, Leklou 2008*). Dans ce rapport, nous utiliserons la terminologie de RSI (ou indifféremment DEF) car elle est la plus répandue en France.

Ces difficultés de dénomination sont souvent inhérentes à des divergences de point de vue sur la réaction. Ainsi, on trouve dans la littérature des définitions très différentes du phénomène de RSI. Selon (*Brunetaud et al. 2005*), la RSI correspond à la formation d'ettringite dans un matériau à base de ciment Portland, une fois la prise réalisée, sans apport de sulfate extérieur mais avec un apport d'eau. (*Diamond 2002*) attribue le terme de DEF à toute forme d'attaque sulfatique interne induite par un échauffement du matériau. Il propose de regrouper sous le terme ISA les phénomènes de DEF et de formation d'ettringite tardive dans des matériaux à très forte teneur en sulfates. (*Fu & Beaudoin 1996-a*), (*Famy & Taylor 2001*), (*Taylor et al. 2001*) et (*Thomas & Ramlochan 2002*) partagent ce point de vue sur la nécessité d'un échauffement pour attribuer les gonflements d'un matériau à la RSI. (*Taylor et al. 2001*) précisent néanmoins que cette dénomination suppose qu'aucun apport de sulfates extérieurs n'entre en jeu.

A l'inverse, *Collepari* définit la RSI en tant que phénomène de dégradation issu de la formation d'ettringite tardive dans un milieu sans sulfates extérieurs, que le béton ait été soumis à un traitement thermique ou non (*Collepari 1999, Collepari & Ogoumagh Olagot 2002*). Cet auteur suggère que le terme de DEF soit utilisé indifféremment pour une

attaque sulfatique interne ou externe et correspond à une formation d'ettringite autre que l'ettringite primaire issue de l'hydratation du ciment. En l'absence de source de sulfate extérieure, cette formation d'ettringite « anormale » ne peut être le fruit que d'un échauffement du matériau ou d'une libération tardive des sulfates du matériau dans des conditions d'humidité importante (Collepari 2003). (Boenig et al. 2009) définissent la RSI comme une formation d'ettringite tardive issue de la décomposition de l'ettringite primaire ou imputable à des teneurs importantes en sulfures. De même, (Hime & Marusin 1999) qualifient de DEF tout développement délétère d'ettringite plusieurs mois ou années après avoir soumis un matériau à son environnement d'exploitation avec humidification fréquente, sans nécessité d'appliquer un traitement thermique. Ainsi, (Mielenz et al. 1995), dans le cadre d'une expertise, attribuent les dégradations de traverses de chemin de fer préfabriquées à une RSI bien qu'elles n'aient pas été traitées thermiquement. Les traverses dégradées ont en effet été fabriquées un vendredi et n'ont pas été soumises à un échauffement pour accélérer la prise, celle-ci pouvant se faire naturellement au cours du week-end. Les dégradations de RSI sont alors attribuées à une solubilité lente des sulfates du clinker conduisant à une formation tardive d'ettringite. Ce cas d'expertise fait néanmoins l'objet de controverses : (Scrivener et al. 1999) indiquent que les traverses expertisées ont en réalité été soumises à une cure thermique après que l'usine de préfabrication ait détecté des problèmes liés à l'absence de traitement thermique pour les éléments fabriqués en fin de semaine.

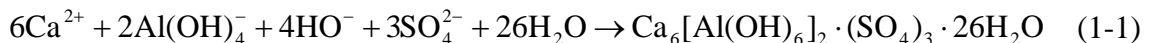
Finalement, (Scrivener 2002), (Skalny 2002) et (Scrivener & Skalny 2005) proposent de rattacher le terme de DEF (et par extension RSI) à toute attaque sulfatique interne induite par un échauffement. Le terme de Internal Sulfate Attack regroupe alors la RSI mais également les attaques sulfatiques internes issues d'un relargage de sulfates par le ciment ou par les granulats. Dans cette étude, nous adopterons cette définition de la RSI.

2 Ettringite : définition et propriétés des cristaux

2.1 Définition

L'ettringite est une espèce minérale de formule $\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26\text{H}_2\text{O}$. Elle fut décrite par Lehmann en 1874 (Wikipedia 2010) et tient son nom d'Ettringen, ville d'Allemagne à proximité de laquelle elle fut découverte (Mineralogical Society of America 2001).

L'ettringite est un produit de l'hydratation des ciments Portland dont la réaction de formation est la suivante (Famy & Taylor 2001) :

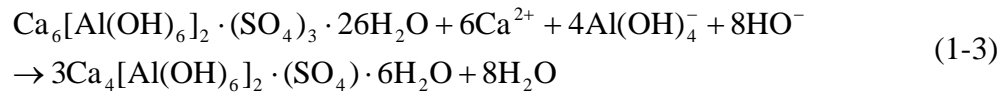


Cette espèce est un trisulfoaluminate de calcium hydraté ($\text{C}_3\text{A} \cdot 3\text{CS} \cdot 32\text{H}_2\text{O} = \text{C}_6\text{AS}_3\text{H}_{32}$ en notation cimentière [remarque : S et $\bar{\text{S}}$ désignent tous deux dans ce mémoire SO_3 d'après les notations cimentières) issu de la réaction entre les aluminates de calcium (C_3A en notation cimentière) et le gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ou $\text{C}\bar{\text{S}}\text{H}_2$ en notation cimentière) et dont la formation a pour objectif de réguler la prise (Collepari 2003) ; une couche d'ettringite se forme alors autour des grains de ciment anhydres :



Il est à noter que les équations (1-1) et (1-2) sont identiques sur le plan chimique. L'équation (1-2) est écrite avec les conventions cimentières et cible plus les composants du ciment impliqués dans la formation d'ettringite primaire.

Par la suite, l'apport continu d'aluminates dans la pâte de ciment peut conduire à la conversion de l'ettringite en monosulfoaluminate de calcium hydraté (ou monosulfate C_4ASH_{12} en notation cimentière) (Famy & Taylor 2001) :



Néanmoins, l'observation d'ettringite dans un composite cimentaire âgé est fréquente et n'est pas pour autant synonyme de RSI : l'ettringite peut en effet persister durablement dans un système (Siedel *et al.* 1993).

L'ettringite est un cristal riche en molécules d'eau plus ou moins simples à évacuer par échauffement. (Scrivener *et al.* 1999) proposent une description de la structure de l'ettringite (cf. Figure 1-1). Sur les 32 molécules d'eau composant la structure de l'ettringite, deux sont présentes entre les colonnes de calcium et d'aluminium et sont facilement évacuables car faiblement liées. 24 molécules sont liées aux calciums, formant la « surface extérieure » de la molécule d'ettringite. Elles peuvent être progressivement évacuées par chauffage. Ce phénomène est partiellement réversible. Enfin, des ions hydroxydes sont situés entre le calcium et l'aluminium. Ces molécules sont les plus fortement liées et leur suppression à une température voisine de 120-130°C conduit à la destruction de l'ettringite.

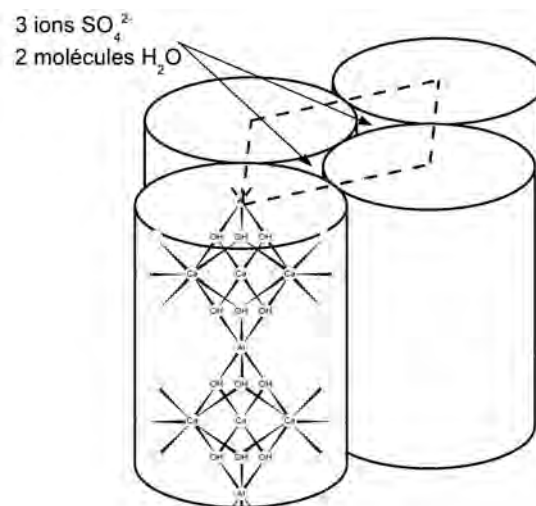


Figure 1-1 : représentation schématique de la structure cristalline de l'ettringite (d'après Scrivener *et al.* 1999)

2.2 Domaine de stabilité

Dans la littérature, les gonflements de RSI sont attribués à la formation d'ettringite de manière tardive, après que l'ettringite d'hydratation précoce ait été détruite ou n'ait pu se former lors de l'hydratation du ciment (Yan *et al.* 2001). Il apparaît donc primordial de connaître les propriétés de stabilité de cette espèce en fonction des conditions de

température, de la composition chimique du système, etc. Ainsi, de nombreuses recherches ont été menées sur ce plan.

2.2.1 Effets généraux de la température : seuil de déclenchement de la réaction

De par la définition qui lui a été donnée, la température de cure thermique semble être un élément déterminant vis-à-vis de la RSI, et donc vis-à-vis de la stabilité de l'ettringite primaire. Ainsi, dans la littérature, de nombreux seuils de température sont avancés en dessous desquels les risques de RSI sont estimés négligeables. La gamme des seuils de température annoncés s'étend ainsi de 65°C (*Fu & Beaudoin 1996-b, Scrivener et al. 1999, Petrov 2003*) à 70°C (*Diamond 1996, Meland et al. 1997, Collepari 2003, Ekelu et al. 2006, Hanehara et al. 2008-a*). Néanmoins, l'établissement d'un seuil de température précis en dessous duquel il n'y aurait aucun risque de RSI semble compliqué et fait l'objet de controverses comme l'indiquent (*Scrivener & Lewis 1999*). Ainsi, (*Ramlochan et al. 2003*) observent le gonflement de mortiers pour un traitement thermique de 60°C appliqué durant 12 heures. Les amplitudes et les cinétiques de ces gonflements sont néanmoins très faibles par rapport à des températures de traitement thermique plus élevées. Ainsi, les seuils de température définis ne doivent pas être considérés comme des valeurs exactes mais comme des ordres de grandeur appréciant le risque de développer la pathologie. (*Thomas & Ramlochan 2002*) résumant cette situation en indiquant que le seuil de température est fonction de la composition du ciment considéré. De même, (*Heinz et al. 1999*) avancent un seuil de 70°C tout en précisant qu'il peut se révéler trop élevé dans certains cas.

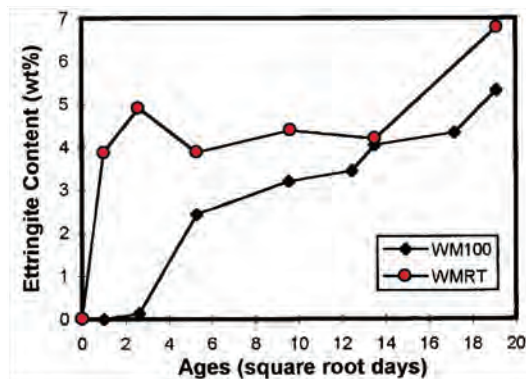


Figure 1-2 : évolution des quantités d'ettringite déterminées par méthode DRX dans un mortier non traité thermiquement (WMRT) et dans un mortier soumis à une cure thermique de 100°C durant 12 heures (WM100) (*Yang et al. 1999-a*)

Une des méthodes d'étude de la stabilité résiduelle de l'ettringite en cas d'élévation de la température consiste en une quantification de la teneur en $C_6AS_3H_{32}$ du matériau après application d'une cure thermique. (*Yang et al. 1999-a*) notent une différence de la quantité d'ettringite initiale pour un système traité thermiquement ou non (cf. Figure 1-2). Pour (*Diamond & Ong 1994*), 70 % de la quantité de sulfates du système qu'ils étudient sont présents sous forme d'ettringite au jeune âge pour un système non traité thermiquement. En revanche, l'application d'une cure thermique de 95°C durant 10 heures conduit à la disparition totale de l'ettringite qui réapparaît progressivement lors d'une conservation à long terme à température ambiante. Ce dernier phénomène est également observé par (*Odler & Chen 1995*) (à plus forte raison pour des matériaux conservés en eau)

et (Shimada & Young 2004). L'analyse aux rayons X de pâtes de ciment par (Collepari & Ogoumagh Olagot 2002) conclut à l'absence d'ettringite pour des températures supérieures à 80°C, le pic correspondant à cette dernière étant remplacé par un pic caractéristique du monosulfate. (Lothenbach et al. 2007) observent une diminution de la quantité d'ettringite formée dans un système conservé à 50°C par rapport à un système à température ambiante. Il semble que l'ettringite soit alors remplacée par le monosulfate C_4ASH_{12} . De même (Siedel et al. 1993) observent la disparition totale de l'ettringite du béton qu'ils étudient après une cure de 90°C appliquée durant une heure. Là encore, la présence de monosulfate est notée. Une tendance similaire est observée par (Lawrence 1995-a) et (Scrivener & Taylor 1993), ces derniers notant néanmoins une dépendance à la composition du ciment.

La température joue donc un rôle de premier ordre vis-à-vis de la persistance et/ou la formation d'ettringite dans un système cimentaire. (Gruszczinski et al. 1993) notent que la formation d'ettringite à haute température n'est pas un moyen efficace de régulation de l'hydratation du ciment : le C_3A est hydraté beaucoup plus rapidement dans ces conditions et la prise du matériau est largement accélérée. (Heinz & Ludwig 1987) observent la présence d'ettringite après cure thermique en cas de forte teneur en sulfates. Pour (Brown & Bothe 1993), l'augmentation de la température conduit à une diminution de la quantité d'ettringite formée mais n'exclut pas nécessairement sa possibilité de formation. Par ailleurs, (Scrivener & Skalny 2005) indiquent que l'ettringite en phase pure ne se décompose pas avant 114°C. Ainsi, il semble que la diminution voire l'absence d'ettringite dans un système cimentaire après cure thermique ne soit pas le fruit d'une décomposition thermique. Pour (Scrivener & Skalny 2005), elle est le fruit d'une redistribution des sulfates et des aluminates dans d'autres phases telles que les monosulfates, les CSH ou bien encore les hydrogrenats (forme d'hydrate de formule générale C_3AH_6). Dans ce contexte, (Barbarulo et al. 2007) notent une augmentation de la solubilité de l'ettringite avec l'augmentation de la température. Les sulfates correspondants sont alors supposés adsorbés par les CSH, conduisant à la non formation de l'ettringite à haute température.

L'absence d'ettringite après cure thermique semble donc plus liée à une cause de stabilité de cette espèce plutôt qu'à un mécanisme de dégradation thermique.

2.2.2 Stabilité de l'ettringite par rapport au monosulfate en fonction de la température

Selon (Glasser 2002), une phase est dite stable par rapport à une autre si son énergie libre est plus faible. Au concept thermodynamique de stabilité, il convient d'associer le concept de cinétique : une phase stable peut n'être observée qu'après une (très) longue période en raison de sa cinétique de formation. La phase thermodynamiquement instable correspondante peut alors persister dans le système : on parle alors de phase métastable. Cet effet peut être illustré par l'effet de pessimum de la durée de cure thermique noté par (Lawrence 1995-b) : cet auteur note que l'amplitude de gonflement de RSI d'un matériau cimentaire augmente avec la durée de cure thermique jusqu'à un certain point au delà duquel cette amplitude décroît. L'augmentation de la durée d'application de l'échauffement permet au delà d'un certain seuil la formation d'autres phases (mobilisant notamment des aluminates et des silicates) par effet de cinétique : de nouvelles espèces peuvent dans ce cas se former et mobiliser une part des réactifs nécessaires à la formation d'ettringite, diminuant ainsi le potentiel de gonflement d'origine chimique. Par conséquent, la stabilité d'une phase, sans notion de cinétique associée, ne

garantit pas son existence mais fournit néanmoins une indication sur sa possibilité de formation.

Dans un système cimentaire, l'ettringite (notée également AFt dans la littérature : Aluminate Ferrite trisubstituée) et le monosulfate (noté également AFm : Aluminate Ferrite monosubstitué) sont deux phases souvent considérées comme instables lorsqu'elles sont présentes simultanément. Ainsi, selon (Atkins *et al.* 1991), le monosulfate est instable par rapport à l'ettringite dans le système $\text{CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-SO}_3\text{-H}_2\text{O}$ à 25°C. Dans le même système, (Albert *et al.* 2006) arrivent aux mêmes conclusions. Néanmoins, ces auteurs observent que cette phase peut longuement persister comme espèce métastable. Pour (Heinz & Ludwig 1987), AFm est métastable en dessous de 70°C. En revanche, ils observent la présence de cristaux de monosulfate dans un composite cimentaire après application d'une cure thermique à 70°C, tout comme (Odler & Chen 1995) et (Meland *et al.* 1997). Cette instabilité du monosulfate par rapport à l'ettringite est attribuée par (Kuzel 1996) à la présence de CO_2 dans les systèmes étudiés. Pour cet auteur, en présence de CO_2 (ce qui est le cas dans les ciments commerciaux et lors d'une carbonatation), le monosulfate est converti en ettringite et en hémicarbonate (ou en monocarbonate). Cet effet est également noté par (Famy & Taylor 2001).

Afin de déterminer quelles sont les phases stables en fonction de la composition d'un système, il semble plus aisé de réaliser des études théoriques, les études expérimentales étant rendues complexes par les temps de formation de certaines espèces et la persistance d'espèces métastables (Paul & Glasser 2000). Ainsi, Damidot et Glasser ont mené de nombreuses études théoriques sur la stabilité de systèmes s'approchant de la composition de matériaux cimentaires. Les études développées ont consisté en l'utilisation de programmes de calcul basés sur des principes thermodynamiques et ayant entre autres pour données d'entrée les produits de solubilité des différents assemblages qu'il est possible de former au regard de la composition du système.

La Figure 1-3 représente les diagrammes de phases (échelles non linéaires) du système $\text{CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-CaSO}_4\text{-H}_2\text{O}$ à des températures de 25°C (Damidot & Glasser 1993), 50°C et 85°C (Damidot & Glasser 1992). La complexité des systèmes étudiés peut rapidement rendre les diagrammes correspondants très complexes (Damidot & Glasser 1995). Chaque facette correspond à une phase stable. (Glasser 2002) indique que ces facettes ne doivent pas être interprétées en termes de surface mais en terme de disposition. A la lecture de ces diagrammes, on observe que, à 25°C, l'ettringite est stable pour une large gamme de concentrations en sulfates. En revanche, le monosulfate est toujours métastable par rapport aux autres assemblages (aucune facette ne correspondant au monosulfate). Ainsi, (Damidot & Glasser 1993) concluent que l'observation expérimentale de monosulfate à température ambiante correspond à un effet cinétique et non à un effet thermodynamique. A 50°C, la diminution de la solubilité de la Portlandite (ou hydroxyde de calcium $\text{Ca(OH)}_2 = \text{CH}$) conduit à l'apparition du monosulfate en tant que phase stable. L'augmentation de la température à une valeur de 85°C conduit à l'extension du domaine de stabilité du monosulfate. Ces considérations théoriques sont donc en accord avec les observations expérimentales mentionnées précédemment.

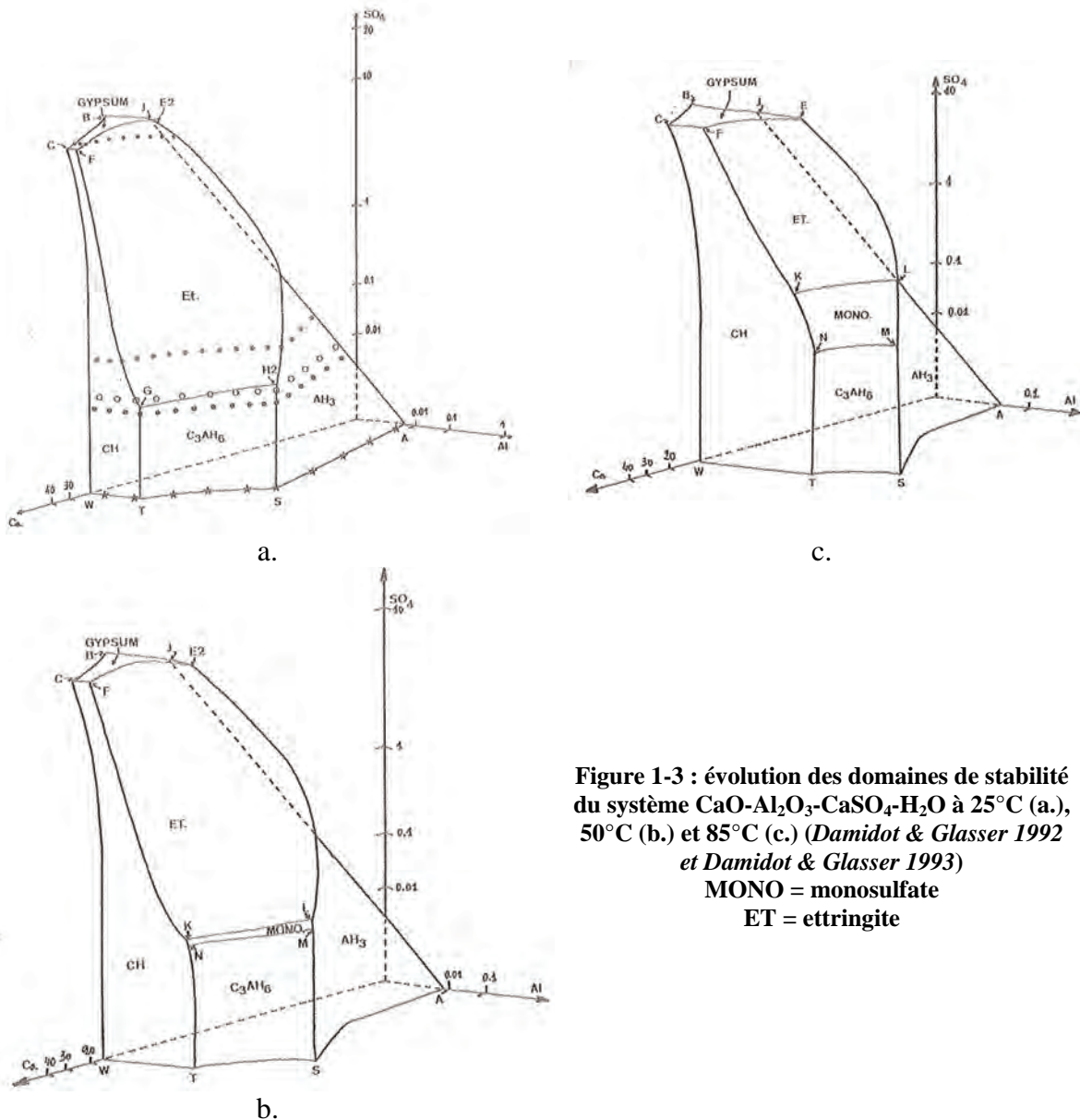


Figure 1-3 : évolution des domaines de stabilité du système $\text{CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-CaSO}_4\text{-H}_2\text{O}$ à 25°C (a.), 50°C (b.) et 85°C (c.) (Damidot & Glasser 1992 et Damidot & Glasser 1993)
 MONO = monosulfate
 ET = ettringite

2.2.3 Effets de la composition du système sur la stabilité de l'ettringite

A température constante, l'introduction de nouvelles espèces dans un système donné conduit en général à des modifications importantes. La Figure 1-4 représente le diagramme de phase du système $\text{CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-CaSO}_4\text{-H}_2\text{O}$ en l'absence et en présence de sodium (Damidot & Glasser 1992). L'ajout d'alcalins en quantité modérée ne conduit pas dans ce cas à l'apparition de nouvelles espèces mais modifie profondément les domaines de stabilité des différents assemblages. L'étude d'un système équivalent à haute température n'a pas été réalisée. Néanmoins, (Damidot & Glasser 1992) indiquent que dans ce cas, les tendances sont probablement similaires.

De même, la présence de carbonate de calcium (dans le cas de la carbonatation par exemple) modifie également le domaine de stabilité de l'ettringite (Damidot et al. 1994, Damidot et al. 1995). De très faibles modifications des concentrations en carbonates conduisent à des modifications importantes de la composition du système. Pour (Kuzel

1996), la présence de CO_2 semble même être une nécessité à la présence d'ettringite dans un système cimentaire : en l'absence de CO_2 , il note une persistance du monosulfate à température ambiante (ce qui peut résulter d'une stabilité thermodynamique ou d'un effet de cinétique important) ; en présence de CO_2 , le monosulfate est converti en ettringite à température ambiante.

Les différents systèmes qui viennent d'être passés en revue sont relativement simplifiés par rapport à un matériau cimentaire réel. Néanmoins, ils présentent l'avantage de mieux comprendre le fonctionnement du système en termes de thermodynamique tout en conservant une bonne lisibilité des résultats. L'étude de systèmes plus complets suivant cette méthode montre ainsi rapidement une grande complexification des résultats (impossibilité de représenter des diagrammes de phases complets dans le plan ou dans l'espace) issue de la prise en compte d'autres éléments dans le système (*Damidot et al. 2004*). Une meilleure compréhension des caractéristiques thermodynamiques de l'ettringite passe néanmoins inévitablement par ce type d'études.

Finalement, la simple connaissance de la composition chimique d'un ciment ne suffit pas à la détermination de la quantité d'ettringite formée dans un système cimentaire. La considération des domaines de stabilité et des cinétiques de formation des produits se révèle nécessaire. L'utilisation de ce type d'approche apparaît ainsi particulièrement pertinent pour étudier l'état d'un système à long terme (citons par exemple le cas de l'utilisation du béton pour la fabrication de colis de stockage de déchets radioactifs pour lesquels il est nécessaire de prédire le comportement durant plusieurs centaines d'années), sous réserve de disposer des données d'entrée adéquates (produits de solubilité). Néanmoins, la détermination d'une possibilité de formation d'ettringite se révèle être insuffisante pour prédire un gonflement, de nombreux autres facteurs entrant en jeu lors du développement d'expansions (cf. section 3).

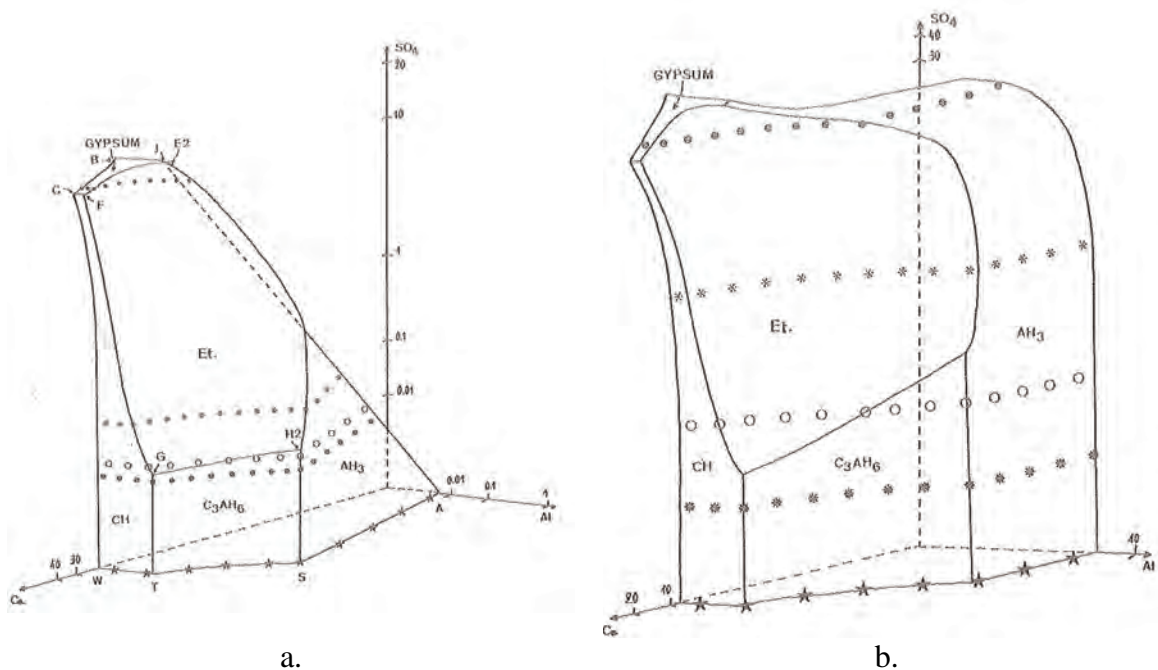


Figure 1-4 : évolution des domaines de stabilité du système $\text{CaO}-\text{Al}_2\text{O}_3-\text{CaSO}_4-\text{H}_2\text{O}$ à 25°C sans alcalins (a.) et avec une concentration en sodium de 0,05 mol/l (*Damidot & Glasser 1992*)

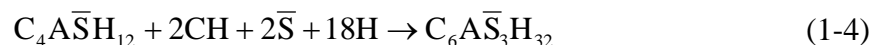
2.3 Mécanisme de formation

Pour un matériau non soumis à un traitement thermique (i.e. non susceptible de développer une RSI), on observe la formation d'une quantité importante d'ettringite au jeune âge sous les effets de l'hydratation du ciment. Cette quantité a par la suite tendance à diminuer au cours du temps, l'ettringite pouvant néanmoins subsister très longtemps dans le système (*Scrivener et al. 1999*). A basse température, la formation d'ettringite à partir des aluminates semble être un procédé piloté par des procédés de diffusion (*Gruszczinski et al. 1993*).

L'application d'une cure thermique peut modifier la répartition des espèces chimiques dans le matériau (par exemple, redistribution des sulfates et des aluminates comme indiqué par [*Scrivener & Skalny 2005*]). Ainsi, les mécanismes impliqués dans la formation d'ettringite tardive peuvent être différents.

- Conversion solide-solide :

Une première possibilité de formation consiste en une conversion solide – solide (i.e. un mécanisme topo-chimique). Cette hypothèse est évoquée par (*Deng & Tang 1994*) mais semble peu réaliste pour ces auteurs par manque d'éléments concrets dans la littérature appuyant cette théorie. (*Barbarulo 2002*) envisage la possibilité de formation d'ettringite par conversion du monosulfate suivant la réaction :



Le bilan volumique de cette réaction est positif (estimé à 286 cm³/mol par [*Barbarulo 2002*]) et pourrait expliquer les gonflements de RSI. Néanmoins, Barbarulo observe expérimentalement que des matériaux ayant déjà gonflé développent de nouvelles expansions suite à un échauffement tardif. Il en conclut que cette formation d'ettringite par conversion du monosulfate est peu probable : dans ce cas, l'application d'une nouvelle cure thermique ne devrait pas conduire au développement de gonflements, la conversion des monosulfates lors de la première cure ayant créé un vase d'expansion suffisant. A la lumière de ces observations, Barbarulo suppose donc que la formation d'ettringite est plus probablement le fruit d'un mécanisme de dissolution-reprécipitation.

- Mécanisme transsolution (*through-solution mechanism*) :

L'autre théorie avancée pour la formation d'ettringite tardive est la mise en jeu d'un mécanisme transsolution (*Mehta 1973, Heinz & Ludwig 1987, Deng & Tang 1994, Fu & Beaudoin 1996-b*). Pour ces derniers, la formation d'ettringite est issue de la désorption de sulfates contenus dans les CSH migrant ensuite vers la fissure la plus proche et engendrant alors la cristallisation de l'ettringite sous réserve que des conditions de supersaturation soient satisfaites (*Fu et al. 1995, Fu & Beaudoin 1996-c*). Lawrence attribue les temps de latence très long des réactions de gonflement aux phénomènes de diffusion régissant la formation d'ettringite (*Lawrence 1995-a, Lawrence 1999*). Les résultats de l'étude de la formation d'ettringite à haute température menée par (*Gruszczinski et al. 1993*) semblent en accord avec ceci. Selon (*Glasser et al. 1995*), ce mécanisme de formation n'est pas en opposition avec la conversion de phases solides contenant des aluminates par réaction avec la solution interstitielle exposée au paragraphe

précédant. Ces deux mécanismes pourraient tout à fait être mis en jeu de manière concomitante.

- Mécanisme de dissolution – reprécipitation : mûrissement d'Ostwald (*Ostwald ripening*) :

Un mécanisme de formation d'ettringite tardive semblant faire consensus au sein de la communauté scientifique est le mûrissement d'Ostwald : la formation de petits cristaux est instable par rapport à celle de gros cristaux car leur surface spécifique est importante. Ainsi, afin de stabiliser le système, ces petits cristaux ont tendance à se dissoudre et à migrer dans des espaces où ils peuvent précipiter plus librement sous la forme de gros cristaux plus stables. Ce mécanisme est mentionné entre autres par (*Scrivener & Taylor 1993, Barbarulo 2002, Hanehara et al. 2008-b*).

Enfin, le mécanisme de formation de l'ettringite suite à une cure thermique semble dépendre du lieu où elle précipite. Ainsi, (*Scrivener & Taylor 1993*) et (*Taylor et al. 2001*) notent que l'ettringite semble intimement mélangée aux CSH. (*Lothenbach et al. 2007*) notent pour leur part une diminution de la taille des cristaux d'ettringite lors de l'augmentation de la température de prise. De même, (*Siedel et al. 1993*) observent une dépendance de la morphologie des cristaux d'ettringite à la température. Enfin, les observations microscopiques de (*Batic et al. 2000*) semblent quant à elles indiquer que les cristaux d'ettringite adaptent leur géométrie au lieu où ils précipitent afin de minimiser les pressions développées.

2.4 Possibilités de formation d'ettringite tardive

Différentes possibilités de formation tardive d'ettringite sont envisagées dans la littérature :

- Adsorption des sulfates par les CSH :

Selon certains auteurs, les CSH semblent constituer un élément déterminant vis-à-vis des possibilités de formation tardive d'ettringite. Lors de l'application d'une cure thermique au jeune âge, les CSH sont susceptibles d'adsorber les sulfates présents dans la solution interstitielle. Par la suite, une fois le refroidissement effectué, la réversibilité de cette adsorption permet un relargage des sulfates dans la solution interstitielle, apportant ainsi une source de réactif pour la précipitation d'ettringite (*Divet & Randriambololona 1998, Barbarulo et al. 2007*). La formation d'ettringite d'une manière prolongée dans le temps est permise par la lente cinétique de désorption par rapport à celle de l'adsorption (*Fu et al. 1994-a*). De la même manière (*Yang et al. 1999-b*) notent que les hautes teneurs en sulfates des CSH peuvent être maintenues durant plusieurs mois voire plusieurs années.

- Stockage des sulfates dans la solution interstitielle :

Selon (*Shimada & Young 2004*), bien qu'une partie des sulfates puisse être adsorbée dans les espaces inter-feuillets des CSH, il semble que la majorité des ions sulfates dans le système à l'issue d'une cure thermique soit présente dans la solution interstitielle. Cette dernière constitue alors le réservoir principal en sulfates pour la formation d'ettringite tardive. De même, (*Hanehara et al. 2008-b*) notent une forte

concentration en sulfates de la solution interstitielle à l'issue de la cure thermique. Ces auteurs proposent ainsi de juger de la réactivité d'un matériau sur la base de cette concentration en sulfates à l'issue de la cure (cf. section 6.2).

- Relargage tardif des sulfates du ciment :

Selon (*Collepari 1999*), une possibilité de formation tardive d'ettringite est le relargage tardif de sulfates contenus dans le clinker ou dans le ciment. Il convient toutefois de noter que, même si cette formation tardive d'ettringite peut être délétère, elle ne peut néanmoins pas être attribuée à la RSI au sens où elle a été définie dans ce mémoire (cf. section 1). Cette formation d'ettringite après la prise du ciment peut être le fruit d'une teneur importante en sulfates du ciment (présence de gypse ou d'anhydrite par exemple) ou du clinker (sulfates piégés dans la bélite). Pour ce dernier cas, la présence de sulfates peu solubles peut provenir de l'utilisation de sources alternatives de combustible lors de la production du clinker.

2.5 Pressions de cristallisation

La présente section fait le point sur la possibilité que se développent des pressions au sein du matériau cimentaire considéré lors de la cristallisation de l'ettringite.

2.5.1 Considérations théoriques

Dans ses travaux, (*Glasser 1996*) cite un résultat de (*Mather 1969*) indiquant que la formation de cristaux d'ettringite peut conduire au développement d'une pression de 350 MPa. Ce phénomène correspond au concept de pression de cristallisation développé dans la littérature et détaillé ci-après. (*Scherer 2002*) met en évidence que le cristal n'applique pas de pression de manière directe à la paroi du pore dans lequel il cristallise : il existe un film d'eau (d'épaisseur nanométrique) permettant d'alimenter la cristallisation et assurant la poursuite de la croissance du cristal. Les pressions sont alors le fruit de champs électrostatiques (ou de forces de Van der Waals dans le cas de la glace).

(*Ping & Beaudoin 1992-a*) proposent une démonstration des principes thermodynamiques conduisant à l'écriture de la pression de cristallisation. Pour ces auteurs, les gonflements sont le fruit de la conversion d'une énergie chimique en travail mécanique. La démonstration est basée sur l'écriture des potentiels chimiques des réactifs et des produits lorsque la réaction atteint son équilibre. En écrivant ces potentiels comme une fonction de la température et de l'activité de l'espèce, il vient l'expression (1-5).

$$\left\{ \begin{array}{l}
 p_c = \frac{R_g \cdot T}{v_c} \cdot \ln\left(\frac{Q}{K}\right) = \frac{R_g \cdot T}{v_c} \cdot \ln(\Omega) \\
 p_c = \text{pression de cristallisation} \\
 R_g = \text{constante des gaz parfaits} \\
 T = \text{température absolue} \\
 v_c = \text{volume molaire du cristal} \\
 Q = \text{produit de solubilité du cristal} \\
 K = \text{produit de solubilité à l'équilibre} \\
 \Omega = \text{degré de sursaturation}
 \end{array} \right. \quad (1-5)$$

Cette relation indique qu'il est nécessaire de maintenir la sursaturation pour maintenir la pression de cristallisation. Pour (Scherer 1999), Q vaut K lorsque la solution est en équilibre avec un cristal macroscopique. Lorsque Q est supérieur à K, la solution est dite sursaturée et le cristal va croître pour consommer cette sursaturation jusqu'à ce que Q devienne égal à K. Il est à noter que p_c est la pression de cristallisation et non la pression p du cristal : l'expression (1-5) s'affranchit de la pression de la phase liquide p_l généralement égale à la pression atmosphérique (en d'autres termes, $p = p_l + p_c$ [Scherer 1999]). L'interprétation de cette relation par (Scherer 2004) conduit ainsi à la conclusion que l'application d'une pression mécanique à un cristal conduit à une augmentation de sa solubilité. De la même façon, (Johansen & Thaulow 1999) indiquent qu'un cristal sous pression est plus soluble qu'un cristal libre, ce qui favorise la précipitation en des lieux libres de toute contrainte. (Famy & Taylor 2001) résumant cette situation en indiquant qu'un cristal ne se forme pas en un point où il doit exercer une pression s'il peut le faire de la même façon en un point libre de toute contrainte.

(Scherer 2004) réécrit la relation (1-5) ou équation de Correns (Correns 1949) en tenant compte des énergies de surface de la nature du cristal soumis à la pression de cristallisation, aboutissant ainsi à la relation (1-6). (Scherer 1999) définit la condition physique (1-7) permettant à un cristal de déplacer une particule.

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \gamma_{CL} \cdot \kappa_{CL} = \frac{R_g \cdot T}{v_c} \cdot \ln(\Omega) \\
 \gamma_{CL} = \text{énergie d'interface entre le cristal et le liquide environnant} \\
 \kappa_{CL} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} = \text{courbure du cristal} \\
 r_1 \text{ et } r_2 = \text{rayons principaux de courbure}
 \end{array} \right. \quad (1-6)$$

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \gamma_{CS} > \gamma_{CL} + \gamma_{SL} \\
 \gamma_{CS} = \text{énergie d'interface cristal / particule} \\
 \gamma_{CL} = \text{énergie d'interface cristal / liquide} \\
 \gamma_{SL} = \text{énergie d'interface particule / liquide}
 \end{array} \right. \quad (1-7)$$

Ainsi, les pressions développées lors de la formation d'un cristal en général et de l'ettringite en particulier sont fonctions de la sursaturation du liquide, de la taille des pores

et de l'importance des forces répulsives entre le cristal et la surface des pores avoisinante. Selon (Scherer 1999), la borne supérieure de la pression de cristallisation est déterminée par le degré de sursaturation. En revanche, la borne inférieure est déterminée par la valeur de l'énergie d'interface et la taille des pores. Dans ce contexte, (Scherer 2004) estime que, dans le cas d'un degré de sursaturation de l'ordre de 30 (estimé représentatif du cas de la formation d'ettringite lors d'un refroidissement post cure thermique, en régime stationnaire [Flatt & Scherer 2008]), la pression développée est de l'ordre de 6 MPa, valeur supérieure à la résistance en traction d'un béton ordinaire. En revanche, la taille des cristaux responsables des gonflements est estimée à 15 nm, les rendant ainsi indétectables par les techniques d'investigation classiques.

L'intervention dans la relation (1-6) de la courbure du cristal considéré permet d'expliquer la stabilité des gros cristaux par rapport aux petits : des cristaux de petite taille possèdent une courbure élevée (valeur des rayons de courbure principaux faible) ; la sursaturation nécessaire pour équilibrer la relation (1-6) est donc plus élevée dans le cas d'un petit cristal que dans le cas d'un gros. Il existe donc une compétition entre la formation de petits cristaux dans des mésopores et la formation de gros cristaux dans des macropores. Les considérations théoriques semblent néanmoins indiquer que seuls les premiers sont responsables de gonflements. Ainsi, la limitation des vitesses de transport des espèces ioniques permet d'envisager des degrés de saturation importants dans les plus petits pores impliquant ainsi des pressions de cristallisation importante (Flatt & Scherer 2008). Néanmoins, le développement de ce type de pression de manière localisée ne semble pas suffisant au développement de gonflements : la résistance d'un matériau tel que le béton est régie par les défauts existant à l'échelle microscopique. Pour que la contrainte issue de la pression de cristallisation se ressente à l'échelle macroscopique, il est nécessaire que le volume d'influence de celle-ci touche des zones représentatives de ces défauts. En d'autres termes, le développement de pression de manière très localisée ne peut aboutir à des gonflements (Scherer 1999).

Les degrés de sursaturation nécessaires au développement de pressions importantes semblent donc nécessairement élevés. Néanmoins, (Diamond 1996) indique qu'il conviendrait d'adjoindre à ces considérations thermodynamiques des critères issus de la mécanique de la rupture introduisant une majoration de la contrainte de traction fonction des caractéristiques du milieu, ce qui induirait une possibilité de gonflement pour des degrés de supersaturation moins importants.

Finalement, toutes ces considérations sont formulées dans le cadre d'un régime stationnaire. Toutefois, (Scherer 2002) indique que dans le cadre d'un régime de cristallisation transitoire (par exemple lors d'un séchage), des degrés de sursaturation élevés peuvent se développer y compris dans les macropores et ainsi engendrer des pressions de cristallisation importantes.

2.5.2 Confrontation aux résultats expérimentaux

Sur la base de ces considérations théoriques, (Barbarulo et al. 2002) estiment qu'un système CSH + ettringite initialement à l'équilibre à 85°C puis placé à 20°C développe des degrés de sursaturation suffisants pour permettre des pressions de l'ordre de 8 à 20 MPa durant un mois. De même, pour le ciment Portland qu'ils étudient, (Deng & Tang 1994) estiment qu'il est thermodynamiquement possible de développer une pression de l'ordre de 55 MPa à 25°C.

Les considérations formulées dans le cadre de la théorie de la pression de cristallisation indiquent que la précipitation de l'ettringite n'est pas une condition suffisante au développement de gonflements. Pour (Ping & Beaudoin 1992-b), la contrainte appliquée à un matériau lors du développement de pressions de cristallisation n'est pas égale à cette pression mais est modulée par les caractéristiques du lieu de cristallisation (fraction surfacique du cristal en contact avec le milieu environnant). Pour (Scherer 2004), le développement des gonflements a probablement une durée faible en comparaison de la durée de précipitation de l'ettringite en raison de la compétition entre formation de petits cristaux dans des mésopores responsables des pressions et de gros cristaux précipitant librement dans de gros pores. Les expansions ne sont développées que durant la phase initiale de formation de petits cristaux.

Ceci est confirmé expérimentalement par les travaux de (Scrivener & Lewis 1999) qui notent une poursuite de l'augmentation de la quantité d'ettringite formée dans le mortier étudié alors que les gonflements du matériau sont stabilisés (cf. Figure 1-5). De même, pour (Scrivener et al. 1999), la formation différée d'ettringite n'est pas nécessairement synonyme de gonflements. Par ailleurs, (Odler & Colan-Subauste 1999) notent qu'une même quantité d'ettringite peut conduire à des gonflements très différents. (Siedel et al. 1993) réalisent des mesures de teneur en ettringite (mesures comparatives entre analyse thermique différentielle [DTA] et diffraction des rayons X [DRX]) sur des corps d'épreuve soumis ou non à une cure thermique puis soumises à un traitement « accélérateur » (conservation en eau durant deux mois puis application de cinq cycles de gel/dégel puis conservation en air durant un mois). Leurs conclusions indiquent qu'il n'existe pas de différence nette en termes de quantité d'ettringite formée entre ces deux types de corps d'épreuve. En outre, (Odler & Chen 1996) mettent en évidence que la quantité d'ettringite nécessaire au développement de gonflements est bien moins importante dans le cas d'un matériau traité thermiquement que dans le cas d'un ciment trop riche en sulfates. Finalement, il ne semble pas exister de relation simple entre la quantité d'ettringite formée et les gonflements mesurés ce qui semble indiquer qu'une fraction de l'ettringite formée n'a pas d'effets délétères (Colleparidi & Ogoumagh Olagot 2002, Famy et al. 2001, Taylor et al. 2001). Néanmoins, ces derniers notent une tendance générale à l'augmentation des gonflements avec l'augmentation de la quantité d'ettringite.

(Yang et al. 1999-a) observent une formation d'ettringite bien avant l'initialisation des gonflements : ceci semble appuyer le fait que l'ettringite précipite dans un premier temps préférentiellement dans des zones où le développement de pressions n'est pas nécessaire. Par ailleurs, les observations microscopiques de (Siedel et al. 1993) et (Batic et al. 2000) indiquent que la morphologie de l'ettringite semble s'adapter à l'espace dont elle dispose pour cristalliser afin d'éviter de développer des pressions.

L'étude cinétique de la consommation des sulfates par (Pavoine 2003) indique une consommation rapide de ces réactifs jusqu'à une valeur limite ne correspondant pas néanmoins à la stabilisation des gonflements du matériau. Pour Pavoine, cette consommation brutale de sulfates correspond à une formation rapide d'une partie de l'ettringite du système, appliquant alors des pressions au matériau. La poursuite des gonflements après stabilisation de la mobilisation des sulfates correspond à la réponse différée du matériau à la pression de cristallisation de l'ettringite.

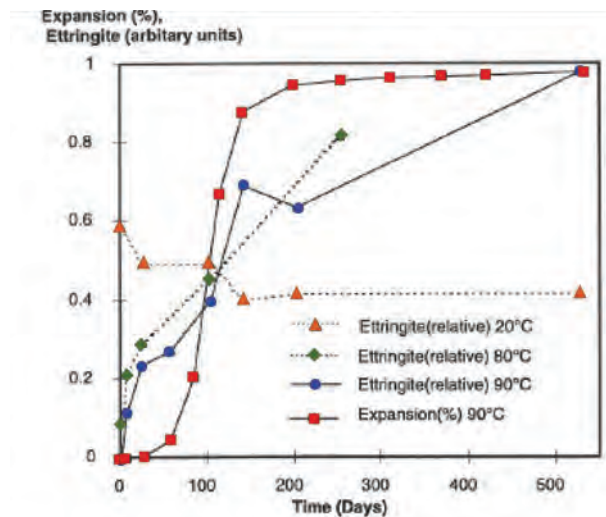


Figure 1-5 : comparaison de l'évolution de la quantité d'ettringite mesurée par analyse semiquantitative RX dans un mortier et gonflements associés (Scrivener & Lewis 1999)

Certains résultats expérimentaux semblent néanmoins ne pas être en accord avec les considérations thermodynamiques de la théorie de la pression de cristallisation : d'après (Grattan-Bellew *et al.* 1998), la vitesse de gonflement (assimilée à la pente de la partie linéaire de la courbe de gonflement libre en fonction de la racine carrée du temps dans cette étude) est proportionnelle à la quantité d'ettringite formée.

2.5.3 Conclusions

Les considérations théoriques et expérimentales rapportées dans la littérature font état de la possibilité de développer des pressions lors de la cristallisation de l'ettringite dans un matériau cimentaire. Sous réserve que la précipitation de cette espèce se fasse dans un espace restreint et pour des degrés de sursaturation suffisants, les contraintes qu'il est thermodynamiquement possible de développer peuvent conduire à un gonflement. Ceci n'est néanmoins possible que si les champs de contrainte développés en chaque site de cristallisation touchent des régions volumiques représentatives des défauts de microstructure régissant la résistance du matériau considéré.

3 Mécanismes de gonflement

Les mécanismes mis en jeu lors du développement de gonflements de RSI font l'objet de nombreuses controverses dans la littérature. Cette section tente de synthétiser les différentes théories énoncées et les confronte, en indiquant les points d'accord et de désaccord au sein de la communauté scientifique.

3.1 Gonflement de l'ettringite colloïdale

Cette théorie a été proposée par (Mehta 1973). L'ettringite est supposée se former suivant un mécanisme transsolution. Dans ce cas, en présence de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, l'ettringite prend un aspect colloïdal, sous les effets notamment de la diminution du taux d'hydratation

des aluminates (*Cohen 1983*). Cette ettringite colloïdale présente des facultés d'adsorption de molécules d'eau. L'arrangement de ces dernières conduit au développement de forces répulsives conduisant à l'apparition de pressions importantes sans modification de la structure cristalline de l'ettringite.

Ce mécanisme de gonflement semble cohérent pour (*Odler & Colan-Subauste 1999*) : l'observation de gonflements plus importants pour des matériaux conservés en eau par rapport à ceux conservés dans des atmosphères saturées semble indiquer que la mobilisation d'eau par l'ettringite pourrait être la cause des gonflements.

A l'heure actuelle, peu de travaux disponibles dans la littérature semblent considérer ce mécanisme comme le plus plausible lors d'expansions liées à la RSI.

3.2 Phénomène de la double couche électrique

Les considérations thermodynamiques indiquent que les petits cristaux d'ettringite sont instables par rapport aux cristaux de plus grande taille (cf. section 2.5). Selon (*Deng & Tang 1994*), ces petits cristaux présentent la propriété de pouvoir adsorber les ions présents à proximité afin de diminuer leur énergie de surface. Ces adsorptions conduisent au développement de répulsions électriques potentiellement responsables de gonflements. Néanmoins, les effets expansifs de ce phénomènes semblent relativement limités.

3.3 Gonflement en des zones localisées : interfaces pâte – granulat et extrémités des fissures

3.3.1 Gonflement au droit de l'interface pâte – granulat

Une des principales théories avancée pour expliquer les gonflements de RSI est la formation d'ettringite au droit des interfaces pâte – granulat jugée responsable des expansions par développement de pressions de cristallisation. De nombreuses observations expérimentales semblent en accord avec ce mécanisme et font état de la présence de bancs d'ettringite dite comprimée au droit des granulats, sans nécessairement encercler chaque particule (*Heinz & Ludwig 1987, Yang et al. 1996, Shao et al. 1997, Leklou et al. 2008, Aubert et al. 2009*). Néanmoins, pour certains auteurs, l'observation d'ettringite aux interfaces pâte – granulat n'est qu'une conséquence d'un autre mécanisme de gonflement (*Barbarulo et al. 2005* ou *Brunetaud 2005* par exemple) : le gonflement homogène de la pâte (cf. section 3.4). Pour certains auteurs, les interstices formés aux interfaces pâte – granulat sont même considérés initialement vides puis remplis d'ettringite par phénomène de dissolution – précipitation sans effet délétère (*Taylor et al. 2001*).

Un des principaux arguments allant à l'encontre de la théorie d'un gonflement d'abord localisé à l'interface pâte – granulat est basé sur les éléments thermodynamiques inhérents au développement des pressions de cristallisation.

Pour (*Scherer 1999*), les considérations thermodynamiques montrent que l'ettringite se formerait dans ces conditions sous forme de cristaux aciculaires orientés parallèlement à l'interface pâte – granulat. Le développement de ces aiguilles conduirait alors à la consommation de la sursaturation sans développement de pressions (cf. section 2.5.1).

Par ailleurs, devant les forts degrés de sursaturation nécessaires au développement de gonflements, il est peu probable que les interfaces pâte – granulat soient le siège du

développement de fortes pressions de cristallisation (*Famy & Taylor 2001*). En outre, (*Odler & Chen 1995*) mettent en évidence la possibilité de gonflement pour une pâte de ciment (néanmoins avec des cinétiques beaucoup plus lentes), indiquant ainsi que la présence de granulats n'est pas nécessaire à l'apparition d'expansions.

Cependant, devant l'influence de la nature des granulats sur le développement des expansions (cf. section 4.6.2), (*Lawrence 1999*) juge comme incomplets les mécanismes de gonflement ne faisant pas intervenir le rôle de l'interface pâte – granulats. Pour (*Lawrence 1995-a*), la microfissuration présente en ces lieux (et potentiellement imputable à des dilatations thermiques différentielles entre les deux composants du matériau cimentaire) peut se révéler être un site de nucléation préférentiel de l'ettringite et/ou un moyen de transport des espèces ioniques.

(*Yang et al. 1999-a*) observent avant gonflement la présence d'une couche de Portlandite à la surface des granulats. Après gonflement, cette couche de Portlandite est localisée à la surface de la couche d'ettringite qui s'est formée à l'interface pâte – granulats, conduisant les auteurs à la conclusion que c'est cette ettringite qui est responsable des expansions.

(*Diamond 1996*) propose de tenir compte de la mécanique de la rupture pour étayer le mécanisme de gonflement de l'interface pâte – granulats. Ainsi, des coefficients de majoration de la contrainte de traction qui sont fonction des caractéristiques du milieu de cristallisation et des potentiels défauts déjà existants sont introduits. La prise en compte de tels effets permet ainsi d'envisager la propagation de défauts pour des degrés de sursaturation beaucoup plus faibles que ceux envisagés par la théorie « classique » de la pression de cristallisation.

3.3.2 Gonflements au droit de la fissuration

Dans le prolongement de la théorie du gonflement de l'interface pâte – granulats, (*Fu et al. 1994-b*) établissent qu'il est thermodynamiquement plus facile pour l'ettringite de précipiter à la pointe d'une fissure préexistante. Les conditions énergétiques y sont en effet plus favorables. La propagation de la fissure se produit sous réserve que l'énergie apportée par la cristallisation de l'ettringite dépasse une énergie de fracture. Dans ce cas, l'énergie du système chute brutalement et il devient nécessaire de reformer un cristal d'ettringite plus près de la pointe de la fissure pour la propager à nouveau. Les considérations théoriques développées par (*Fu et al. 1994-b*) indiquent que l'énergie de propagation est d'autant plus faible que la fissure est grande, et qu'à pression de cristallisation égale, une fissure large se propage plus qu'une fissure étroite. Sous réserve que la condition de sursaturation soit maintenue, ce mécanisme peut se poursuivre jusqu'à dégradation complète du matériau. Cette sursaturation peut être maintenue par la désorption des sulfates contenus dans les CSH puis migrant vers la fissure la plus proche (*Fu & Beaudoin 1996-c*).

3.4 Gonflement homogène de la pâte

3.4.1 Généralités et points de désaccord

Par opposition à la théorie du gonflement localisé à l'interface pâte – granulats, certains auteurs suggèrent que les gonflements de RSI sont le fruit d'une expansion

homogène de la pâte de ciment. Ce mécanisme est appuyé par les observations expérimentales faisant état de la formation d'interstices aux interfaces pâte – granulat, vides dans un premier temps puis se remplissant d'ettringite aux propriétés non délétères résultant d'un phénomène de dissolution – reprécipitation (observations relatées par exemple dans *Pavoine 2003*). Une des caractéristiques de ces interstices est qu'ils présentent une largeur proportionnelle à la taille du granulat considéré, signe caractéristique d'un gonflement homogène de la pâte de ciment (*Johansen et al. 1993, Johansen & Thaulow 1999, Johansen & Osbaeck 2002*). Ce type d'interstices est également observé par d'autres auteurs comme (*Brunetaud 2005*), avec par la suite un remplissage au moins partiel par de l'ettringite. Ce mécanisme est souvent supposé issu de la conversion en ettringite du monosulfate intimement lié aux CSH à l'issue de la cure thermique. Ce phénomène est permis par la libération des sulfates contenus dans les CSH (*Glasser et al. 1995, Meland et al. 1997, Famy et al. 2001, Barbarulo et al. 2007*). Cette conversion se faisant dans un espace restreint, la théorie de la pression de cristallisation laisse penser que des contraintes pourraient être développées de cette manière. Ainsi, les conclusions de (*Scrivener & Skalny 2005*) à l'issue du séminaire du TC 186 de la RILEM indiquent que les gonflements sont issus de la formation d'ettringite dans la pâte de ciment à une échelle submicrométrique. Ces auteurs notent toutefois que ce point ne fait pas l'unanimité au sein du comité technique.

Certaines observations expérimentales semblent en effet aller à l'encontre de ce mécanisme de gonflement.

En effet, les résultats de (*Diamond 1996*) montrent que les interstices formés autour des granulats ne sont pas forcément continus, ce qui va selon lui à l'encontre d'un gonflement homogène de la pâte. En outre, les réseaux de fissures observés ne semblent pas non plus cohérents avec ce mode de gonflement. (*Diamond 2002*) réalise des observations similaires, les interstices n'étant pas présents de manière systématique. Cet auteur n'observe pas d'interstices vides. Selon lui, l'observation d'interfaces vides résulte d'une erreur d'interprétation des images de microscopie.

Par ailleurs, (*Fu et al. 1995*) et (*Diamond 2002*) n'observent que très peu (voire pas) de monosulfates dans les matériaux étudiés à l'issue de la cure, ce qui semble aller à l'encontre de gonflements issus de la conversion de monosulfate en ettringite.

En outre, la théorie du gonflement homogène de la pâte ne semble pas expliquer l'influence de la nature des interfaces pâte – granulat (*Lawrence 1995-b*) : quelle que soit la nature du granulat considéré, un gonflement homogène de la pâte conduirait toujours à l'estimation d'un même gonflement ce qui n'est pas observé expérimentalement. Il semble nécessaire, selon ces auteurs, de prendre en compte la nature des interfaces (nature chimique, poreuse, coefficient de dilatation thermique, différents d'un type de granulat à un autre) pour décrire correctement les expansions.

Enfin, dans le cadre de son étude de l'influence de la quantité d'air entraîné sur les gonflements de RSI, (*Petrov 2003*) observe que l'initialisation des gonflements est fonction de la quantité d'air entraîné présente dans le matériau. Selon lui, ceci est incohérent avec un gonflement homogène de la pâte qui devrait au minimum aboutir à une initialisation des gonflements simultanée, quel que soit le cas considéré, la quantité d'air entraîné n'intervenant a priori pas sur le comportement expansif de la pâte de ciment.

3.4.2 Mécanisme détaillé

(Taylor *et al.* 2001) proposent un mécanisme de gonflement de la pâte. Selon ces auteurs, les analyses microscopiques indiquent la présence de monosulfate finement dispersé dans les CSH formés en des points initialement occupés par la solution interstitielle (conformément à la littérature, nous appellerons ce type de CSH « outer CSH » par opposition aux « inner CSH » qui sont les hydrates formés directement au contact des grains de ciment anhydres) comme illustré par la Figure 1-6. Sur ces figures, les zones grisées représentent les CSH. Les zones noircies représentent les cristaux présents à chaque instant considéré dans le mécanisme. L'application de la cure thermique conduit à la formation de zones de outer CSH d'autant plus denses que la zone d'observation est choisie proche de l'interface avec les inner CSH. Ainsi, ces produits d'hydratation présentent une porosité particulièrement fine et donc propice au développement de pressions de cristallisation importantes selon les considérations théoriques exposées en section 2.5. Les pressions développées sont donc d'autant plus élevées qu'elles s'exercent à proximité des inner CSH. Lors du relargage des sulfates, les monosulfates présents dans la microporosité des outer CSH sont convertis en ettringite, conduisant alors au développement de pression par cristallisation dans des espaces restreints.

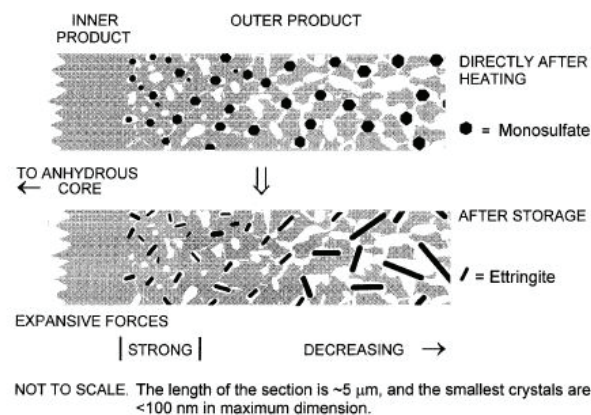


Figure 1-6 : mécanisme de gonflement proposé par (Taylor *et al.* 2001) issu de la conversion en ettringite des monosulfates dispersés dans les outer CSH en fin de cure

Sous réserve que les monosulfates soient distribués de manière homogène dans le matériau, cette conversion en ettringite dans des volumes restreints conduit au développement d'un gonflement homogène de la pâte. Sous les effets de ce gonflement, des interstices s'ouvrent aux interfaces pâte – granulat (et éventuellement des fissures sous les effets de possibles hétérogénéités du champ de déformation généré – cf. ci-après). La Figure 1-7 représente un matériau soumis à ce mécanisme de gonflement avant tout phénomène de dissolution – reprécipitation (grossissement moins important que pour la Figure 1-6). Cette figure illustre le phénomène de conversion du monosulfate en ettringite et les effets mécaniques microstructuraux de celle-ci. A ce stade, les interstices formés autour des granulats sont vides. Par la suite, le phénomène de dissolution – reprécipitation est mis en jeu et conduit à la précipitation d'ettringite dans les vides créés par le gonflement de la pâte. L'ettringite formée au cours de cette seconde phase n'a aucun effet délétère (cf. Figure 1-8).

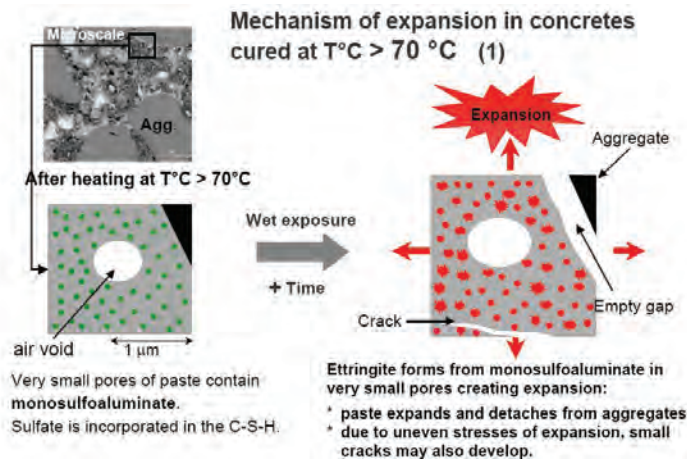


Figure 1-7 : matériau suite à un gonflement homogène de la pâte issu d’une conversion de monosulfate en ettringite avant dissolution – réprécipitation de l’ettringite (Famy et al. 2002-a) – en vert, monosulfate, en rouge, ettringite

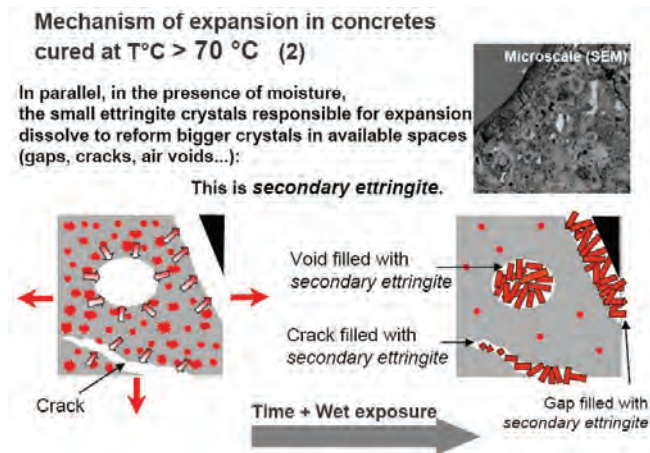


Figure 1-8 : matériau suite à un gonflement homogène de la pâte issu d’une conversion de monosulfate en ettringite après dissolution – réprécipitation de l’ettringite (Famy et al. 2002-a) – en rouge, ettringite

Ce type de mécanisme semble en accord avec les principes thermodynamiques de la théorie de la pression de cristallisation exposés en section 2.5.1. En effet, les cristaux jugés responsables des plus fortes pressions sont supposés de petite taille (a priori, indétectables par les techniques de microscopie conventionnelles car leurs dimensions sont de l’ordre de quelques dizaines de nanomètres) comme le remarquent (Scherer 1999), (Famy & Taylor 2001) ou (Flatt & Scherer 2008). Ceci est confirmé par les observations expérimentales de (Scrivener & Lewis 1999) qui mesurent des gonflements avant de détecter de l’ettringite par analyse aux rayons X (résolution de la méthode d’analyse trop faible pour détecter les cristaux de taille submicrométrique).

Afin d’expliquer un gonflement généralisé du matériau, le développement de pressions en des lieux séparés n’est pas suffisant. Il est nécessaire que le volume d’influence du champ de pression développé en un point intercepte une zone représentative des défauts de microstructure régissant la résistance du matériau. (Johansen & Thaulow 1999) et (Scherer 2002) proposent une explication similaire pour le développement d’un gonflement généralisé : pour que l’expansion ait lieu, il est nécessaire que les champs de contrainte développés lors de la formation des différents cristaux percolent (i.e. les champs doivent s’interpénétrer jusqu’à ce que leur ensemble affecte une zone géographique représentative de l’étendue des défauts intrinsèques au matériau cimentaire considéré).

Un gonflement homogène de la pâte conduit a priori à une ouverture d'interstices aux interfaces pâte – granulat dont la largeur est proportionnelle à la taille de l'inclusion considérée (*Brunetaud et al. 2005*). Néanmoins, certains auteurs n'observent pas ce type d'interstices dans les matériaux étudiés (e.g. *Diamond 2002*). Afin d'expliquer ces phénomènes dans le cadre de la théorie d'un gonflement homogène de la pâte, il est suggéré que, même si les gonflements peuvent être considérés comme uniformes localement, ils sont superposés à des forces hétérogènes liées notamment à la présence d'armatures, à une organisation hétérogène de la matrice et des granulats, à l'existence de gradients hydriques ou à l'existence de microfissures issues du traitement thermique ou d'un chargement mécanique (*Scrivener et al. 1999, Famy & Taylor 2001*) et conduisant aux modifications de faciès de fissuration notées par certains auteurs. (*Garboczi 1997*) propose une modélisation d'un système formé d'une inclusion sphérique, d'une zone correspondant à une pâte de ciment et d'une interface entre les deux. Les modes de fissuration déterminés par ce modèle montrent qu'un gonflement homogène de la pâte conduit bien à l'ouverture d'un interstice à l'interface pâte – granulat. Néanmoins, cet auteur indique que la prise en compte d'un plus grand nombre d'inclusions de tailles différentes peut effectivement conduire à une complexification du faciès de fissuration. (*Scrivener et al. 2002*) proposent une modélisation d'un système contenant plusieurs inclusions sphériques dont la pâte est soumise à un gonflement homogène. Ce modèle montre que, pour le système considéré considérablement simplifié par rapport à un composite cimentaire réel, le faciès de fissuration développé semble totalement aléatoire malgré le gonflement imposé homogène de la pâte et l'initiation des fissures au droit des interfaces pâte – granulat, justifiant ainsi les observations expérimentales de certains auteurs.

3.5 Mécanismes de gonflement « combinés »

Certains auteurs estiment que les mécanismes de gonflement mentionnés dans les sections 3.3 et 3.4 ne sont pas nécessairement incompatibles. Il s'en suit l'élaboration de mécanismes de gonflements que nous qualifierons de combinés.

(*Brunetaud et al. 2005*) proposent un mécanisme de gonflement en quatre phases :

1. Phase initiale

Cette phase consiste en la déstabilisation de l'ettringite d'hydratation précoce. Elle se caractérise par une adsorption des sulfates sur les CSH (phénomènes décrits plus en détail en section 4.2) et par une éventuelle substitution de Si par Al dans les CSH. Cette phase prend fin une fois la cure thermique achevée, le refroidissement conduisant à une sursaturation de la solution interstitielle vis-à-vis de l'ettringite.

2. Phase latente

Durant cette phase, on observe une précipitation de l'ettringite sans contrainte mécanique jusqu'à génération de pressions fonctions du degré de sursaturation et de l'espace disponible pour la cristallisation. Cette sursaturation est également fonction de la vitesse de diffusion des ions dans le matériau (diminution importante de la sursaturation en cas de diffusion rapide). En considérant ce phénomène de manière répartie dans toute la pâte, l'observation de gonflements de la pâte est alors envisageable, conduisant ainsi à l'ouverture des interfaces pâte – granulat. (*Brunetaud 2005*) évoque également la possibilité de sites d'expansion ponctuels au niveau des grains de Hadley (grains de ciment

ayant totalement réagi, laissant alors une coque de CSH vide remplie par la suite d'ettringite) dans le cadre de ce gonflement homogène. Le processus de mûrissement d'Ostwald (dissolution – reprécipitation de l'ettringite) conduit par la suite au remplissage des interfaces pâte – granulat et simultanément à un retrait de la pâte (suppression des pressions appliquées à l'échelle microscopique du fait de la dissolution des microcristaux) pouvant conduire à la formation de fissures radiales. La déformation atteinte à la fin de cette phase peut atteindre une valeur de l'ordre de 0,3 % selon (*Brunetaud et al. 2005*).

3. Phase de détérioration accélérée

Sous certaines conditions, notamment en cas de manque d'eau, cette phase peut ne jamais être atteinte. Dans le cas contraire, cette phase s'explique par une accélération marquée des phénomènes expansifs. (*Brunetaud et al. 2005*) expliquent cette accélération par une potentielle percolation de la fissuration accélérant brutalement l'apport d'eau d'une part et par la possibilité d'un potentiel de formation d'ettringite suffisamment important pour que la totalité de la phase aqueuse soit dans des conditions de sursaturation d'autre part. En outre, le matériau étant déjà en partie dégradé, le développement d'un gonflement donné ne nécessite pas autant d'effort que pour le matériau initialement sain.

4. Phase d'équilibre

Cette phase correspond à l'arrêt des gonflements correspondant à un état d'équilibre vis-à-vis de la désorption des sulfates contenus dans les CSH.

(*Kurdowski 2002*) considère la possibilité d'un mécanisme de gonflement combiné faisant intervenir la formation d'ettringite microcristalline d'une part et la formation de bancs d'ettringite aux interfaces pâte – granulat et dans la matrice d'autre part. De même, pour (*Taylor et al. 2001*) l'intervention de ces deux mécanismes de manière coordonnée n'est pas à exclure.

(*Mielenz et al. 1995*) proposent un mécanisme différent (on gardera à l'esprit que pour ces auteurs, les gonflements de RSI peuvent être attribués à des relargages tardifs de sulfates dans le matériau, sans nécessité de traitement thermique). Dans un premier temps, les auteurs considèrent la formation de « nids » d'ettringite dans la pâte de ciment visibles uniquement à de très forts grossissements par microscopie et conduisant au développement de fissures radiales dans la matrice. Par la suite, on observe une croissance de l'ettringite et un gonflement de la pâte conduisant à l'ouverture d'interstices aux interfaces pâte – granulat et à l'apparition de fissures macroscopiques à la surface du matériau. Ces fissures sont ensuite remplies d'ettringite. Ce remplissage est également observé pour les interfaces pâte – granulat et aboutit alors au développement d'une fissuration importante.

Enfin, (*Petrov 2003*) présente un mécanisme de gonflement relatif aux bétons avec air entraîné. Dans un premier temps, il est considéré une précipitation d'ettringite dans les bulles d'air. Cette formation de cristaux conduit à la mise en route d'une « pompe » de sulfates et d'aluminates : à mesure que la concentration de ces espèces s'amointrit localement, on assiste à leur diffusion afin d'homogénéiser leurs champs de concentration au sein du matériau. Si ce phénomène se poursuit jusqu'à épuisement des réactifs, aucun gonflement n'est observé et l'ettringite peut précipiter sans effets délétères. En revanche, si les vides disponibles finissent par être comblés, le gonflement est déclenché par précipitation d'ettringite dans un espace restreint. Par conséquent, dans le cadre de ce mécanisme, les gonflements sont fonction de la porosité, du volume de vides total du matériau et du facteur d'espacement des vides.

3.6 Conclusions

On a récapitulé ici les principaux mécanismes de gonflement proposés dans la littérature afin d'expliquer la RSI. Les deux principales théories avancées sont la théorie du gonflement de l'interface pâte – granulat et la théorie du gonflement homogène de la pâte. Pour chacune d'entre elles, des résultats expérimentaux semblent valider les hypothèses formulées par les différents auteurs. Néanmoins, des contre-arguments peuvent également être formulés dans chaque cas. Toutefois, le phénomène de pression de cristallisation est impliqué dans les deux cas de figure. Selon certains auteurs, un mécanisme n'exclut pas forcément l'autre et l'hypothèse d'une action coordonnée des deux procédés ne semble pas à éliminer. Il semble alors possible que les gonflements soient initiés au niveau des interfaces pâte-granulat, générant alors un endommagement suffisant pour accélérer les expansions. La fissuration créée peut par la même occasion faciliter l'entrée d'eau dans le matériau et ainsi favoriser les expansions.

4 Paramètres influençant la RSI

4.1 Les caractéristiques cimentaires

La composition et certaines caractéristiques cimentaires telles que la finesse ont une influence marquée sur le comportement expansif d'un matériau (*Grattan-Bellew et al. 1998*). Selon (*MacDonald 1998*) et (*Colleparidi 1999*), l'évolution des compositions cimentaires au cours des dernières décennies pourrait expliquer la recrudescence des cas de RSI diagnostiqués au cours de ces dernières années : l'augmentation de la teneur en sulfates des ciments est jugée responsable de ce phénomène. En outre, certains types de ciment (comme les ciments Portland CEM I à prise rapide ou les ciments ASTM type III par exemple [*Fu & Beaudoin 1996-c*]) semblent être plus susceptibles vis-à-vis de la RSI que d'autres (les ciments PM ES notamment sont réputés peu aptes à RSI [*Kelham 1996, Heinz et al. 1999*]). Ainsi, il convient de comprendre les effets des différentes caractéristiques physiques et chimiques des ciments sur le développement des gonflements afin de mieux analyser et prévenir les risques d'occurrence de cette pathologie et éventuellement pour mettre au point des méthodes prédictives des risques de gonflement (cf. section 6.1).

4.1.1 Teneurs en sulfates et en aluminates

De par la nature de l'ettringite, la teneur en sulfates est un paramètre déterminant vis-à-vis du risque de RSI. Certains auteurs estiment qu'il existe un risque de RSI dans le cas d'un relargage tardif de sulfates peu solubles contenus dans le ciment ou dans le clinker, présents sous forme d'anhydrite ou de sulfates piégés dans la bélite (C_2S) (*Colleparidi 1999, Hime & Marusin 1999, Lawrence et al. 1999*). Selon (*Kurdowski 2002*), l'enrichissement de certains ciments en alcalins peut conduire à une accélération de l'hydratation du C_2S et ainsi favoriser un relargage tardif de sulfates responsable de la formation d'ettringite dans un matériau déjà durci. Selon (*Glasser 2002*), l'existence dans un composite cimentaire de formes de sulfates très lentement solubles telles que l'anhydrite peut créer des conditions favorables à la persistance d'un potentiel de formation

d'ettringite. Néanmoins, il est à noter que cette formation d'ettringite n'est pas considérée comme un cas de RSI au sens où elle est définie dans cette thèse.

Pour de nombreux auteurs, les risques de gonflement sont accrus par l'augmentation de la teneur en sulfates (*Odler & Chen 1995, Odler & Chen 1996, Fu & Beaudoin 1996-c, Fu et al. 1997, Kelham 1999, Colleparadi & Ogoumagh Olagot 2002, Diamond 2002, Thomas & Ramlochan 2002, Barbarulo et al. 2005, Tosun 2006, Hanehara et al. 2008-a, Hanehara et al. 2008-b, Leklou 2008*). (*Heinz et al. 1999*) proposent de limiter la teneur maximale en sulfate à 3 % pour éviter un risque de RSI. Toutefois, certaines études montrent qu'une forte teneur en sulfates n'est pas un critère suffisant pour développer des gonflements (*Zhang et al. 2002-a*). En outre, la nature de la source en sulfates de calcium ne semble pas avoir d'influence sur le comportement expansif d'un matériau (*Kelham 1999*). Selon (*Kelham 2002*), aucune corrélation entre la teneur en sulfates du clinker et les gonflements n'est observée. Au contraire, (*Colleparadi & Ogoumagh Olagot 2002*) notent que les clinkers plus riches en sulfates conduisent à une expansion plus précoce des bétons.

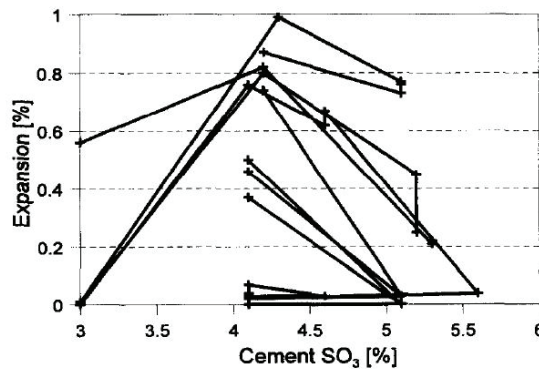


Figure 1-9 : effet de la teneur en SO₃ du ciment sur l'amplitude des gonflements (cure de 90°C/12 h) (*Kelham 1996*)

Bien que cette notion ne fasse pas l'objet d'un consensus (*Diamond 2002*), certains auteurs notent l'existence d'une teneur en sulfates pessimum vis-à-vis des gonflements de RSI. Ainsi, pour un ciment donné, (*Glasser et al. 1995*) déterminent que le potentiel d'expansion est maximal pour une teneur en sulfates proche de 4 %. Néanmoins, ces auteurs précisent que cette valeur pessimum n'est a priori valable que pour le ciment étudié et que le calcul mené dans leurs travaux doit être réitéré dans le cas de l'étude d'un autre matériau. (*Kelham 1996*) et (*Kelham 1999*) observent expérimentalement ce pessimum pour une teneur en sulfates de l'ordre de 4 % (cf. Figure 1-9). Néanmoins, il semble que cette valeur augmente avec la teneur en alcalins du ciment (*Kelham 1996*). (*Zhang et al. 2002-b*) ne notent pas l'existence de ce pessimum.

De même, la teneur en aluminates, un des composants principaux de l'ettringite C₆AS₃H₃₂, semble être un paramètre déterminant vis-à-vis du risque de RSI. Ainsi, pour certains auteurs, plus la teneur en aluminates est élevée, plus les risques de RSI sont importants (*Odler & Chen 1995, Odler & Chen 1996, Fu & Beaudoin 1996-c, Hanehara et al. 2008-a, Hanehara et al. 2008-b*). Pour d'autres, ce paramètre ne semble pas limitant (*Leklou 2008*).

Pour certains auteurs, les teneurs en sulfates et en aluminates doivent être confrontées pour juger du risque de RSI. En effet, l'ettringite (C₆AS₃H₃₂) et le monosulfate

(C₄ASH₁₂) utilisent les mêmes réactifs mais dans des proportions stoechiométriques différentes. Ainsi, en fonction de la composition du système, et même en présence abondante de réactifs, l'ettringite n'est pas nécessairement la phase stable ce qui influe sur le risque de gonflement (cf. section 2.2).

Le rapport SO₃/Al₂O₃ est proposé par certains auteurs pour juger du risque de RSI (Heinz & Ludwig 1987, Grabowski et al. 1992, Odler & Chen 1996, Heinz et al. 1999, Zhang et al. 2002-b). (Heinz & Ludwig 1987) suggèrent une valeur seuil de ce ratio égale à 0,55 en dessous de laquelle aucun gonflement ne se développe. Il semble qu'il existe un effet de pessimum des amplitudes de gonflement vis-à-vis du ratio SO₃/Al₂O₃. Selon (Heinz et al. 1999), il semble que ce pessimum soit observé pour un ratio massique de 0,8 (cf. Figure 1-10.a). (Grabowski et al. 1992) et (Zhang et al. 2002-b) observent ce pessimum pour un ratio molaire de 1 (équivalent à un rapport massique de 0,8) comme indiqué par la Figure 1-10.b.

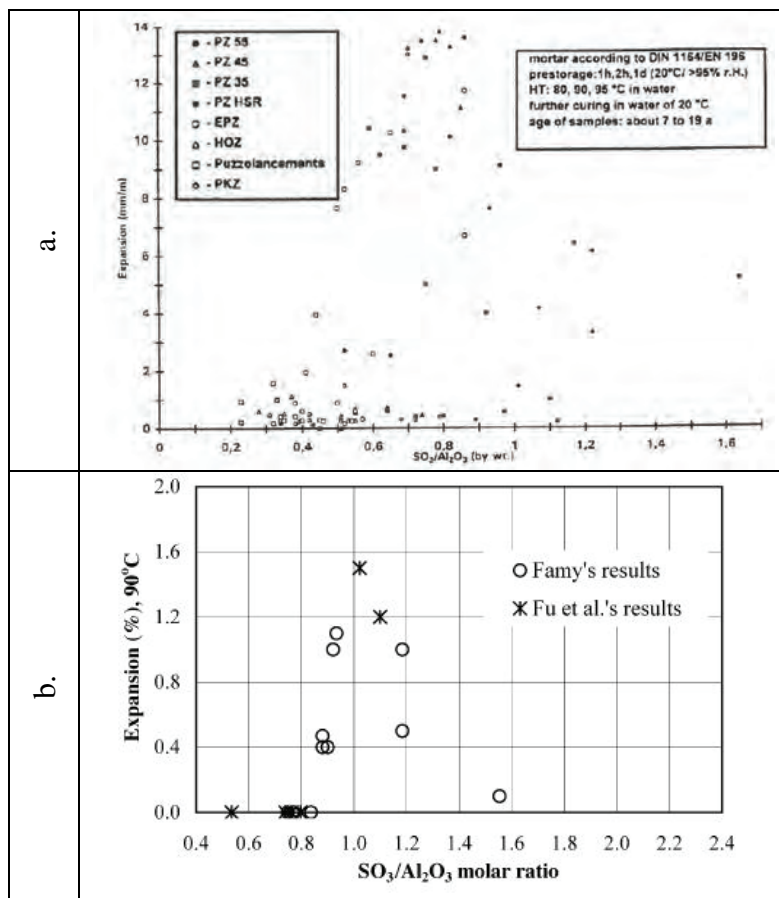


Figure 1-10 : effet de pessimum du ratio SO₃/Al₂O₃ selon a. (Heinz et al. 1999) b. (Zhang et al. 2002-b)

(Heinz et al. 1989) introduisent le ratio (SO₃)²/(Al₂O₃ actif) (Al₂O₃ actif correspond aux aluminates contenus dans le C₃A) pour juger de la réactivité d'un ciment. Il semble exister pour ce paramètre une valeur seuil de 2 en dessous de laquelle aucun gonflement ne se développe. Cette notion a été reprise par la suite par (Lawrence 1995-a).

Selon (Odler & Chen 1995), il semble plus pertinent de considérer les teneurs en sulfates et en aluminates de manière séparée que combinée par la prise en compte de tels ratios. Pour (Tosun 2006), ces considérations de ratio entre SO₃ et Al₂O₃ semblent insuffisantes pour prédire les gonflements.

(Taylor *et al.* 2001) proposent une prise en compte combinée de la teneur en sulfates et en aluminates suivant la Figure 1-11 afin d'expliquer les effets de pessimum observés. Sur ce graphe, le segment AB représente le pessimum et correspond au potentiel de formation d'ettringite le plus important. Si le système est trop pauvre en sulfates, il y a impossibilité de créer de l'ettringite et le monosulfate précipitera de manière préférentielle. Si une trop grande quantité de sulfate est présente, le système bascule alors de « l'autre côté » du pessimum et l'ettringite sera présente en fin de cure thermique, diminuant ainsi le potentiel de gonflement. En l'absence d'aluminates, il n'est pas possible de former de l'ettringite. Par ailleurs, en présence d'une très grande quantité d'aluminates, le monosulfate précipitera de manière préférentielle par rapport à l'ettringite.

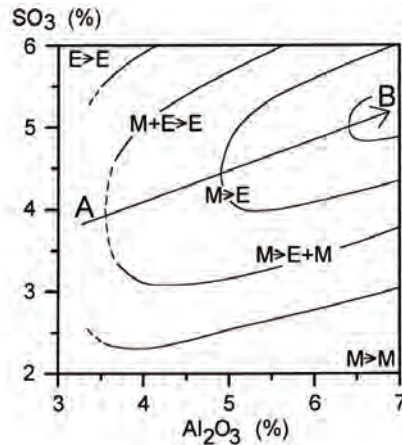


Figure 1-11 : représentation schématique des possibilités de formation d'ettringite (E) et de monosulfate (M) après cure thermique en fonction des teneurs en SO₃ et Al₂O₃ d'un ciment en considérant tous les autres paramètres comme constants (Taylor *et al.* 2001)

4.1.2 Autres caractéristiques cimentaires

La finesse du ciment considéré semble être un paramètre très influent vis-à-vis du développement de gonflements. Ainsi, l'augmentation de la finesse du ciment semble corrélée avec l'augmentation de l'amplitude des gonflements (Fu & Beaudoin 1996-c, Fu *et al.* 1997, Kelham 1996, Kelham 1999, Diamond 2002, Tosun 2006). L'augmentation de la finesse conduit à la formation plus rapide de CSH lors de l'hydratation du matériau permettant ainsi d'adsorber plus rapidement les sulfates d'une part (cf. section 4.2) et provoquant d'autre part une élévation de température plus rapide défavorable à la stabilité de l'ettringite.

La teneur en alcalins joue également un rôle vis-à-vis des gonflements. Selon (Diamond 2002), de fortes teneurs initiales en alcalins sont favorables au développement de gonflements. Ainsi, (Heinz *et al.* 1999) suggèrent de limiter la teneur en alcalins à $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} = \text{Na}_2\text{O} + 0,658.\text{K}_2\text{O} = 1\%$ de la masse de ciment. (Leklou 2008) note également une influence primordiale de la teneur en alcalins, de faibles variations de ce paramètre pouvant conduire ou non à l'apparition de gonflements. Une étude plus détaillée de l'influence des alcalins est développée en section 4.3.

Enfin, la teneur en MgO semble jouer un rôle vis-à-vis des gonflements (Lawrence 1995-b, Kelham 1996). Le rôle de ce composant n'est pas aujourd'hui clairement identifié. Selon (Taylor *et al.* 2001), l'hydratation de MgO en hydrotalcite $\text{Mg}_6\text{Al}_2(\text{CO}_3)(\text{OH})_{16}.4(\text{H}_2\text{O})$ pourrait conduire à une mobilisation d'aluminates favorisant la stabilisation de l'ettringite (cf. section 4.1.1).

4.1.3 Effet des additions

L'addition de fumée de silice présente des effets réducteurs voire supprimeurs des gonflements (*Ramlochan et al. 2003*). Ces effets sont d'autant plus importants que le taux de substitution du ciment est élevé (*Ramlochan et al. 2003, Santos Silva et al. 2010*). Il semble que dans ces conditions, le monosulfate remplace l'ettringite dans les pâtes hydratées (*Meland et al. 1997*). (*Ramlochan et al. 2004*) notent pour leur part que les sulfates sont moins présents dans la solution interstitielle et semblent plus mobilisés dans les monosulfates pour des matériaux contenant de la fumée de silice. Selon (*Ping & Beaudoin 1992-b*), l'ajout de fumée de silice conduit à une diminution de la concentration en Ca^{2+} défavorable à la précipitation de l'ettringite. Selon (*Ramlochan et al. 2003*), l'utilisation de fumée de silice conduit en outre à une densification de la microstructure induisant une limitation de la lixiviation des alcalins défavorable à la désorption des sulfates (cf. section 4.2).

L'utilisation de métakaolins ou de laitier de haut fourneau conduit à une réduction très importante voire à une suppression des gonflements pour de faibles taux de substitution. Pour les métakaolins, l'efficacité semble déterminée par leur teneur en aluminates déterminant le positionnement du système dans une configuration plus ou moins défavorable à la précipitation d'ettringite (cf. section 4.1.1) (*Ramlochan et al. 2003, Santos Silva et al. 2006*). (*Ramlochan et al. 2004*) notent la formation d'une phase similaire à l'hydrogrenat et mobilisant une partie des aluminates. (*Santos Silva et al. 2006*) notent également que l'utilisation de telles additions permet de diminuer la chaleur d'hydratation et ainsi limiter les risques de RSI dans le cas de structures massives.

L'utilisation de cendres volantes peut se révéler efficace dans certaines conditions. Leur aptitude à contrôler les gonflements semble essentiellement fonction de leur teneur en CaO (*Ramlochan et al. 2003*). (*Santos Silva et al. 2006*) n'observent pas de corrélation entre la consommation de Portlandite dans les bétons étudiés et la réduction des gonflements de RSI. Ils attribuent les effets réducteurs de cette addition à sa teneur en aluminates, paramètre déterminant vis-à-vis de la possibilité de formation d'ettringite (cf. section 4.1.1).

Enfin, la mise en œuvre de filler calcaire peut avoir un effet sur le développement de gonflements en diminuant la porosité du matériau pour des taux de substitution bien choisis (*Kurdowski & Duszak 2002, Schmidt et al. 2009*). (*Santos Silva et al. 2010*) mettent en évidence une augmentation des gonflements lors de l'utilisation de fillers calcaires. Ce phénomène est attribué à l'accélération de la formation de CSH, les fillers constituant des sites de nucléation supplémentaires pour les CSH.

4.2 Les silicates de calcium hydratés

4.2.1 Mobilisation des sulfates et des aluminates

Les silicates de calcium hydratés (CSH) semble jouer un rôle déterminant dans le développement des gonflements. Ces espèces présentent en effet des facultés de mobilisation des sulfates et des aluminates lors de la cure thermique qui seront ensuite réutilisés pour la formation d'ettringite tardive (*Yang et al. 1996*). Il convient donc de comprendre le mode d'action des CSH afin d'interpréter de la manière la plus pertinente possible les comportements expansifs des matériaux.

Lors de l'application d'une cure thermique, la consommation des sulfates est le fruit de la compétition entre deux réactions : la réaction entre les sulfates et les aluminates pour former l'ettringite primaire d'une part et l'adsorption des sulfates par les CSH pour former une phase notée « phase X » dans la littérature d'autre part (Diamond & Ong 1994, Divet & Randriambololona 1998, Taylor et al. 2001). Les facultés de mobilisation des sulfates par les CSH ont été étudiées par de nombreux auteurs (Brown & Bothe 1993, Fu et al. 1994-a, Divet & Randriambololona 1998, Taylor et al. 2001). Selon (Divet & Randriambololona 1998), l'adsorption des sulfates augmente avec la température, ce qui tend à créer une réserve en sulfates pour la formation différée d'ettringite d'autant plus importante que la température de cure est élevée. Barbarulo suggère que l'augmentation de la température n'est pas la cause de l'augmentation de la quantité de sulfates adsorbés. Pour lui, l'élévation de la température conduit à la solubilisation d'une quantité de sulfates plus importante en solution (Barbarulo et al. 2007). Or, (Barbarulo 2002) a montré que l'augmentation de la quantité de sulfates présents en solution conduit à une augmentation de la quantité de sulfates adsorbés par les CSH. La température n'est donc pas responsable d'un changement de propriétés des CSH mais a pour conséquence d'augmenter l'adsorption par solubilisation d'une plus grande quantité d'ettringite lors de la cure thermique (Barbarulo et al. 2002).

L'adsorption des sulfates par les CSH apparaît au delà d'un seuil de concentration en sulfates de la solution qui est d'autant plus important que la température est élevée (Barbarulo et al. 2002) comme illustré par la Figure 1-12. Ceci indique que plus la température est élevée (la gamme de température étudiée par [Barbarulo et al. 2002] est comprise entre 20°C et 85°C), plus la solution interstitielle présente des facultés de stockage des sulfates, avant même d'amorcer une adsorption importante de ces espèces par les CSH. Lors du refroidissement du système, le développement d'une sursaturation vis-à-vis de l'ettringite sera ainsi d'autant plus facile.

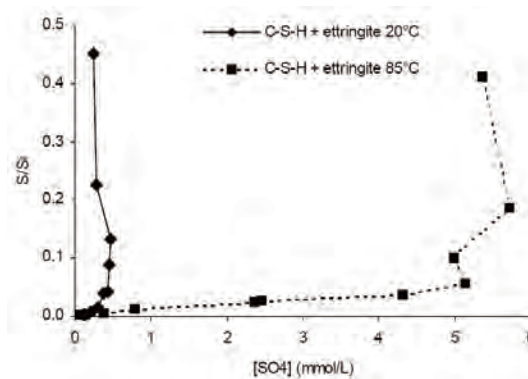


Figure 1-12 : adsorption des sulfates par les CSH (S/Si) en fonction de la concentration en sulfates de la solution interstitielle et de la température (Barbarulo et al. 2002)

La quantité de sulfates adsorbés augmente avec le rapport Ca/Si des CSH (Barbarulo 2002, Barbarulo et al. 2002). Selon (Fu & Beaudoin 1996-c), l'adsorption des sulfates est d'autant plus rapide que la température est élevée. En outre, la mobilisation des sulfates par les CSH est d'autant plus importante que la teneur en alcalins du milieu est élevée (Divet & Randriambololona 1998, Taylor et al. 2001) (cf. section 4.3.1). Les CSH semblent également présenter des propriétés d'adsorption des alcalins augmentant avec la diminution du ratio C/S des CSH (Chen & Brouwers 2010).

La sorption/désorption des sulfates par les CSH est un phénomène entièrement réversible mais la cinétique de la désorption est beaucoup plus lente que celle de

l'adsorption (*Brown & Bothe 1993, Divet & Randriambololona 1998, Barbarulo 2002, Barbarulo et al. 2002, Barbarulo et al. 2007*). Selon (*Fu & Beaudoin 1996-c*), la désorption des sulfates est d'autant plus lente qu'ils ont été mobilisés à haute température. (*Fu et al. 1994-a*) indiquent que la désorption de sulfates est d'autant plus rapide que la quantité adsorbée sur les CSH est importante. En outre, le taux de désorption augmente avec la diminution de la concentration en alcalins du milieu (*Famy et al. 2001*). Des informations plus détaillées sur ce phénomène sont fournies en section 4.3.2.

Pour expliquer ce phénomène, (*Barbarulo et al. 2002*) suggèrent un mécanisme d'adsorption des sulfates : il est supposé que Ca^{2+} se substitue à H^+ au niveau des terminaisons Si-O-H des CSH. Ainsi, le site Si-O- Ca^+ présent en bout de chaîne pourrait constituer un site d'adsorption de SO_4^{2-} via la mise en jeu de forces de Coulomb et d'interactions chimiques.

Les CSH présentent également des facultés de mobilisation des aluminates. En revanche, il semble plus probable que ceux-ci soient intégrés à la structure des hydrates par substitution de Si (*Brown & Bothe 1993, Scrivener & Taylor 1993, Taylor et al. 2001*). Même si ce point ne semble pas faire l'objet d'un consensus (*Brown & Bothe 1993*), ce mécanisme suggère que les aluminates ne sont relâchés dans la solution que très lentement, leur intégration comme substituant représentant une liaison chimique beaucoup plus forte que l'adsorption des sulfates (*Taylor et al. 2001*). De plus, cette hypothèse semble appuyée par les travaux expérimentaux de (*Famy et al. 2001*) qui montrent que le rapport Al/Ca reste relativement constant lors du suivi de la composition des CSH à l'issue de la cure thermique tandis que le rapport S/Ca diminue. Par ailleurs, pour favoriser la formation d'ettringite plutôt que de monosulfate après la cure thermique, il est nécessaire que les sulfates soient relâchés plus rapidement que les aluminates (différences de stoechiométrie entre les deux espèces) ce qui semble cohérent avec une liaison « faible » des sulfates et une liaison « forte » des aluminates. Il est à noter que (*Lothenbach et al. 2007*) n'observent pas de telles variations de Al/Ca.

4.2.2 Impacts sur la microstructure et les possibilités de gonflement

Selon (*Barbarulo 2002*), la structure cristalline des CSH ne semble affectée ni par la température, ni par la présence de sulfates, tout au moins pour les gammes de variations de ces paramètres correspondant à des risques de RSI. (*Famy et al. 2002-b*) et (*Sahu & Thaulow 2004*) entre autres observent la présence de deux types de CSH autour des grains de ciment anhydre pour des composites cimentaires dont la microstructure est suivie à long terme (conservation en eau) à l'issue d'une cure thermique appliquée au jeune âge. La cure thermique conduit à des cinétiques d'hydratation plus rapides du fait de la thermoactivation. Ces auteurs notent la présence de CSH gris clairs et gris foncés entourant les grains de ciment anhydres (cf. Figure 1-13). Les premiers sont formés lors de la cure thermique et les seconds sont issus de l'hydratation prolongée lors de la phase de stockage en eau. Ces différences de niveaux de gris ne sont pas observées pour un matériau conservé à température ambiante de manière continue. Elles ne sont pas attribuées à des différences de composition chimique (trop faibles) mais à des différences de porosité et de teneur en eau (*Scrivener 1992, Scrivener et al. 1999, Famy et al. 2002-c, Lothenbach et al. 2007*) : les CSH formés lors de la cure thermique présentent une porosité fine moins importante. (*Laplante 1993*) note pour sa part des différences de morphologie des CSH avec l'augmentation de la température : la porosité apparaît plus grossière dans ce cas. (*Scrivener et al. 1999*) synthétisent en indiquant que les CSH formés à haute température

sont plus denses et contiennent plus d'eau. (Vandamme *et al.* 2010) notent également une augmentation de la densité des CSH avec l'augmentation de la température de cure.

Ces différences de porosité peuvent jouer sur les phénomènes de diffusion et donc influencer les phénomènes tels que la RSI (Scrivener *et al.* 1999, Lothenbach *et al.* 2007). (Famy *et al.* 2002-c) indiquent par ailleurs que ces différences de niveau de gris peuvent également être observées dans le cas de l'utilisation de fumée de silice ou lors d'une attaque sulfatique externe. Dans ces cas précis, les différences de niveau de gris sont attribuables à des différences de composition des CSH.

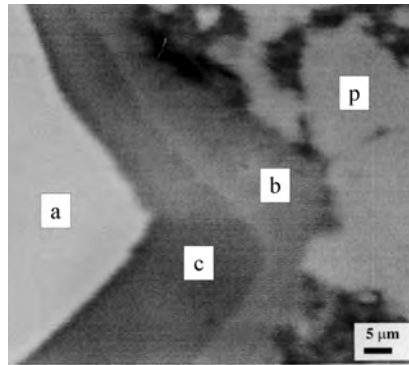


Figure 1-13 : observation microscopique (technique des électrons rétrodiffusés) d'un mortier soumis après une précure de 4 h à une cure thermique de 90°C / 12 h puis à un stockage en eau à température ambiante durant 200 jours. a. grain de C₃S anhydre b. CSH formés lors de la cure thermique c. CSH formés lors de la phase de conservation en eau p. Portlandite (Famy *et al.* 2002-b)

Certains auteurs ont tenté de relier les variations de composition des CSH d'un matériau aux possibilités de gonflement de RSI. Ainsi, (Scrivener & Lewis 1999) réalisent des analyses de la composition des inner CSH (CSH formés au contact des grains de ciment anhydres) formés lors de la cure thermique. Ces analyses sont rendues délicates par la résolution des méthodes d'analyse microscopique : les volumes analysés représentent des espaces dont la longueur caractéristique est de l'ordre du micromètre. Or, les phases présentes dans la pâte de ciment sont mélangées à une échelle submicrométrique, ce qui conduit à réaliser des analyses de mélange de phases, les résultats variant ainsi potentiellement d'un point d'analyse à un autre. (Scrivener & Lewis 1999) ont donc mis au point une méthode d'analyse permettant d'analyser au mieux ces zones de mélange. Les résultats des investigations semblent montrer que les inner CSH formés à haute température montrent une composition proche d'un mélange CSH/AFt à l'issue de la cure thermique. Pour un matériau non traité thermiquement, la composition semble proche de CSH/AFm. Les travaux de (Famy *et al.* 2002-a) n'ont par la suite pas permis de confirmer ces résultats. Il semble en revanche que les outer CSH soient mélangés à du monosulfate (AFm). Il est suggéré que lors de la désorption des sulfates des CSH, le monosulfate est converti en ettringite conduisant à la formation de cristaux en espaces confinés et donc au développement de pressions (cf. section 3.4). Par la suite, l'intrusion d'eau dans le matériau facilite les phénomènes de dissolution – reprécipitation des petits cristaux vers des espaces plus grands comme les fissures et les interfaces pâte – granulat. Ces considérations semblent en accord avec les travaux de (Kurdowski 2002) qui note la présence de petits cristaux d'ettringite au sein de la pâte de ciment.

Les propriétés des CSH et leur mode de formation influent donc sur les possibilités de développement de gonflements de RSI : les silicates de calcium hydratés représentent un moyen de stockage des réactifs d'une part ; d'autre part, la nature des CSH influe sur la microstructure des matériaux et a donc une influence directe sur la réponse des matériaux

vis-à-vis des pressions développées lors de la cristallisation d'ettringite ainsi que sur ses propriétés de transfert, régissant les phénomènes de diffusion ionique entre autres. Ainsi, avec l'augmentation de la température, les CSH mobilisent potentiellement davantage d'alcalins et développent une microstructure plus favorable à la formation d'ettringite en milieu confiné, favorisant ainsi le développement d'expansions de RSI.

4.3 Le rôle des alcalins

4.3.1 Effets au jeune âge sur la formation d'ettringite d'hydratation précoce

La présence d'alcalins dans un système cimentaire peut conduire à des modifications chimiques importantes. Dans leurs travaux d'expertise, (*Lawrence et al. 1999*) observent que les éléments les plus dégradés sont ceux dont la teneur en alcalins est la plus forte (on gardera néanmoins à l'esprit que les structures diagnostiquées peuvent ne pas avoir été soumises à un échauffement excessif). Ceci semble donc indiquer que la présence d'alcalins peut avoir un effet considérable sur le développement de dégradations.

Tout d'abord, la présence d'alcalins modifie considérablement le domaine de stabilité de l'ettringite (*Damidot & Glasser 1993, Ghorab 2002*). Ainsi, la présence d'alcalins favorise la solubilité de l'ettringite, à plus forte raison à haute température (*Scrivener & Skalny 2005*). De même, (*Sahu & Thaulow 2004*) indiquent qu'une teneur élevée en alcalins peut retarder voire empêcher la formation d'ettringite primaire. L'ajout d'alcalins induit une augmentation des concentrations en sulfates et en aluminates et une diminution de la concentration en calcium dans le système $\text{CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-CaSO}_4\text{-H}_2\text{O}$ (*Damidot & Glasser 1993*). Selon (*Owsiak 2008*), la présence d'alcalins est favorable à la stabilité du monosulfate. En outre, l'ajout d'alcalins en grandes quantités peut conduire à la formation de nouveaux hydrates intégrant ces espèces et complexifiant d'autant plus l'étude des systèmes cimentaires (*Damidot et al. 1995*).

En présence de soude, (*Barbarulo 2002*) et (*Shimada & Young 2004*) observent une augmentation de la concentration en sulfates dans la solution interstitielle. (*Barbarulo 2002*) note également que la quantité de sulfates adsorbés sur les CSH dans ces conditions est relativement faible en comparaison avec un système sans alcalins. Selon ces auteurs, il semble donc qu'en présence d'alcalins, la solution interstitielle soit un moyen de stockage en sulfates considérable dans le cadre d'une formation différée d'ettringite. (*Divet & Randriambololona 1998*) notent pour leur part une augmentation de la quantité des sulfates adsorbés par les CSH avec l'augmentation de la teneur en NaOH. Il est à noter que ces deux effets ne sont pas contradictoires.

Selon (*Brown & Bothe 1993*), la présence de KOH induit une accélération de l'hydratation du C_3S et semble empêcher la réaction du C_3A avec le gypse pour former de l'ettringite. Une accélération similaire de l'hydratation du C_3S est mentionnée par (*Owsiak 2008*), induisant ainsi un potentiel de gonflement plus important par mobilisation d'une plus grande quantité de sulfates. Ces effets combinés peuvent donc faciliter l'intégration des sulfates et des aluminates aux CSH. (*Fu & Beaudoin 1996-c*) suggèrent de la même manière que la formation rapide de CSH conduit à une adsorption plus précoce des sulfates par rapport à un système pauvre en alcalins et est ainsi d'autant plus défavorable à la formation d'ettringite précoce. En outre, selon (*Kurdowski 2002*), la présence d'alcalins favorise l'hydratation de C_2S (sans nécessité d'échauffement), relâchant ainsi plus rapidement les sulfates qu'ils peuvent contenir. Il convient toutefois de noter que ce dernier phénomène ne s'inscrit pas directement dans le cadre de la RSI tel que nous l'avons défini.

Sous certaines conditions, l'ajout d'alcalins peut avoir un effet réducteur sur le développement des gonflements. Ainsi, (*Ekolu et al. 2007-a*) mentionnent la possibilité de contrôler les gonflements par l'utilisation de lithium. Il semble que cette espèce soit moins soumise à la lixiviation, ce qui aurait pour conséquence de bloquer la désorption des sulfates contenus dans les CSH à l'issue de la cure thermique. De même, dans le cas de l'utilisation de cendres volantes ou de fillers calcaires, l'ajout de KOH a pu conduire à une diminution de gonflements (*Kurdowski & Duszak 2002*). Néanmoins, selon ces auteurs, ces résultats semblent inattendus et nécessitent des investigations complémentaires pour permettre une interprétation pertinente.

Dans de nombreuses autres études, l'ajout d'alcalins sous forme de sodium ou de potassium conduit à une augmentation des gonflements. Ainsi, (*Hanehara et al. 2008-b*) observent des gonflements plus rapides dans le cas d'un ajout de sulfate de potassium plutôt que de sulfate de calcium dans le système clinker étudié. (*Kelham 1996*) observe pour sa part une augmentation des gonflements lors de l'augmentation de la teneur initiale en alcalins. (*Shayan & Ivanusec 1996*) notent quant à eux des gonflements plus importants dans le cas de l'utilisation de potassium à la place du sodium.

4.3.2 Effets à long terme sur la formation différée d'ettringite

La présence d'alcalins en plus ou moins grande quantité dans un matériau susceptible de RSI semble avoir des effets sur le développement de gonflements. Ainsi, (*Aubert et al. 2009*) notent qu'un même matériau peut développer des gonflements ou non, selon qu'il est conservé respectivement dans un volume d'eau distillée restreint mais régulièrement renouvelé ou dans un grand bac d'eau non renouvelée. Selon ces auteurs, les matériaux sont soumis, lors de l'immersion, à une lixiviation des alcalins jusqu'à mise en équilibre avec la solution environnante. Si celle-ci n'est pas renouvelée, la lixiviation est stoppée et aucun gonflement n'est observé dans le cadre de cette étude. Si l'eau est particulièrement agressive (eau distillée) et renouvelée, cet équilibre est régulièrement brisé ce qui entretient le phénomène de lixiviation des alcalins et provoque l'apparition de gonflements dans ces travaux. Ceci est cohérent avec les considérations de stabilité de l'ettringite en milieu alcalin : en présence d'alcalins, le domaine de stabilité de l'ettringite est considérablement modifié (*Damidot & Glasser 1993, Flatt & Scherer 2008*).

Par ailleurs, la diminution de la teneur en alcalins induit une diminution de pH facilitant la désorption des sulfates mobilisés par les CSH (*Brown & Bothe 1993, Divet & Randriambololona 1998, Diamond 2000*). Pour (*Diamond 2000*), l'apparition d'une RSI ne peut se faire qu'en cas de diminution de la concentration en alcalins du matériau soit par lixiviation, soit par consommation par la RAG. (*Diamond & Ong 1994*) observent ainsi une diminution de la concentration en alcalins dans un matériau susceptible de RSI et de RAG durant les jours suivant la cure thermique. Cette diminution est alors attribuée à la formation de gel de RAG.

De la même manière, le maintien d'une teneur élevée en alcalins peut conduire à une diminution des cinétiques et des amplitudes de gonflement. Lors de l'analyse aux rayons X de matériaux contenant du lithium et susceptibles de RSI, (*Ekolu et al. 2007-a*) notent ainsi une présence moins marquée de l'ettringite par rapport à un matériau ne contenant pas cet alcalin. De même, (*Famy et al. 2001*) notent que la limitation de la lixiviation des alcalins lors de la phase de suivi des corps d'épreuve conduit à une limitation importante des cinétiques et des amplitudes de gonflement (cf. Figure 1-14). Selon ces travaux, la nature des alcalins présents (Li ou K) dans la solution de stockage semble avoir peu d'influence. En revanche, il semble que le potassium soit lessivé plus

rapidement que le sodium. Par ailleurs, (Graf 2007) note un développement de gonflements plus précoces pour des mortiers conservés en eau distillée qu'il attribue à une lixiviation des alcalins. Ces travaux indiquent la possibilité de lixiviation dans des atmosphères d'Humidité Relative (HR) élevée mais dans des proportions nettement moins importantes que dans le cas d'une immersion. Selon (Graf 2007), la lixiviation est d'autant plus importante que l'humidité relative augmente.

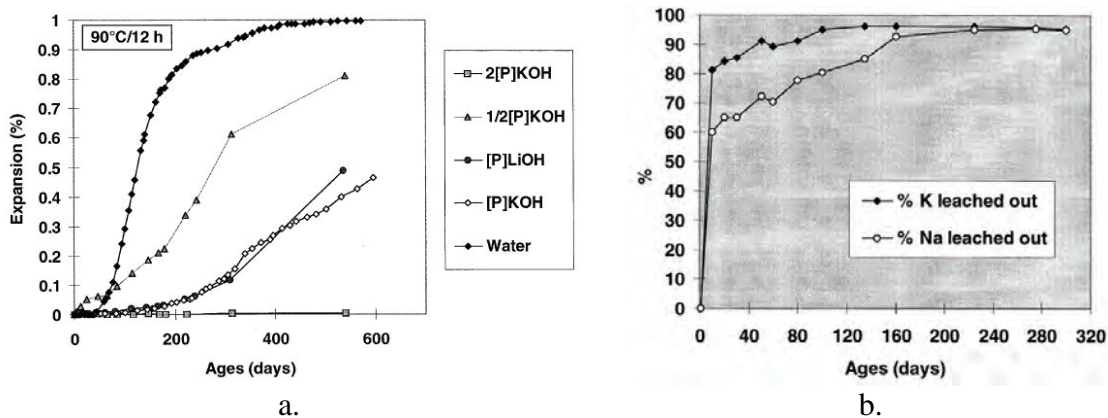


Figure 1-14 : effets de la présence d'alcalins sur le développement de gonflements ; a. Suivi dimensionnel d'un mortier conservé dans des solutions de différentes concentrations ([P] = concentration en alcalins de la solution interstitielle avant immersion) b. Evolution de la lixiviation des alcalins d'un mortier conservé en eau (Famy et al. 2001)

Ainsi, selon (Leklou 2008), plus les conditions sont favorables à la lixiviation des alcalins, plus les gonflements démarrent rapidement. Ceci semble confirmé expérimentalement dans de nombreuses études. (Zhang et al. 2002-a) remarquent que les cinétiques de gonflement de prismes sont plus rapides que celles de cubes plus massifs. De même, (Lawrence 1995-a) note des gonflements plus rapides pour des corps d'épreuve minces. (Fu et al. 1997) notent également une diminution des cinétiques de gonflement (et une augmentation de leur amplitude) avec l'augmentation de la taille des corps d'épreuve.

Finalement, (Lawrence 1999) indique que la réalisation de ses essais sur des corps d'épreuve conservés en eau peut être critiquable car ce procédé de conservation favorise la lixiviation des alcalins et donc potentiellement l'apparition de gonflements de RSI n'ayant pas forcément lieu pour un même matériau peu exposé à ce phénomène *in situ*. Toutefois, il indique que cette technique expérimentale présente l'intérêt de fournir des estimations conservatives et sécuritaires puisqu'elles conduisent à l'établissement d'amplitudes de gonflement plus importantes.

4.4 Histoire thermique

4.4.1 Les possibilités d'échauffement

Lors de la préfabrication de produits en béton, les matériaux sont souvent soumis à une cure thermique ayant pour objectif de thermoactiver la réaction d'hydratation, développant ainsi des résistances au jeune âge de manière plus précoce et autorisant un décoffrage plus rapide. Historiquement, les premiers matériaux diagnostiqués atteints de RSI sont ainsi issus de la préfabrication (Heinz & Ludwig 1987). Par la suite, une grande majorité des études de laboratoire sur la RSI ont été menées pour des cycles de traitement

thermique proches de ceux de l'industrie de la préfabrication (e.g. *Kelham 1996, Yang et al. 1999-b, Pavoine 2003*).

Certains auteurs ont d'autre part démontré la possibilité de développer une RSI dans une pièce de béton massive. En effet, sous les effets combinés du dégagement de chaleur inhérent à l'hydratation et des faibles conditions d'échange thermique de pièces de taille importante, des élévations de température considérables peuvent être observées jusqu'à dépasser les seuils de température jugés à risque vis-à-vis de la RSI (*Hobbs 1999, Divet 2001, Divet & Pavoine 2002, Barbarulo 2002, Pavoine 2003, Petrov 2003, Baghdadi 2008, Boenig et al. 2009*). Ainsi, la température au cœur de certaines pièces massives de béton peut aisément dépasser 70°C durant plusieurs jours (*Divet 1998, Divet 2002*).

Certaines applications telles que le stockage de déchets radioactifs dans des conteneurs en béton peuvent conduire à l'application d'un échauffement dit tardif (i.e. n'étant pas appliqué lorsque le béton est encore à l'état plastique) (*Paul & Glasser 2000*). Il semble que ce type d'échauffement puisse également être responsable du développement de gonflements attribués à la RSI (*Barbarulo 2002, Barbarulo et al. 2005*).

4.4.2 Influence de la précure

La durée de précure (c'est à dire la durée comprise entre le coulage d'un béton et l'application d'un échauffement) semble avoir une influence sur le comportement expansif d'un matériau susceptible de RSI. Selon (*Collepari 2003*), une période de précure trop courte peut conduire au développement de microfissurations pouvant favoriser la RSI (cf. section 4.6.3). Ainsi, selon certains auteurs, plus la précure est courte, plus les gonflements sont importants et/ou rapides (*Lawrence 1995-a, Fu et al. 1997, Graf 2007*). Cet effet de la durée de précure peut être expliqué par les résultats de (*Famy et al. 2002-b*) qui montrent une modification de la microstructure des matériaux (notamment au niveau de la nature des CSH) avec l'augmentation de la durée de précure. Néanmoins, les effets de ce paramètre ne semblent pas faire l'objet d'un consensus. En effet, certains auteurs ne notent aucune différence notable lors de la variation de ce paramètre (*Odler & Chen 1996, Heinz et al. 1999*).

4.4.3 Vitesses d'échauffement et de refroidissement

Les vitesses de chauffe et de refroidissement appliquées aux matériaux semblent avoir une influence vis-à-vis de la RSI. Ainsi, selon (*Collepari 2003*), des vitesses d'échauffement et de refroidissement trop importantes peuvent conduire au développement d'une microfissuration et ainsi induire un risque de RSI plus important. (*Petrov & Tagnit-Hamou 2004*) appliquent pour leur part des vitesses de refroidissement très rapides à leurs corps d'épreuve afin de provoquer un choc thermique dans le cadre de leur étude de l'influence de la microfissuration sur la RSI. Selon eux, cette microfissuration peut conduire à une initialisation plus précoce des gonflements et/ou à une diminution des amplitudes de gonflement en créant des vases d'expansion pour la précipitation de l'ettringite (cf. section 4.6.3). Ainsi, même si ce paramètre ne semble pas être d'une importance de premier ordre à la lumière des études disponibles dans la littérature, il semble important de garder à l'esprit qu'il peut aggraver les phénomènes de RSI (en termes de cinétique et/ou d'amplitude).

4.4.4 Température et durée de la cure thermique

La température et la durée d'application d'un palier de cure thermique est un paramètre dont l'importance est de premier ordre vis-à-vis du risque de RSI. Pour (Kelham 2002) et (Brunetaud 2005), il s'agit d'un facteur dominant vis-à-vis du risque de RSI. Pour de nombreux auteurs, l'application d'une cure thermique dépassant une température de l'ordre de 65-70°C (cf. section 2.2.1) est une nécessité pour induire un risque d'expansion (Heinz & Ludwig 1987, Lawrence 1995-b, Odler & Chen 1995, Kelham 1996, Shayan & Ivanusec 1996, Lawrence 1999, Zhang et al. 2002-a, Petrov & Tagnit-Hamou 2004, Barbarulo et al. 2005, Tosun 2006, Hanehara et al. 2008-a, Hanehara et al. 2008-b).

Pour certains auteurs, l'augmentation de la température de cure thermique induit une augmentation de l'amplitude des gonflements de RSI (Fu et al. 1997, Meland et al. 1997, Ramlochan et al. 2003, Barbarulo et al. 2005) et une accélération de la cinétique et de l'initialisation (Heinz & Ludwig 1987, Meland et al. 1997, Ramlochan et al. 2003, Hanehara et al. 2008-a, Hanehara et al. 2008-b). Hanehara ne note pas d'effet amplificateur de la température de cure sur la valeur finale des gonflements (Hanehara et al. 2008-a). Sur la gamme de température 75-100°C (durées d'application de l'ordre de 5 heures), (Heinz et al. 1999) observent une diminution du temps de latence et de l'amplitude des gonflements avec l'augmentation de la température de cure. (Ramlochan et al. 2003) résume cette situation en indiquant que l'influence de la température sur le comportement expansif de RSI est complexe, point de vue partagé par (Lawrence 1995-b) pour qui l'influence de la température dépend grandement de la composition du ciment. D'une manière générale, on note une augmentation de l'occurrence des gonflements avec l'augmentation de la température (Lawrence 1995-b, Kelham 1999).

Certains auteurs notent un effet de *pessimum* vis-à-vis de la durée de cure thermique. A température de cure constante, on observe une augmentation de l'amplitude des gonflements avec l'accroissement de la durée de cure thermique jusqu'à une certaine valeur au delà de laquelle le potentiel de gonflement décroît (Lawrence 1995-b, Lawrence 1999, Taylor et al. 2001, Brunetaud 2005, Scrivener & Skalny 2005). Ainsi, selon (Kelham 1996), il convient de considérer à la fois température et durée du palier de traitement thermique pour prédire les gonflements d'un matériau donné. (Brunetaud 2005) suggère quant à lui de considérer ces deux grandeurs comme un couple et non comme des paramètres isolés.

Les travaux de (Baghdadi et al. 2008-b) confirment expérimentalement l'intérêt de prendre en compte le palier de cure thermique en considérant conjointement la durée et la température. Ces auteurs proposent une relation empirique calibrée sur des données expérimentales et visant la prédiction des amplitudes de gonflement en fonction de l'histoire thermique d'un béton (cf. relation (1-8)). Cette relation suggère l'existence d'une énergie d'activation et d'un seuil de température nécessaires au déclenchement des expansions. La calibration des constantes de ce modèle, pour le béton étudié et pour des températures de traitement thermique variant de 70°C à 85°C durant des périodes de 24 heures à 72 heures, donne $E = 407,8 \text{ J/mol}$, $T_0 = 54^\circ\text{C}$ et $\alpha = 0,00133 \text{ h}^{-1}$. La Figure 1-15 compare les estimations du modèle aux amplitudes de gonflement réelles. Le modèle permet de reproduire la tendance générale d'augmentation des gonflements avec la température et la durée d'application. Néanmoins, on observe que les points expérimentaux sont relativement dispersés par rapport aux prédictions du modèle. En particulier, on note que l'estimation de l'expansion pour un traitement thermique de 80°C pendant un jour est inférieure aux résultats expérimentaux. Il semble donc que cette approche sous-estime l'effet des traitements thermiques à haute température et de faible durée. Par ailleurs, cette

relation n'introduit pas l'effet de pessimum qui semble exister au delà d'une certaine énergie de traitement thermique. Ceci constitue une limite de ce modèle.

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{\infty} = \alpha \int_0^{t_m} \phi(t) dt \\ \phi(t) = \begin{cases} 0 & \text{si } T(t) \leq T_0 \\ \exp\left(-\frac{E}{R} \cdot \left(\frac{1}{T(t) - T_0}\right)\right) & \text{sinon} \end{cases} \end{array} \right. \quad (1-8)$$

ε_{∞} = potentiel de gonflement du béton
 α = constante dépendant de la formulation du béton
 E = énergie d'activation
 T_0 = seuil de température de déclenchement de la RSI
 t_m = durée de maturation du béton
 $T(t)$ = température du matériau à l'instant t
 R = constante des gaz parfaits

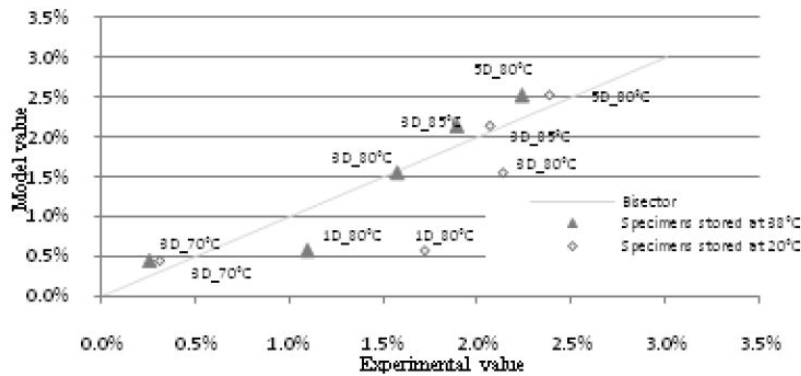


Figure 1-15 : estimation des potentiels de gonflement par le modèle de (Baghdadi et al. 2008-b) (D = days)

Ces effets variés de la température de traitement thermique peuvent être en partie expliqués par les modifications du système à l'échelle microscopique sous les effets d'un échauffement plus ou moins prolongé. Ainsi, à partir de 80°C, (Brown & Bothe 1993) rapportent dans leur bibliographie que l'ettringite pourrait se décomposer en monosulfate en présence d'alcalins. A des températures supérieures, AFm pourrait ensuite se décomposer en hydrogrenat C_3AH_6 . (Fu et al. 1995) notent une augmentation de la cinétique de consommation du gypse avec la température. Ceci peut conduire à la présence plus importante de sulfates dans le système et ainsi modifier le comportement de certains hydrates. (Ghorab 2002) attribue quant à lui la diminution (voire la suppression) des gonflements pour une cure prolongée à 100°C à la décomposition complète de l'ettringite en Portlandite et en hydrogrenat. La possibilité de mobilisation des aluminates par les hydrogrenats avec l'augmentation de la température est également envisagée par (Taylor et al. 2001). Pour (Lawrence 1995-b) et (Paul & Glasser 2000), cette diminution des aluminates disponibles peut alors conduire à des conditions défavorables à la précipitation d'ettringite. Par ailleurs, (Odler & Chen 1996) observent une chute de la teneur en ettringite du matériau étudié après cure thermique lors d'une élévation de la température de

50°C à 90°C. L'augmentation de la température de cure développe également des effets vis-à-vis de la morphologie des hydrates formés. L'augmentation de la température semble diminuer le degré d'hydratation final en formant des couches d'hydrate autour des grains de ciment anhydres d'autant plus denses que la température est élevée (*Kjelssen & Detwiler 1992*). De même, (*Paul & Glasser 2000*) notent l'existence de nombreuses phases anhydres à l'issue d'une cure thermique à 85°C de 8 ans. La formation de couches denses de CSH pourrait constituer une barrière à la poursuite de l'hydratation. L'augmentation de la température permet d'augmenter les résistances au jeune âge (accélération de la dissolution des phases anhydres avec la température) mais conduit à des résistances à long terme plus faibles (*Lothenbach et al. 2007*). La microstructure des matériaux avec l'augmentation de la température devient plus granuleuse (*Laplante 1993, Patel et al. 1995*).

4.4.5 Effets d'un échauffement tardif

On considère en général que la RSI apparaît suite à l'application d'un échauffement au jeune âge. Néanmoins, certains auteurs ont mis en évidence la possibilité de développer des gonflements lors de l'application d'échauffements tardifs (i.e. une fois la prise du matériau réalisée). (*Barbarulo et al. 2005*) appliquent ainsi un échauffement d'un mois à une température de 85°C à une échéance d'un an à des matériaux ayant subi ou non une cure thermique au jeune âge. Ils observent alors le développement de gonflements, que les matériaux aient déjà développé des expansions ou non. Sur la base de la comparaison des prises de masse en fonction des déformations observées dans le cas d'un échauffement précoce et d'un échauffement tardif, (*Barbarulo 2002*) conclut que ces gonflements sont issus d'une RSI. De même, (*Brunetaud 2005*) observe que l'application d'un échauffement tardif à des matériaux n'ayant pas développé d'expansions dans un premier temps conduit à l'apparition d'une RSI. Enfin, (*Heinz et al. 1999*) observent que l'application d'un traitement thermique après une pré cure de un an conduit à des amplitudes de gonflement plus importantes que dans le cas d'un échauffement précoce. A chaque nouvel échauffement, ils notent une chute instantanée du module dynamique précédant les expansions en question et des prises de masse subséquentes lors d'une conservation en eau.

4.4.6 Effets de la température de conservation

Dans ce mémoire, on appelle température de conservation (ou indifféremment température de stockage) la température à laquelle le matériau est conservé à l'issue du traitement thermique. De par la nature de l'ettringite et les mécanismes physiques impliqués dans le cadre de la théorie de la pression de cristallisation, une élévation de la température de conservation semble donc a priori défavorable au développement de gonflements. Ainsi, dans ses travaux, (*Scherer 2002*) évalue qu'il est possible, selon les travaux de (*Damidot & Glasser 1992*) et (*Damidot & Glasser 1993*), de développer une pression de l'ordre de 6 MPa lors d'un refroidissement de 85°C à 20°C. En revanche, si ce refroidissement est stoppé à une température de 38°C, la diminution du degré de sursaturation limite la pression développée à 2,6 MPa et est ainsi moins susceptible de provoquer des gonflements. Cette tendance est confirmée expérimentalement par des travaux qui font état d'une diminution des amplitudes de gonflement (voire une suppression des gonflements) au fur et à mesure que la température de stockage est

augmentée (Pavoine 2003, Baghdadi 2008, Baghdadi et al. 2008-b, Hanehara et al. 2008-a, Hanehara et al. 2008-b, Leklou 2008).

(Flatt & Scherer 2008) étudient l'influence d'une variation de la température de stockage. Pour le mortier étudié, une conservation continue à une température de 20°C aboutit au développement de gonflements importants. En revanche, un même matériau conservé continuellement à 38°C ne développe aucune expansion, confirmant ainsi les considérations théoriques de (Scherer 2002). Le basculement de la température de stockage à 20°C après une conservation initiale de 98 jours à 38°C conduit à l'apparition de phénomènes de RSI indiquant que le potentiel de gonflement n'a pas disparu lors de la première phase de stockage même si cette dernière n'a fait état d'aucun phénomène délétère à l'échelle macroscopique. En revanche, l'exposition à une température de 38°C d'un matériau conservé initialement à 20°C durant 98 jours conduit à la poursuite des gonflements : à l'échéance de basculement, le matériau est déjà suffisamment endommagé pour permettre une expansion bien que les pressions développées soient moins importantes (cf. Figure 1-16). (Flatt & Scherer 2008) confrontent la pression qu'il est possible de développer dans les mortiers étudiés (calculable en fonction de la température moyennant la connaissance de la quantité d'ettringite présente et en formulant une hypothèse sur la géométrie des pores où précipitent les cristaux) à la résistance à long terme du matériau (cf. Figure 1-17). Cette figure établit que la possibilité de développer une expansion diminue avec l'augmentation de la température (diminution de la pression développée du fait de la diminution du degré de sursaturation) et est fonction de la résistance du matériau mais également de la nature de la porosité dans laquelle les cristaux précipitent.

Ainsi, des variations de température peuvent avoir des effets marqués sur le développement de gonflements. Dans ce contexte, (Glasser 2002) indique que des variations de température saisonnière peuvent avoir des conséquences très marquées sur les équilibres chimiques du matériau et peuvent ainsi induire des degrés de sursaturation importants.

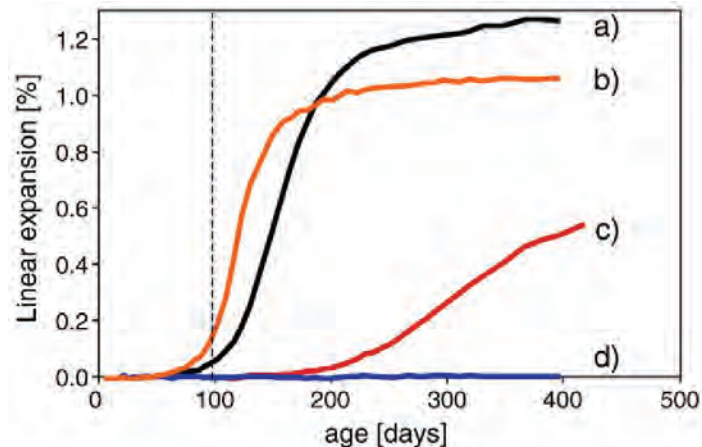


Figure 1-16 : gonflement d'un mortier (cure thermique 90°C/12 h) soumis à différentes températures de conservation (a. conservation continue à 20°C ; b. conservation à 20°C durant 98 jours puis stockage à 38°C ; c. conservation à 38°C durant 98 jours puis stockage à 20°C ; d. conservation continue à 38°C) (Flatt & Scherer 2008)

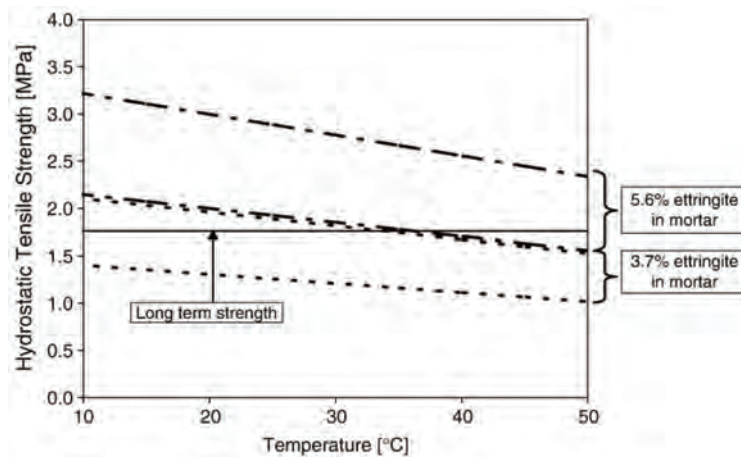


Figure 1-17 : évolution de la pression développée en fonction de la quantité d'ettringite présente dans un mortier et de la température de conservation (Flatt & Scherer 2008)

Pour chaque cas, la courbe pointillée supérieure correspond à une hypothèse de précipitation dans des pores sphériques, la courbe pointillée inférieure correspond à celle d'une précipitation dans des pores cylindriques. La ligne continue horizontale représente la résistance en traction à long terme.

La diminution des amplitudes de gonflement avec l'augmentation de la température de stockage semble contrebalancée par une diminution du temps de latence des phénomènes de gonflement (Pavoine 2003, Baghdadi 2008, Leklou 2008). (Leklou 2008) attribue cette diminution du temps d'apparition de la RSI à une accélération des échanges ioniques à température plus élevée.

Finalement, (Heinz *et al.* 1999) indiquent qu'une diminution de température de stockage trop importante (valeur de 2°C considérée) peut conduire à la formation de thaumasite $\text{Ca}_3\text{Si}(\text{CO}_3)(\text{SO}_4)(\text{OH})_6 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ plutôt que d'ettringite. La formation de thaumasite constitue une autre forme d'attaque sulfatique interne conduisant à la dégradation de la cohérence entre la matrice cimentaire et les granulats (Mingyu *et al.* 2006).

4.5 Effets de l'humidité

Les investigations *in situ* semblent souvent indiquer que les parties d'ouvrage les plus exposées à l'humidité sont les plus dégradées (Mielenz *et al.* 1995, Lawrence *et al.* 1999, Godart & Divet 2008, Boenig *et al.* 2009). Au sein d'un même élément en béton atteint de RSI, (Mielenz *et al.* 1995) observent que les zones de matériau les plus proches des surfaces humidifiées par la pluie sont plus riches en ettringite.

En laboratoire, ces tendances d'augmentation des gonflements avec l'augmentation de l'humidité ont été confirmées (Lawrence 1995-a, Odler & Chen 1995, Heinz *et al.* 1999, Odler & Colàn-Subauste 1999, Famy *et al.* 2001, Taylor *et al.* 2001, Shimada 2005, Graf 2007, Hanehara *et al.* 2008-b, Rust 2009) : les amplitudes et les cinétiques de gonflement sont augmentées par l'accroissement du taux d'humidité relative environnant les corps d'épreuve. Cette influence de l'eau est expliquée par (Colleparidi 2003) par son rôle de moyen de transport des espèces ioniques vers les sites de cristallisation de l'ettringite. D'autre part, (Diamond 2000) indique qu'un stockage en eau plutôt que dans une atmosphère riche en vapeur d'eau favorise la lixiviation des alcalins et donc le développement d'expansions (cf. section 4.3.2). Selon (Odler & Chen 1995), la quantité d'ettringite formée est d'autant plus importante que l'humidité est importante.

Devant l'influence de l'humidité environnante sur les possibilités d'expansion liées à la RSI, certains auteurs ont étudié l'existence d'un seuil d'humidité relative (HR) en dessous duquel aucun gonflement ne se produirait. Selon (*Heinz & Ludwig 1987*) et (*Heinz et al. 1999*), aucun gonflement ne peut se développer pour des HR inférieures ou égales à 95 %. (*Rust 2009*) estime qu'il existe un seuil de HR bloquant le développement de la RSI et situé entre 90 % et 92 %. (*Shimada 2005*) et (*Graf 2007*) établissent l'absence de gonflements pour des HR inférieures ou égales à 90 %. En revanche, à partir d'une HR de 92 %, les gonflements observés sont d'autant plus précoces et importants que l'humidité environnante augmente. Dans ses travaux, (*Graf 2007*) considère la loi de Kelvin-Laplace qui relie pression de vapeur et taille des pores suivant la relation (1-9). Cette relation indique que l'augmentation de la taille d'un pore nécessite l'augmentation de la concentration de vapeur (et donc de HR) pour voir apparaître la condensation. Ainsi, la condensation et la saturation sont plus susceptibles de se développer dans de petits pores, ce qui semble cohérent avec un mécanisme de gonflement par croissance d'ettringite dans des nanopores comme celui exposé par (*Taylor et al. 2001*). Sur la base de la relation (1-9), (*Bentz et al. 1995*) établissent pour l'eau à 25°C la relation (1-10), dans un matériau contenant des pores sphériques et sans prise en compte de tortuosité ou de connectivité. Malgré ces approximations sur la nature et la distribution des pores dans le matériau, cette relation est susceptible de fournir des ordres de grandeurs sur la taille des pores susceptibles de correspondre à une HR suffisante pour le développement d'une RSI. L'application numérique conduit à l'estimation d'un rayon de pore de 3,7 nm correspondant à une HR de 92 %, ce qui va également dans le sens d'un gonflement de la pâte issu de la précipitation d'ettringite dans les nanopores des CSH (*Taylor et al. 2001*).

$$\left\{ \begin{array}{l} \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) = \frac{2 \cdot V_m \cdot \gamma}{r \cdot R \cdot T} \\ p = \text{pression de vapeur d'une goutte de rayon } r \\ p_0 = \text{pression de vapeur d'une surface plane (rayon infini)} \\ \text{dans les conditions standard} \\ V_m = \text{volume molaire} \\ r = \text{rayon du pore sphérique} \\ R = \text{constante des gaz parfaits} \\ T = \text{température absolue} \\ \gamma = \text{tension de surface du liquide} \end{array} \right. \quad (1-9)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{p}{p_0} = \exp\left(-\frac{1,0553}{r}\right) \\ p = \text{pression de vapeur d'une goutte de rayon } r \\ p_0 = \text{pression de vapeur d'une surface plane (rayon infini)} \\ \text{dans les conditions standard} \\ V_m = \text{volume molaire} \\ r = \text{rayon du pore sphérique} \end{array} \right. \quad (1-10)$$

(Graf 2007) étudie également les possibilités de gonflement lors d'une humidification tardive. Il conclut que l'exposition d'un matériau à une HR insuffisante pour l'apparition d'une RSI ne conduit pas à une suppression du potentiel de gonflement. Ainsi, lors d'une exposition ultérieure à une atmosphère d'humidité suffisante, le matériau peut développer une expansion. Par ailleurs, selon (Odler & Colàn-Subauste 1999), le développement de RSI sans apport d'eau extérieur semble envisageable.

Ainsi, l'essentiel des résultats disponibles dans la littérature concernant les couplages entre humidité et gonflements sont relatifs à des mortiers. Si ces études se révèlent nécessaires à la compréhension des phénomènes, leur transposition aux bétons apparaît délicate. Des études détaillées de ce couplage se révèlent donc nécessaires sur ces matériaux afin de mettre en évidence les mécanismes sous-jacents et quantifier les effets de l'humidité.

4.6 Microstructure du matériau cimentaire

Les causes des gonflements de RSI se situent clairement à l'échelle de la microstructure des hydrates et des interfaces du matériau cimentaire. L'influence constatée des caractéristiques de la microstructure des matériaux cimentaires vis-à-vis des expansions de RSI décrite dans cette section est susceptible de contribuer à expliquer, quantifier et discriminer ces mécanismes.

4.6.1 Pâte de ciment

La possibilité de développer des gonflements de RSI pour une pâte de ciment a longtemps fait l'objet de controverses. Aujourd'hui, l'occurrence de gonflements dans des pâtes de ciment semble faire l'objet d'un consensus (Yang *et al.* 1996). Ces gonflements sont en revanche extrêmement lents par rapport à ceux mesurés pour des bétons ou des mortiers (Odler & Chen 1995, Barbarulo 2002). Ainsi, (Odler & Chen 1995) rapportent le cas de pâtes de ciment initiant leurs expansions après 12 mois de conservation en eau. Les expansions après 24 mois de suivi sont de l'ordre de 0,1 % (après une cure thermique de 90°C durant 8 heures au jeune âge).

Selon (Ping & Beaudoin 1992-b), la contrainte dans un matériau issue du développement de pressions de cristallisation est fonction de la fraction surfacique des cristaux en contact avec la matrice. Cette contrainte est donc fonction, entre autres, de la nature de la porosité de la pâte de ciment. Ainsi, selon (Taylor *et al.* 2001), les expansions sont d'autant plus importantes que les pores sont petits et peu connectés. De même, (Grabowski *et al.* 1992) notent l'importance de la densité de fissuration, de la distribution des pores et de la porosité vis-à-vis du développement de gonflements. Pour (Petrov 2003), la nature d'une expansion est liée au volume de pâte de ciment dans le matériau.

La diminution du rapport E/C a pour effet de diminuer la porosité de la pâte de ciment. Expérimentalement, on observe dans ce cas une augmentation de l'occurrence des gonflements des bétons et mortiers (Brunetaud *et al.* 2007) ainsi qu'une augmentation des amplitudes de gonflement (Lawrence 1999, Taylor *et al.* 2001, Petrov 2003, Brunetaud 2005). Les cinétiques sont en revanche diminuées dans ce cas, conjointement à l'augmentation du temps de latence avant apparition des gonflements (Lawrence 1995-a, Heinz *et al.* 1999, Lawrence 1999, Petrov 2003, Brunetaud 2005, Brunetaud *et al.* 2007, Leklou 2008). Cet effet du rapport E/C peut être interprété selon les travaux de (Siedel *et*

al. 1993) d'après lesquels la diminution de la porosité issue d'une baisse du rapport E/C conduit à une limitation des migrations ioniques dans le matériau et donc à une limitation de la formation d'ettringite. Par ailleurs, (Siedel et al. 1993) observent une modification de la morphologie des cristaux d'ettringite avec la variation du rapport E/C : la diminution de E/C conduit à la formation d'une quantité d'ettringite moins importante ; néanmoins, les cristaux se développent dans ce cas dans une structure beaucoup plus dense et se présentent sous forme de couches à la surface des granulats, contrairement à la formation de cristaux aciculaires aux effets a priori beaucoup moins délétères mise en évidence dans le cas de structures plus poreuses (E/C plus important).

Il convient néanmoins de noter que ces résultats concernant l'influence du rapport E/C ne sont pas universels. Ainsi, selon (Heinz et al. 1999), l'augmentation de E/C ne semble pas conduire à des variations significatives des amplitudes de gonflement, exception faite des rapports E/C très importants ($\sim 0,7$) pour lesquels l'amplitude est moins importante. Cet effet réducteur est attribué à une augmentation importante de la porosité fournissant des vases d'expansion pour la précipitation d'ettringite. (Leklou 2008) réalise des observations expérimentales similaires. Par ailleurs, (Odler & Chen 1995) observent une augmentation des amplitudes de gonflement avec l'augmentation du rapport E/C. Cet effet est attribué à une diminution de la résistance du matériau avec l'augmentation de E/C.

La porosité de la pâte de ciment (et donc des matériaux cimentaires en général) a donc une influence marquée sur le développement d'expansions liées à la RSI. Ainsi, (Tosun 2006) note que l'initialisation des gonflements est d'autant plus rapide que la finesse du ciment utilisé est faible et donc que la porosité de la pâte est importante. Selon cet auteur, cette augmentation de porosité facilite l'accès d'eau et donc favorise la précipitation d'ettringite. Néanmoins, dans ce cas, comme lors d'une augmentation de rapport E/C, l'augmentation de porosité conduit à une diminution des amplitudes de gonflement, l'ettringite disposant de plus d'espace pour précipiter librement. De même, l'utilisation d'air entraîné dans les matériaux conduit à une diminution des gonflements en permettant plus facilement à l'ettringite de précipiter dans des espaces plus grands (Heinz & Ludwig 1987, Lawrence 1995-a, Heinz et al. 1999, Petrov 2003, Petrov & Tagnit-Hamou 2004). Finalement, les travaux de (Graf 2007) semblent également indiquer qu'une diminution de la porosité d'un matériau cimentaire peut se révéler favorable au développement d'une RSI : la diminution de la taille des pores peut conduire à l'établissement d'une HR plus importante favorable aux gonflements (cf. section 4.5)

La cure thermique a également un effet sur la microstructure de la pâte de ciment (Famy et al. 2002-b). Selon (Glasser et al. 1995), les matériaux cimentaires soumis à une cure thermique présentent en général une structure poreuse plus grossière favorable à la précipitation d'ettringite sans développement de pressions. De même, (Lothenbach et al. 2007) mentionnent une augmentation du rayon moyen des pores avec la température. Selon (Kjelssen & Detwiler 1992), l'augmentation de la température joue sur le degré d'hydratation final du matériau en favorisant la formation de coques d'hydrates denses autour des grains de ciment anhydres. Par ailleurs, à température constante, (Sakai et al. 2004) notent une diminution du volume total et de la taille de la porosité au cours de l'hydratation.

Finalement, les additions minérales telles que les cendres volantes, les fumées de silice et les laitiers de haut fourneau semblent avoir des propriétés de contrôle vis-à-vis des gonflements de RSI (Kelham 1999, Diamond 2002, Kelham 2002, Kurdowski & Duszak 2002, Ramlochan et al. 2003, Santos Silva et al. 2010). Outre leurs contributions

chimiques (cf. section 4.1.3), ces additions ont souvent pour effet de densifier la structure de la pâte de ciment, limitant ainsi les possibilités d'échanges ioniques favorables à la précipitation d'ettringite. L'effet des fillers calcaires semble à ce jour moins bien maîtrisé : (Kelham 1996) observe une initialisation des gonflements plus précoce dans le cas de l'ajout de fillers sans effet sur l'amplitude ; (Kurdowski & Duszak 2002) notent quant à eux un effet réducteur vis-à-vis du potentiel de gonflement. Enfin, (Santos Silva et al. 2010) mettent en évidence une augmentation des gonflements lors de l'ajout de fillers calcaires.

A la lumière de cette analyse, il est possible de conclure que la structure poreuse de la pâte de ciment est un paramètre important vis-à-vis du comportement expansif des matériaux susceptibles de RSI. La texture et le caractère saturé ou non de la porosité de la pâte semblent être les caractéristiques les plus critiques par rapport au risque de gonflement. L'utilisation d'additions minérales influe sur la nature de la pâte de ciment et a donc des conséquences sur les gonflements. L'action d'additions inertes telles que les fillers calcaires est à ce jour encore difficile à expliquer en détail. Si la diminution de la porosité du matériau peut se révéler bénéfique en limitant les échanges ioniques, la diminution de la taille des pores peut, quant à elle, être favorable au développement de pressions de cristallisation. L'utilisation d'additions pouzzolaniques a en revanche un effet plus clairement compris. Sous réserve que le taux de substitution mis en œuvre soit suffisant, leur ajout conduit à une diminution voire à une suppression des expansions (Ramlochan et al. 2003, Ramlochan et al. 2004, Santos Silva et al. 2006, Santos Silva et al. 2010). L'action de ces additions peut provenir de l'apport en aluminates qu'elles constituent d'une part, et de la diminution de la chaleur d'hydratation qu'elles permettent d'autre part (Santos Silva et al. 2006).

4.6.2 Nature des granulats et influence de l'interface pâte – granulat

La nature des granulats présents dans les mortiers et bétons présente une influence significative sur les possibilités de gonflement de RSI. Selon certains auteurs, l'utilisation de granulats calcaires permet la suppression des gonflements (Heinz et al. 1999, Yang et al. 1999-b). Pour d'autres auteurs, l'utilisation de granulats calcaire diminue l'occurrence des gonflements (Brunetaud et al. 2007) et diminue considérablement les cinétiques de gonflement par rapport à l'utilisation de granulats siliceux (Grattan-Bellew et al. 1998, Lawrence 1999, Kelham 2002, Brunetaud 2005, Brunetaud et al. 2007, Hanehara et al. 2008-a, Hanehara et al. 2008-b). Pour (Petrov 2003), l'influence de la nature des granulats sur les gonflements semble néanmoins relativement limitée.

Selon (Famy & Taylor 2001), la nature du granulat utilisé dans un composite cimentaire influe sur la capacité du matériau à résister aux sollicitations imposées par les gonflements. Ainsi, (Brunetaud et al. 2008) établissent une relation entre module dynamique et taux de gonflement de RSI fonction de la nature des granulats. Pour leur part, (Grabowski et al. 1992) mettent en évidence l'importance de l'interface pâte – granulat en démontrant que certains bétons gonflent plus que les pâtes de ciment associées. (Yang et al. 1996) notent néanmoins que la présence de granulats n'est pas indispensable aux gonflements, du fait de l'expansion de certaines pâtes de ciment traitées thermiquement.

Les effets réducteurs de granulats calcaires sont souvent attribués à leur meilleure liaison avec la pâte de ciment (Taylor et al. 2001). Ces meilleures performances sont

attribuées au caractère plus anguleux des granulats calcaires par rapport à des granulats siliceux (Yang *et al.* 1999-b, Brunetaud *et al.* 2008) ainsi qu'à la formation potentielle de carboaluminates rendant les interfaces pâte – granulat plus résistantes (Kuzel & Meyer 1993, Yang *et al.* 1999-b). Les dilatations thermiques différentielles entre pâte de ciment et granulats semblent également en cause. Ainsi, (Meland *et al.* 1997) observent le développement de fissurations dans la zone de transition autour des granulats. (Lawrence 1999) considère également la possibilité de dégradation des interfaces pâte – granulat par dilatations thermiques différentielles. (Brunetaud *et al.* 2008) observent que les auréoles de transition autour des granulats calcaires (en anglais ITZ = Interfacial Transition Zone) sont moins poreuses que celles des granulats siliceux. De même, (Leklou 2008) n'observe de fissuration aux interfaces que dans le cas de l'utilisation de granulats siliceux. (Grattan-Bellew *et al.* 1998) observent pour leur part une dilatation plus importante des granulats de quartz induisant une microfissuration plus importante et donc fournissant des sites de précipitation de l'ettringite. Ainsi, ces différences de fissuration pourraient induire une limitation des transports ioniques dans les interfaces pâte – granulat calcaire et donc une limitation de la formation d'ettringite (Brunetaud *et al.* 2008).

L'utilisation de granulats siliceux (quartz) semble au contraire faciliter le développement de gonflements. Selon (Lawrence 1999), la fraction de sable de quartz intégrée aux matériaux qu'il étudie semble ainsi avoir une influence directe sur l'amplitude des gonflements. (Yang *et al.* 1999-b) analysent le comportement expansif de matériaux dont le squelette granulaire est composé de mélanges entre calcaire et quartz. Les résultats indiquent que les amplitudes de gonflement semblent proportionnelles à la masse de quartz intégrée au mortier considéré.

Finalement, la granulométrie des particules utilisées semble également jouer un rôle sur le développement de gonflements. Ainsi, (Fu *et al.* 1997) notent des gonflements plus importants lors de l'utilisation de particules plus fines. La diminution du rapport S/C (sable/ciment) semble diminuer les cinétiques mais augmenter les amplitudes de gonflement. Pour leur part, (Grattan-Bellew *et al.* 1998) observent des gonflements d'autant plus rapides que les granulats sont petits : la vitesse de gonflement des mortiers étudiés est trouvée inversement proportionnelle à la taille moyenne des granulats. Ces auteurs notent également une tendance à l'augmentation de la quantité d'ettringite détectée par DRX avec la diminution de la taille des granulats. Au contraire, (Heinz *et al.* 1999) mettent en évidence la diminution du temps de latence avec l'augmentation de la taille des granulats. Leurs travaux semblent indiquer que l'utilisation de granulats très fins peut conduire à la suppression des gonflements.

Ces conclusions disparates sur l'influence de la taille des granulats illustrent la complexité des mécanismes sous-jacents à la RSI. La distribution granulaire a une influence sur la porosité des matériaux cimentaires (en termes de taille, de distribution et de connexion) et influe donc sur les échanges ioniques nécessaires à la rencontre des réactifs d'une part et sur la possibilité de développer des pressions de cristallisation d'autre part en permettant la croissance de l'ettringite dans des espaces confinés. Ainsi, une augmentation de la taille des granulats peut favoriser la connexion de la porosité et ainsi faciliter les échanges ioniques et diminuer les temps de latence, comme le concluent (Heinz *et al.* 1999). Néanmoins, si la porosité devient trop importante, la précipitation se fera davantage dans des zones suffisamment grandes pour ne pas développer de pressions et ainsi diminuera l'amplitude des expansions. La diminution de la taille des pores en utilisant des granulats plus fins (rôle de filler) peut ainsi conduire à une augmentation des gonflements en favorisant le développement de pressions de cristallisation plus importantes (Fu *et al.* 1997, Grattan-Bellew *et al.* 1998).

4.6.3 Microfissuration

A la lumière des informations regroupées dans les sections 4.6.1 et 4.6.2, il semble que la microfissuration du matériau soit un paramètre très influent vis-à-vis du risque de RSI. Selon (*Scrivener & Skalny 2005*), une fissuration induit une amplification des phénomènes de RSI. (*Petrov 2003*) et (*Petrov & Tagnit-Hamou 2004*) notent que la microfissuration accélère les cinétiques de gonflements mais a tendance à diminuer les amplitudes finales (effet de vase d'expansion). Ce point de vue est partagé par (*Escadeillas et al. 2007*). Pour d'autres auteurs, le développement d'une microfissuration est une nécessité à l'apparition de gonflements (*Colleparadi 1999*). Pour (*Yang et al. 1996*), la microfissuration a un effet accélérateur mais n'est pas une nécessité à l'apparition des expansions. Pour leur part, (*Heinz & Ludwig 1987*) indiquent qu'il est possible de déclencher une expansion de RSI par l'application de cycles de gel / dégel responsables d'une dégradation mécanique du matériau. De même (*Patel et al. 1995*) et (*Idorn 2002*) indiquent que la cure thermique peut être responsable d'une microfissuration provoquant la RSI. (*Meland et al. 1997*) notent ainsi une augmentation de la microfissuration des matériaux avec l'augmentation de la température de cure, tout comme lors du retrait du matériau (développement d'une fissuration rayonnante autour des granulats). (*Lawrence 1995-a*) et (*Leklou 2008*) observent quant à eux une diminution du temps de latence avec l'apparition de la microfissuration. (*Taylor et al. 2001*) résumant en indiquant que toute dégradation préalable aux gonflements a tendance à amplifier ces derniers.

La microfissuration peut par ailleurs être responsable de gradients hydriques au sein des matériaux (*Patel et al. 1995*). La microfissuration facilite les entrées d'eau et les mouvements de réactifs (*Petrov & Tagnit-Hamou 2004*, *Escadeillas et al. 2007*) et favorisent ainsi la précipitation d'ettringite.

4.7 Action concomitante de la RSI avec d'autres mécanismes délétères

4.7.1 Mécanismes de dégradation d'une manière générale

Les recherches récapitulées en section 4.6.3 indiquent qu'en règle générale, tout mécanisme de dégradation induisant une fissuration augmente les possibilités d'expansions dues à la RSI (on peut néanmoins nuancer ce propos en indiquant qu'une fissuration trop importante finit par créer des vases d'expansion pour la formation d'ettringite et peut conduire à une diminution de l'amplitude des gonflements). Dans ce contexte, (*Batic et al. 2000*) observent dans leurs travaux que la formation d'ettringite est favorisée pour des matériaux soumis à des mécanismes de dégradations tels que l'application de cycles de gel/dégel ou d'humidification/séchage ou par l'application de chargements mécaniques. (*Colleparadi 2003*) liste les mécanismes de dégradation de manière plus exhaustive : cure thermique à haute température, chauffe ou refroidissement trop rapide, cycles d'humidification/séchage, de gel/dégel, concentrations de contraintes dans des pièces précontraintes, retrait plastique ou bien encore alternance de chauffages et de refroidissements (effets climatiques).

Ainsi, (*Escadeillas et al. 2007*) et (*Leklou 2008*) notent que l'application de cycles d'humidification/séchage conduit à une initialisation plus précoce des gonflements. (*Fu et al. 1997*) rapportent une accélération des cinétiques de gonflement avec l'augmentation du nombre de cycles d'humidification/séchage appliqués. Par ailleurs, (*Fu & Beaudoin 1996-c*) indiquent qu'un séchage thermique sévère conduit à des gonflements plus importants

expliqués par le développement d'une microfissuration aux abords des granulats (on notera néanmoins ici qu'une telle élévation de température peut également induire une déstabilisation de l'ettringite et ainsi influencer sur le potentiel de gonflement d'origine thermique). Enfin, selon (Fu et al. 1994-b), la combinaison d'un prétraitement des matériaux par séchage et préfissuration conduit à une augmentation considérable des expansions.

(Ekolu et al. 2007-b) observent une initialisation plus précoce et une amplitude de gonflements plus importante lors de l'application de cycles de gel/dégel. (Heinz & Ludwig 1987) rapportent que l'application de tels cycles peut avoir un effet déclencheur vis-à-vis de la RSI. Toutefois, (Shao et al. 1997) notent que ce procédé peut avoir un effet stabilisant vis-à-vis de la RSI : l'application de cycles de gel/dégel au jeune âge (un jour après le coulage) conduit à une diminution des amplitudes d'expansion. Ces auteurs notent également que les effets des cycles et des gonflements sont cumulatifs en ce qui concerne les performances mécaniques et la perméabilité à l'oxygène.

Enfin, la présence de chlorures influence également les propriétés expansives des matériaux. Les travaux de (Ekolu et al. 2006) indiquent que l'action des chlorures a un effet de pessimum : l'exposition d'un matériau susceptible de RSI à une solution de NaCl a pour conséquence d'augmenter les gonflements jusqu'à une certaine concentration au delà de laquelle les amplitudes diminuent à nouveau. Dans le cas d'une attaque extérieure des chlorures, (Ekolu et al. 2006) considèrent que le front d'humidité pénètre plus rapidement dans le matériau que le front de chlorures. Ainsi, lorsque les chlorures parviennent à une certaine profondeur, l'eau déjà présente a permis d'initialiser le développement des expansions. En dessous de la valeur pessimum, les chlorures réagissent avec les monosulfates encore présents et relâchent ainsi des sulfates qui peuvent migrer plus en profondeur pour réagir avec d'autres monosulfates et ainsi accroître le phénomène d'expansion, à condition que l'ettringite soit stable pour les concentrations en chlorures considérées. Au delà de la valeur pessimum, l'ettringite et le monosulfate sont considérés instables et on observe alors la précipitation de sel de Friedel (chloroaluminate de calcium $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{CaCl}_2\cdot 10\text{H}_2\text{O}$) et de gypse.

4.7.2 Couplages réaction sulfatique interne (RSI) – réaction alcali – granulat (RAG)

La RSI et la RAG sont deux pathologies endogènes du béton conduisant au développement d'expansions et à la dégradation des performances des matériaux affectés. Les effets macroscopiques de ces deux réactions étant similaires quoique d'amplitude potentielle différente, il est compliqué d'identifier la contribution délétère de chacune d'entre elles lorsqu'elles se produisent d'une manière concomitante (Godart et al. 2004, Ekolu et al. 2007-a). Les cas de concomitance sont par ailleurs souvent évoqués dans la littérature (Johansen et al. 1993, Shayan & Quick 1992, Mielenz et al. 1995, Thaulow et al. 1996, Meland et al. 1997, Santos Silva et al. 2008, Thomas et al. 2008). Ainsi, certains diagnostics conduisent à des conclusions controversées : (Tepponen & Ericksson 1987) établissent lors du diagnostic des dégradations de traverses de chemin de fer que les désordres sont liés au développement d'une RSI ; pour les mêmes traverses, (Shayan & Quick 1994) diagnostiquent une RAG. L'établissement de la (des) cause(s) des désordres est rendu d'autant plus compliqué que ces deux réactions semblent couplées mécaniquement mais également chimiquement. Ces couplages peuvent être illustrés par les résultats de (Rust 2009) : le seuil de HR de développement de la RAG est estimé à 80 % ; celui de la RSI est estimé à 92 % ; dans le cas d'un matériau susceptible de RSI et de RAG,

Rust établit le seuil de HR à une valeur intermédiaire de 82-83 %, indiquant bien une modification du couplage entre humidité et gonflement lors de l'occurrence simultanée de ces deux pathologies. Par ailleurs, (*Diamond & Ong 1994*) notent que la quantité d'ettringite dans un matériau susceptible de RSI et de RAG est plus importante que celle mesurée dans un matériau uniquement atteint de RSI.

Ainsi l'établissement d'un diagnostic des causes des désordres se révèle particulièrement délicat et nécessite des investigations détaillées tant à l'échelle microscopique (*Marusin 1994*) qu'à l'échelle macroscopique (*Thomas et al. 2008*). A cet effet, des méthodologies de diagnostic et de gestion des ouvrages atteints ont été définies (*Wood & Koran 1992, Wood et al. 1996, Godart et al. 1999, Fasseu & Mahut 2003, Godart et al. 2004, Godart & Divet 2008, Godart 2009*).

Selon (*Batic et al. 2000*), la formation de gel de RAG est responsable du développement d'une fissuration favorisant la mobilité des ions et donc la formation d'ettringite (on gardera néanmoins à l'esprit que ces auteurs considèrent le cas d'une formation différée d'ettringite en l'absence de cure thermique). Selon (*Collepari 2003*), dans le cas d'un matériau susceptible de RSI et de RAG, les gonflements imputables à la réaction alcali-granulat sont développés dans un premier temps. Ces expansions induisent alors des fissures pouvant exacerber les phénomènes de RSI. (*Diamond & Ong 1994*) et (*Diamond 1996*) observent qu'une grande partie des expansions de RAG sont développées durant la cure thermique sous les effets de la thermoactivation. A l'instar de Collepari, ces auteurs concluent que la fissuration induite facilite par la suite le développement de la RSI. Ceci implique néanmoins que les phénomènes de RSI sont par la suite localisés préférentiellement au droit des granulats réactifs comme le notent (*Poole et al. 1996*). (*Ekolu et al. 2007-b*) démontrent l'existence d'un effet de pessimum des gonflements de RAG sur les expansions de RSI : en imposant des dégradations de RAG de manière contrôlée à des mortiers (conservation en solution de NaOH à 38°C pour des durées différentes, favorable à la RAG et bloquant la RSI par présence abondante d'alcalins), ces auteurs observent un maximum du potentiel de gonflement de RSI (favorisée par un stockage en eau de chaux saturée une fois la RAG développée au degré souhaité en solution alcaline) pour une certaine valeur de préendommagement par la RAG (cf. Figure 1-18).

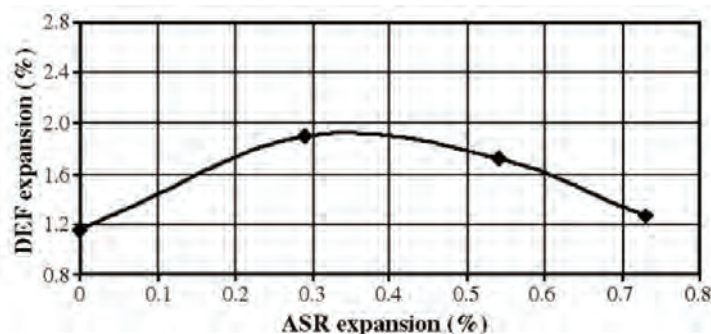


Figure 1-18 : effet de pessimum des expansions de RAG sur celles de RSI (*Ekolu et al. 2007-b*)

Certains auteurs mentionnent les possibilités de couplage chimique entre les deux réactions. La stabilité de l'ettringite dépend en partie de la présence d'alcalins (cf. section 2.2). Ainsi, la consommation d'alcalins par la formation de gels de RAG peut être un initiateur de la RSI (*Brown & Bothe 1993*) : la consommation des ions HO^- conduit à une diminution du produit de solubilité K_{sp} de l'ettringite et donc favorise sa solubilisation (cf. relation (1-11)). Néanmoins, la diminution de pH ainsi induite entraîne une augmentation

de la concentration en calcium par solubilisation de la Portlandite. La solubilité de l'ettringite dépendant de la concentration en calcium à la puissance 6 (cf. équation (1-11)), l'effet négatif de la consommation des ions hydroxyle est dominé par l'augmentation de concentration en Ca^{2+} favorisant ainsi la précipitation d'ettringite. (Sahu & Thaulow 2004) notent également que la diminution du pH favorise la RSI.

$$K_{sp} = [\text{Ca}^{2+}]^6 \cdot [\text{Al}(\text{OH})_4^-]^2 \cdot [\text{SO}_4^{2-}]^3 \cdot [\text{OH}^-]^4 \quad (1-11)$$

(Brown & Bothe 1993) notent également que la formation d'ettringite est très consommatrice d'eau, augmentant ainsi d'autant plus la concentration en alcalins. Pour ces auteurs, tout mécanisme de consommation des alcalins est ainsi favorable à la précipitation d'ettringite. Selon (Diamond 2000), le développement de RSI ne peut être observé que par la diminution de la teneur en alcalins du matériau, soit par lixiviation, soit par consommation via une RAG. (Diamond & Ong 1994) observent une diminution importante de la teneur en alcalins d'un matériau susceptible de RSI et de RAG durant les jours suivant la cure thermique. Cette consommation d'alcalins (observée durant 28 jours dans le cadre de cette étude) est attribuée au développement d'une RAG. Par la suite, l'apparition d'ettringite est coordonnée avec le ralentissement de la diminution de concentration en alcalins qui peut alors être interprétée comme un ralentissement de la RAG.

Selon (Shayan & Ivanusec 1996), il est impossible de développer une RSI sans apparition préalable d'une RAG, y compris pour des matériaux à très fort potentiel vis-à-vis d'une formation différée d'ettringite. De la même manière, (Bournazel et al. 1996) constatent que, pour des matériaux soumis initialement à une cure thermique, seuls ceux contenant des granulats réactifs vis-à-vis de la RAG présentent une quantité importante d'ettringite localisée dans les fissures formées par les gels de RAG. Néanmoins, les travaux de (Pavoine 2003) et (Owsiak 2008) ne semblent pas confirmer cette conclusion. Pour de nombreux auteurs, la RAG se développe avant la RSI, notamment sous les effets de la cure thermique (Diamond & Ong 1994, Ekolu et al. 2007-a). Pour certains auteurs, lors d'une concomitance entre RSI et RAG, la RAG est ainsi considérée comme étant le principal mécanisme délétère (Shayan & Quick 1992, Bournazel et al. 1996, Thomas et al. 2008). Toutefois, certains résultats semblent montrer que, tout en étant favorisée par le développement préalable de la RAG, la RSI est responsable de l'essentiel des dégradations et représente la majeure partie des gonflements (Owsiak 2008, Santos Silva et al. 2008). (Owsiak 2008) indique même que durant certaines phases, il est possible que RSI et RAG se développent de manière simultanée dans le matériau. (Hanehara et al. 2008-a) observent une apparition des gonflements plus tardive dans le cas de matériaux susceptibles de RSI et de RAG. Les amplitudes sont néanmoins dans ce cas plus importantes. Pour Hanehara, les sulfates sont dans ce cas mobilisés pour la formation d'ettringite tandis que les alcalins servent à la formation de gel de RAG. Pour cet auteur, la RAG se développe après la RSI. Dans le cadre de l'expertise de carottes prélevées sur un barrage, (Meland et al. 1997) observent l'absence de traces de RSI et de RAG pour les prélèvements de surface alors qu'ettringite et gel de RAG sont détectés dans les carottes prélevées à cœur. Ceci semble cohérent avec le développement d'une RSI (température au cœur plus élevée du fait de l'hydratation dans un ouvrage massif tel qu'un barrage). (Diamond & Ong 1994) indiquent sur ce point que les expositions à des températures élevées peuvent exacerber le comportement expansif de RAG de certains granulats jugés peu expansifs à température ambiante.

Finalement, (Ekolu et al. 2007-a) indiquent que l'utilisation de lithium dans des proportions suffisantes peut se révéler être un moyen efficace pour contrôler les expansions

de RSI et de RAG. (*Shayan et al. 1993*) rapportent que l'utilisation de fumée de silice peut être un moyen de contrôle de la RSI et de la RAG en mobilisant notamment les alcalins par réaction avec la silice apportée par cette addition minérale.

4.8 Effet des contraintes

De par les mécanismes proposés pour expliquer les gonflements de RSI, il semble probable que l'état de contrainte d'un matériau susceptible de RSI influence le développement des expansions : la création de microfissurations lors d'un chargement mécanique ou l'évolution de la solubilité d'un cristal avec la pression environnante (*Scherer 2004*) sont autant d'exemples des effets possibles des contraintes. Ainsi, (*Scrivener et al. 1999*) indiquent que la présence d'armatures dans un matériau peut modifier le comportement de gonflement homogène de la pâte : le développement d'un champ d'autocontraintes par réaction des armatures aux gonflements est susceptible « d'orienter » les directions de cristallisation de l'ettringite et donc le développement des gonflements. En outre, la quantification des couplages existant entre contraintes et gonflement est une nécessité afin d'envisager des modélisations fiables et réalistes des effets mécaniques de la RSI sur des structures (*Baghdadi et al. 2007-a*) : à l'instar des travaux menés pour la RAG (citons par exemple *Capra & Sellier 2003*, *Multon & Toutlemonde 2006*, *Grimal et al. 2008-a*), il est nécessaire d'évaluer les propriétés d'anisotropie intrinsèque et d'anisotropie induite pour la RSI (*Baghdadi 2008*). Si cet aspect semble plus orienté vers les effets de la pathologie à l'échelle de la structure, il nécessite néanmoins une compréhension des phénomènes à l'échelle du matériau dans un premier temps.

A notre connaissance, relativement peu de travaux semblent disponibles dans la littérature à ce jour concernant les effets de ce paramètre sur le développement de l'expansion associable à la RSI. Dans les nombreux cas d'expertise retracés dans la littérature accessible, il semble que les faciès de fissuration développés soient fonction de la direction de la précontrainte ou du renforcement (par exemple [*Lawrence et al. 1999*]). Ceci suggère donc que l'application de contraintes pourrait influencer le développement des dégradations.

(*Lawrence 1995-a*) relate des résultats de travaux menés par la British Cement Association sur les effets de la présence d'armatures. Le suivi dimensionnel de prismes en béton armé (prismes avec une armature \varnothing 10 mm centrée) montre que les gonflements sont d'autant plus importants qu'on s'éloigne de la barre. L'utilisation d'un ferrailage dans cette étude permet de réduire les expansions mais pas de les supprimer. Au delà d'un certain niveau de gonflement, une désolidarisation de l'acier par rapport au béton se produit, entraînant le développement de gonflements du matériau (cf. Figure 1-19).

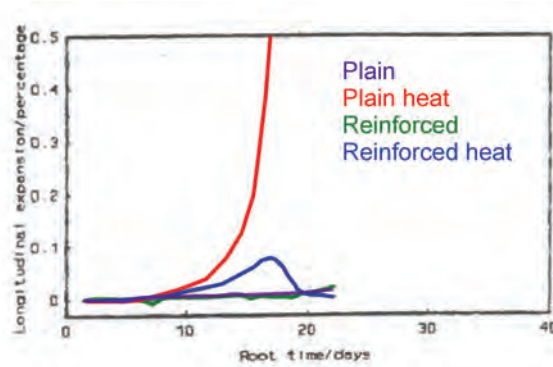


Figure 1-19 : effets de la présence d’une armature sur les gonflements d’un prisme (Lawrence 1995-a)

4.9 Synthèse : conditions d’apparition de la RSI ?

(Collepari 1999) introduit la notion d’approche holistique. Ce type d’approche vise à évaluer le risque de RSI d’un matériau en le considérant dans son intégralité : il ne s’agit pas ici de se borner à des critères de composition du matériau mais d’envisager également ses conditions d’exposition, ses caractéristiques de chargement etc.

La Figure 1-20 synthétise différentes propositions de conditions de développement de la RSI pour quelques auteurs. Les différences observées entre ces différents diagrammes illustrent les divergences de point de vue sur les conditions d’occurrence et donc sur les mécanismes sous jacents à la RSI. Néanmoins, un point semble faire l’unanimité dans ces différentes approches : une humidité importante semble indispensable au développement de RSI.

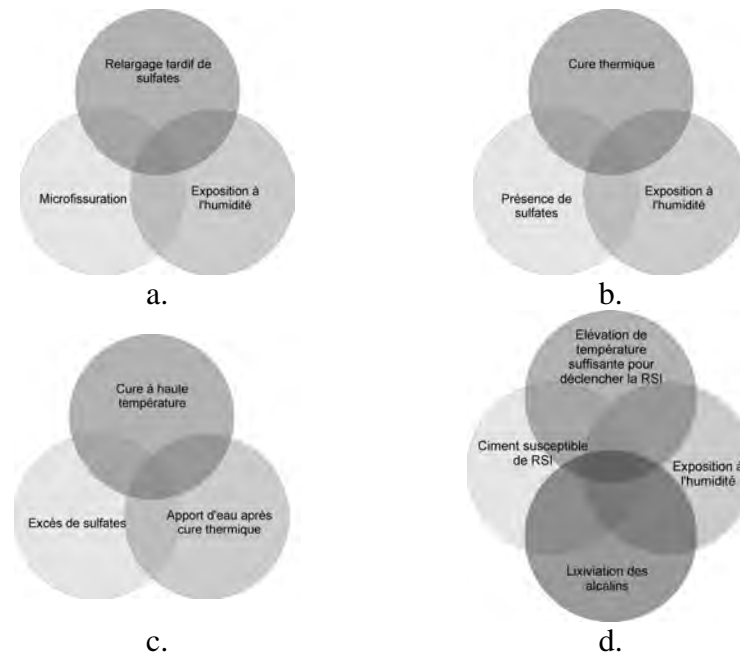


Figure 1-20 : conditions d’occurrence de la RSI d’après a. (Collepari 1999) b. (Escadeillas et al. 2007) c. (Hanehara et al. 2008-a) d. (Thomas & Ramlochan 2002)

5 Les effets de la RSI à l'échelle du matériau et de la structure

5.1 Effets à l'échelle du matériau

La RSI se caractérise par le développement d'expansions considérables (jusqu'à 1 à 2 %, en fonction du matériau, du traitement thermique, des conditions d'exposition...). Lors du gonflement, on observe une fissuration du matériau. (Aubert *et al.* 2009) détectent cette fissuration à l'œil nu à partir d'une déformation d'environ 0,23 %. (Escadeillas *et al.* 2007) détectent la fissuration à partir d'une déformation de 0,15 %. Cette valeur est évidemment fonction du matériau considéré (les performances mécaniques, notamment la résistance en traction, variant d'une formule de béton à une autre) et de la taille de l'échantillon (possibilité de déformations différentielles entre le cœur et la peau).

Selon (Famy & Taylor 2001), la façon de développer les gonflements est fonction de la faculté de l'ettringite à appliquer des efforts et de la capacité du composite cimentaire à y résister. (Brunetaud *et al.* 2007) observent deux types d'évolution temporelle des expansions : évolution linéaire et évolution sigmoïde. Ces auteurs attribuent ces différences de comportement à la capacité des matériaux à résister aux pressions développées par la RSI. Ainsi, pour des matériaux à gonflement linéaire, la matrice est supposée suffisamment rigide (module suffisamment important) pour reprendre les efforts. Il est supposé que les sollicitations sont maintenues dans un domaine où la réponse du squelette du matériau resterait élastique. En revanche, les matériaux à gonflements sigmoïdes possèdent une matrice insuffisamment résistante, « cédant » sous les effets de la pression au delà d'un certain seuil. Selon (Flatt & Scherer 2008), la cristallisation de l'ettringite étant relativement lente, il convient probablement de considérer des performances mécaniques du matériau modulées par la vitesse de chargement (c'est-à-dire la vitesse à laquelle les pressions sont appliquées au matériau). En effet, les résistances mécaniques telles qu'elles sont déterminées en laboratoire mettent en œuvre des vitesses de chargement nettement plus importantes que celles impliquées dans le cas d'une RSI. Ces auteurs proposent par exemple de considérer une résistance en traction diminuée par la durée d'application de la charge suivant la relation (1-12) déterminée par (Reinhardt & Cornelissen 1985). Ainsi, la résistance en traction est supposée d'autant plus faible que la durée d'application de la charge est importante.

$$\left\{ \begin{array}{l} \log_{10}(t_f) = 13,63 - 14,46 \cdot \frac{\sigma_f}{f_{ctm}} \\ t_f = \text{âge à la rupture} \\ \sigma_f = \text{charge appliquée} \\ f_{ctm} = \text{résistance en traction suivant normes} \end{array} \right. \quad (1-12)$$

Généralement, le suivi des performances mécaniques des matériaux atteints de RSI font état d'une dégradation de l'ensemble des propriétés. Ainsi, (Batic *et al.* 2000) constatent une chute de la résistance en flexion des matériaux d'autant plus importante que les gonflements sont sévères. (Heinz & Ludwig 1987) notent une chute de la fréquence de résonance de prismes de mortier avec l'augmentation des gonflements. (Ping & Beaudoin 1992-b) et (Shimada 2005) notent une diminution importante du module d'Young lors du développement des gonflements. (Meland *et al.* 1997), (Shao *et al.* 1997) et (Shimada 2005) établissent une chute importante de la résistance en compression de matériaux

atteints. (*Brunetaud et al. 2008*) observent de même une diminution du module dynamique des matériaux au delà d'une expansion de l'ordre de 0,1 %. Ce seuil de déformation semble correspondre pour ces auteurs à l'apparition de la fissuration et à la formation d'interstices aux interfaces pâte - granulat. En cas de cinétiques de gonflement sigmoïdes, la chute de module observée est très importante. En revanche, pour des sollicitations plus lentes (gonflements linéaires), l'évolution du module n'est que peu (voire pas) marquée. Par ailleurs, au delà d'un certain niveau de déformation, (*Brunetaud et al. 2008*) notent une nouvelle augmentation progressive du module dynamique (à l'image de celle qu'on peut mesurer sur un matériau sain par poursuite de l'hydratation du ciment au cours du temps). Ce phénomène est attribué à un colmatage des fissures par formation d'ettringite, à l'image de ce qui a pu être observé pour la RAG par (*Siegert et al. 2005*). La fin de la diminution du module est observée lorsque le point d'inflexion de la courbe de gonflement sigmoïde est atteint : (*Brunetaud et al. 2008*) concluent donc qu'au delà de cette valeur, les gonflements consistent en une ouverture des fissures déjà existantes et non en l'apparition de nouvelles fissures. Enfin, ces auteurs établissent une relation entre la vitesse de déformation au point d'inflexion (pente de la courbe sigmoïde) et le module dynamique. (*Zhang et al. 2002-a*) établissent une relation linéaire entre amplitude de déformation et module dynamique. (*Boenig et al. 2009*) établissent une relation linéaire entre la résistance d'une structure et le Damage Index (DI) qui constitue une méthode de mesure de la fissuration d'un corps d'épreuve (cf. section 7.1.3). Ces auteurs constatent une réduction importante de la résistance en compression et du module d'Young lors du gonflement. Il semble donc que certaines grandeurs décrivant directement les effets de la réaction de gonflement puissent être directement reliées aux dégradations de certaines performances mécaniques.

Lorsque le corps d'épreuve est immergé ou conservé en atmosphère suffisamment humide, un des effets de la RSI à l'échelle du matériau consiste en une prise de masse importante. Selon (*Diamond 2002*), l'attribution de ces gains de masse à une absorption d'eau suite à fissuration ou à une mobilisation d'eau pour la formation d'ettringite ne fait pas l'objet d'un consensus. Les résultats des différentes études à ce sujet semblent ainsi relativement disparates. Certains auteurs observent une coïncidence des gains de masse avec les déformations (*Barbarulo 2002, Escadeillas et al. 2007, Graf 2007*). Pour (*Odler & Colan-Subauste 1999*), la prise de masse est proportionnelle aux déformations et est d'autant plus importante que l'humidité environnante est élevée (prises de masse en eau plus importantes qu'à 100 % HR). (*Meland et al. 1997*) attribuent ces prises de masse à une intrusion d'eau dans le matériau suite à sa fissuration. Pour (*Graf 2007*), il n'existe pas de corrélation directe entre la prise de masse et la quantité d'ettringite formée. (*Zhang et al. 2002-a*) n'observent pas pour leur part de proportionnalité entre les gonflements et les prises de masse. Ils attribuent ainsi ce gain de masse à un phénomène mixte entre formation d'ettringite et piégeage de l'eau dans les fissures formées. Enfin, selon (*Shimada 2005*), trois mécanismes différents peuvent induire une prise de masse : la poursuite de l'hydratation du ciment lors d'une exposition à un milieu humide, la formation d'ettringite par conversion du monosulfate (résultant en une prise de masse de 632 g/mol) et l'intrusion d'eau dans les vides du matériau. Pour Shimada, c'est ce dernier phénomène qui est responsable de la majeure partie des gains de masse lors d'un gonflement important.

5.2 Effets à l'échelle de la structure

Par rapport à la RAG étudiée depuis de nombreuses années, la RSI est une pathologie découverte relativement récemment. Logiquement, avant d'étudier les effets d'un mécanisme délétère à l'échelle d'une structure, il convient de comprendre celui-ci d'une manière poussée à l'échelle microscopique et à l'échelle du matériau, actions majoritairement menées durant ces vingt dernières années. Ainsi, à notre connaissance, la littérature semble faire état d'assez peu d'études expérimentales des effets de la RSI à l'échelle d'une structure. La plupart du temps, les investigations rapportées sont issues de diagnostics de structures *in situ*, la reproduction de phénomènes de RSI à l'échelle d'une structure en laboratoire étant relativement plus complexe que ce qui peut être envisagé à l'échelle du matériau. Néanmoins, le Ministère des Transports du Texas (TxDOT = the Texas Department Of Transportation) a mené une série d'études sur des structures réelles ou de laboratoire atteintes de Réactions de Gonflement Internes (RGI = RSI et/ou RAG) (Burgher et al. 2008, Bae et al. 2009, Boenig et al. 2009, Deschenes et al. 2009). Ainsi, (Boenig et al. 2009) observent que le développement d'une réaction de gonflement interne sévère dégrade de manière significative la résistance au cisaillement des structures (les parties soumises au cisaillement sont souvent situées en des points plus exposés à l'humidité et donc plus susceptibles de développer des gonflements). (Bae et al. 2009) réalisent une série d'essais sur des blocs d'ancrages utilisés pour la mise en place de dispositifs d'éclairage ou de signalisation des réseaux routiers. Cette étude semble indiquer que le développement d'une RGI sur ce type de structure massive ne semble pas avoir d'effet très marqué sur leur résistance. En revanche, le développement d'une telle pathologie conduit à un changement du mode de rupture de la structure.

(Deschenes et al. 2009) notent dans leur étude de laboratoire que les ferraillements de cisaillement mis en oeuvre en Amérique du Nord ne sont pas suffisants pour confiner les expansions. Les essais mécaniques réalisés sur des corps d'épreuve dégradés par une RGI semblent indiquer que, jusqu'à des amplitudes d'expansion de l'ordre de 0,7 %, la résistance au cisaillement des structures ne semble pas affectée de manière drastique. Ainsi, il semble que le ferraillement d'effort tranchant ait développé une contrainte de compression suffisante sur le béton environnant pour limiter les effets néfastes des gonflements vis-à-vis de la résistance en compression du matériau. (Deschenes et al. 2009) précisent néanmoins que ces conclusions ne sont a priori applicables que dans le cas de leur étude et ne peuvent être généralisées sans investigations complémentaires. Finalement, ces auteurs concluent sur la pertinence des essais sur carottes extraites de structures atteintes de RGI : si l'utilité de tels essais n'est pas remise en cause pour la compréhension des mécanismes de dégradation des structures, (Deschenes et al. 2009) indiquent que de tels prélèvements de matériaux conduisent à ne pas prendre en compte les effets des contraintes environnantes pour l'évaluation de l'expansion résiduelle et posent ainsi des problèmes quant à la corrélation des résultats de ces essais avec le comportement réel de la structure atteinte.

6 Disposer de méthodes de discrimination des matériaux susceptibles de RSI : un enjeu pour les constructions neuves

L'étude de la RAG a permis de mettre au point de nombreux essais ayant pour objectif de tester le comportement expansif de certains granulats ou certaines formules de

béton (BSI 1999, Sims & Nixon 2003, ASTM 2003, ASTM 2005, ASTM 2008). La difficulté pour ce type de méthode consiste en l'évaluation de la pertinence des résultats obtenus par rapport à des conditions d'exposition naturelle (Fournier & Bérubé 1992, Fournier & Malhotra 1999). Ces outils se révèlent être indispensables pour éviter l'apparition des phénomènes de RAG dans les structures neuves.

Afin d'éviter l'apparition de désordres liés à la RSI dans des structures nouvellement construites, il est nécessaire de disposer de tels outils permettant de valider l'utilisation de formules de béton sans crainte de voir se développer des processus délétères (Pavoine 2003, Pavoine et al. 2006-a, Pavoine et al. 2006-b, Kretz et al. 2007, Godart & Divet 2008). Deux points de vue peuvent être envisagés à cet effet : l'élaboration de formules prédictives permettant, sans réaliser d'essais expérimentaux, de déterminer si un matériau est susceptible de RSI ; la réalisation d'essais de performance validant par l'expérience le choix d'un couple composition d'un matériau / conditions d'échauffement (Kretz et al. 2007). De telles approches ont été développées dans le cas de la RAG par l'Association Canadienne de Normalisation (CSA 2009-a, CSA 2009-b) Cette section étudie quelques outils disponibles dans la littérature, issus de ces deux approches.

6.1 Approches analytiques

(Brunetaud et al. 2007) proposent un modèle prédictif des amplitudes de gonflement issu de l'application de la méthode des plans d'expérience. Cette technique permet de hiérarchiser l'importance des différents paramètres considérés et de leur affecter un coefficient d'importance dont la valeur est d'autant plus élevée que l'effet du paramètre est marqué. L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de considérer un grand nombre de paramètres aussi bien relatifs à la composition du matériau qu'à la cure thermique. Néanmoins, en l'absence d'investigations complémentaires, (Brunetaud et al. 2007) précisent que ce modèle n'est a priori applicable qu'à des matériaux de composition et de traitement thermique proches de ceux considérés dans leur étude.

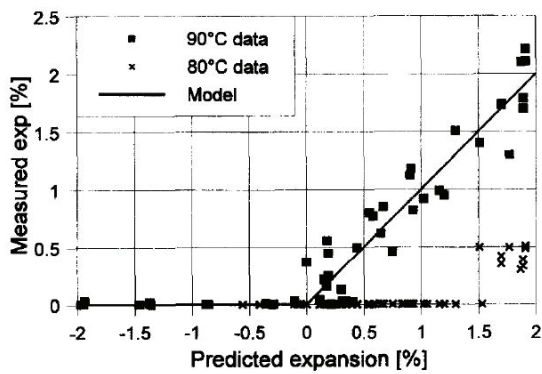
(Kelham 1996) développe une relation prédictive basée sur une étude expérimentale de nombreux mortiers traités à différentes températures. Il établit ainsi la relation (1-13) qui donne une prédiction du gonflement pour un traitement thermique de 90°C durant 12 h (l'estimation d'un gonflement négatif correspond à un gonflement réel nul). La Figure 1-21.a compare les résultats mesurés aux résultats estimés. Pour une température de traitement thermique de 90°C, le modèle fournit une réponse pertinente. En revanche, l'application de cette relation aux expansions mesurées sur des matériaux identiques mais traités à une température de 80°C durant 12 heures n'est pas satisfaisante. (Lawrence 1999) note pour sa part que l'application de cette relation pour des ciments de composition proches de ceux étudiés par (Kelham 1996) fournit des estimations pertinentes. Des ciments de composition trop éloignée aboutissent en revanche à des estimations erronées. Une adaptation des coefficients du modèle proposé conduit à une amélioration de la prédiction mais un nouveau changement de composition pose à nouveau les mêmes problèmes.

$$\begin{cases} \text{Exp}(90^\circ\text{C}) = 0,00474 \cdot \text{SSA} + 0,0768 \cdot \text{MgO} \\ + 0,217 \cdot \text{C}_3\text{A} + 0,0942 \cdot \text{C}_3\text{S} + 1,267 \cdot \text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} \\ - 0,737 \cdot |\text{SO}_3 - 3,7 - 1,02 \cdot \text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}| - 10,1 \\ \text{SSA} = \text{surface spécifique du ciment (m}^2/\text{kg)} \end{cases} \quad (1-13)$$

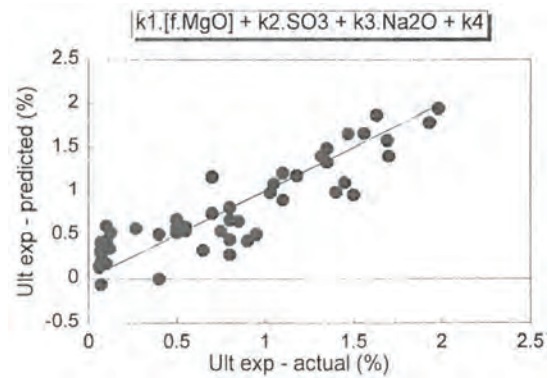
De la même manière, (Hobbs 1999) développe un modèle consistant en une combinaison linéaire de différentes caractéristiques représentatives d'un ciment (cf. Figure 1-21.b). Celui-ci est basé sur la teneur en sulfates, en alcalins et en oxyde de magnésium du ciment. La finesse de ce dernier est également mise en jeu.

D'autre part, (Zhang et al. 2002-b) établissent l'expression du DEF index (cf. relation (1-14)) à partir de l'étude de mortiers utilisant des ciments de différentes compositions (cf. Figure 1-21.c). Une fois de plus, les teneurs en sulfates et en alcalins sont identifiées comme critiques vis-à-vis du risque de gonflement. En revanche, la teneur en aluminates est introduite afin d'établir la prédiction d'expansion.

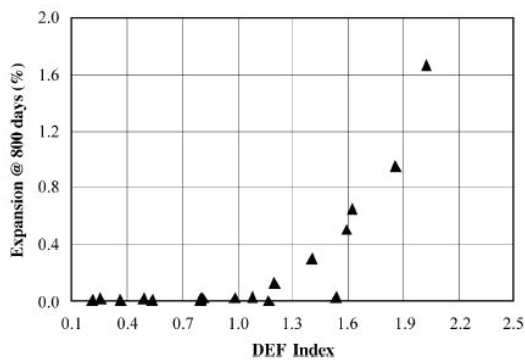
$$\begin{cases} \text{DEF index} = \left(\frac{\text{SO}_3}{\text{Al}_2\text{O}_3} \right)_m \cdot \frac{(\text{SO}_3 + \text{C}_3\text{A})_w}{10} \cdot \sqrt{\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}} \\ \left(\frac{\text{SO}_3}{\text{Al}_2\text{O}_3} \right)_m = \text{ratio molaire} \\ (\text{SO}_3 + \text{C}_3\text{A})_w = \text{pourcentages massiques} \end{cases} \quad (1-14)$$



a.



b.



c.

Figure 1-21 : comparaison entre gonflement mesuré et gonflement estimé par a. (Kelham 1996), b. (Hobbs 1999) (f = finesse du ciment en m^2/kg) et c. (Zhang et al. 2002-b)

Enfin, (*Lawrence 1995-b*) établit également des coefficients de corrélation pour une vaste gamme de paramètres caractérisant les caractéristiques cimentaires et les gonflements observés à différentes échéances (étude menée sur une série de 55 ciments Portland).

Les modèles présentés dans cette section sont empiriques. De par leur nature, leur champ d'application est donc restreint à des matériaux de compositions proches de celles mises en œuvre pour leur établissement ainsi que pour des traitements thermiques semblables. En l'absence d'investigations complémentaires pour élargir leur domaine d'application, ces modèles présentent donc un champ d'application limité. (*Scrivener et al. 1999*) indiquent ainsi que l'établissement de ces relations étant basée sur l'étude d'échantillons de ciment limités, leur domaine d'application ne peut être universel. Par ailleurs, ces modèles sont souvent basés sur la prise en compte de la composition du matériau et sur les caractéristiques de la cure thermique (de manière explicite ou implicite). En outre, (*Petrov & Tagnit-Hamou 2004*) indiquent qu'il apparaît nécessaire de prendre en compte l'ensemble des caractéristiques d'un béton (comme la porosité par exemple) afin de réaliser une estimation réaliste et fiable du potentiel de gonflement. Les relations prédictives présentées ici ne prennent pas en compte ce type de paramètre (elles sont d'ailleurs le plus souvent établies sur mortier). Comme telles, elles apparaissent ainsi délicates à mettre en œuvre pour établir une prédiction précise du gonflement final d'un matériau. Néanmoins, elles présentent l'avantage de fournir une réponse rapide et peu coûteuse en temps quant au choix d'un matériau (ciment ou béton suivant la manière dont a été établi le modèle considéré) et peuvent ainsi être utilisées comme un indicateur du risque de gonflement (*Tosun 2006*).

Par ailleurs, (*Glasser et al. 1995*) développent une méthode basée sur l'utilisation d'un programme de calcul permettant de déterminer la quantité d'ettringite qu'il est possible de former dans un système donné et utilisant comme données d'entrée les produits de solubilité des différentes phases considérées comme stables. Cette méthode permet de calculer un potentiel de gonflement d'origine chimique. Néanmoins, l'étude bibliographique menée en section 4 a montré que ce potentiel ne représente qu'une partie des éléments à considérer pour évaluer le potentiel d'expansion final d'un béton (microstructure, conditions d'exposition...).

6.2 Approches performantielles

Les approches performantielles sont basées sur l'étude expérimentale d'un matériau soumis à un traitement thermique. Ces essais ont pour ambition de caractériser le risque de RSI attaché à une formule de béton donnée. L'intérêt de ce type de méthode est qu'elle permet d'avoir une quantification expérimentale du comportement expansif du matériau. Par rapport à l'approche analytique (cf. section 6.1), l'approche performantielle présente a priori un champ d'application beaucoup plus large car la dépendance des gonflements aux caractéristiques cimentaires est implicitement prise en compte par l'utilisation réelle du liant étudié dans le cadre de l'essai. Les résultats obtenus sont donc propres à chaque matériau. En revanche, ces essais peuvent être régulièrement critiqués sur deux aspects liés et indissociables : devant les cinétiques de développement de la RSI, ces essais peuvent être relativement longs (jusqu'à un an) et posent donc des problèmes d'utilisation pratique dans le domaine de l'ingénierie ; pour répondre à ce besoin de rapidité des résultats, certains essais proposent des méthodes d'accélération de la RSI mais se heurtent alors à des problèmes de représentativité, la réaction étant ainsi potentiellement artificiellement

provoquée. Dans ce dernier cas, il peut être notamment craint que le matériau soit évalué comme problématique alors qu'il pourrait ne poser aucun problème dans le cadre d'une utilisation pratique.

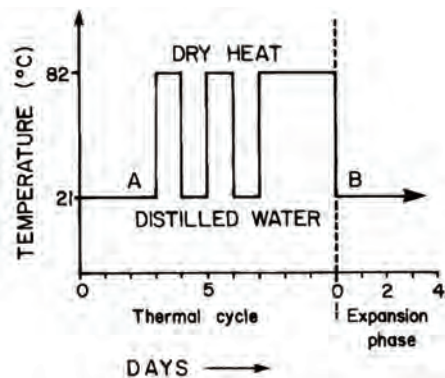


Figure 1-22 : cycles de chauffe / refroidissement appliqués durant le test de Duggan (*Grabowski et al. 1992*)

Le test de Duggan, développé à l'origine pour évaluer la réactivité vis-à-vis de la RAG, s'est révélé être un test potentiellement intéressant pour caractériser le risque de RSI (*Grabowski et al. 1992*). Ce test est réalisé sur des carottes de béton (\varnothing 25 mm H 50 mm) soumises à un échauffement de 85°C appliqué durant 4 heures. Par la suite, les échantillons sont soumis à des cycles de chauffe/refroidissement respectivement en phases sèche et aqueuse conformément à la Figure 1-22. Ces cycles ont pour objectif d'accélérer au maximum les cinétiques de gonflement en induisant une microfissuration du matériau et en favorisant le transport des espèces ioniques. L'objectif est ainsi d'apporter rapidement les réponses recherchées par l'ingénierie. Par la suite, on réalise un suivi dimensionnel des corps d'épreuve conservés en eau distillée à 21°C durant 20 jours. Le matériau est jugé potentiellement réactif si les déformations évaluées à cette échéance dépassent un seuil de 0,05 %. Cet essai est en général jugé plutôt sévère vis-à-vis de la RSI (*Lawrence 1995-a*). Par ailleurs, du fait des cycles d'humidification / séchage, (*Fu & Beaudoin 1996-a*) indiquent que ce test présente un risque de voir apparaître des phénomènes de SEF (Secondary Ettringite Formation : formation d'ettringite par dissolution – reprécipitation dont les mécanismes sont différents de ceux impliqués par la RSI, cf. section 1). Néanmoins, cette technique d'accélération de la réaction par application de cycles d'humidification / séchage reste utilisée aujourd'hui (*Tosun 2006, Pavoine & Divet 2007*).

(*Fu 1996*) a également développé un essai accéléré pour l'évaluation du risque de RSI. Les essais sont réalisés sur des prismes 25*25*160 mm soumis à une précure d'une heure à 23°C. Par la suite, on applique deux échauffements successifs : le premier consiste en un traitement thermique de 12 heures à 95°C suivi d'une phase de conservation en eau à 23°C durant 6 heures ; le second correspond à l'application d'une température de 85°C durant 24 heures. Ce dernier traitement thermique a pour objectif d'accélérer les cinétiques de réaction. Le point zéro des mesures de déformation est réalisé avant le second traitement thermique. La phase de suivi dimensionnel dure 42 jours et est réalisée sur les corps d'épreuve immergés en eau de chaux saturée à 23°C afin de favoriser le développement de la RSI. Le matériau est considéré à risque s'il dépasse un seuil de déformation de 0,04 % à la fin de l'essai.

(*Pavoine 2003*) a développé un essai de performance sur béton. Cet essai a été présenté et a fait l'objet d'une validation dans la littérature (*Pavoine et al. 2006-a, Pavoine*

et al. 2006-b). Le choix du mortier a été écarté afin d'améliorer la représentativité de l'essai en réduisant la lixiviation des alcalins notamment. Pour (*Pavoine 2003*), les températures appliquées dans d'autres essais performantiels sont trop importantes et peuvent conduire au développement d'une RSI sur des matériaux n'étant pas réactifs dans la réalité. L'essai de performance de Pavoine débute par l'application à 3 corps d'éprouve (cylindres Ø 110 mm H 220 mm) d'un traitement thermique représentatif de celui appliqué dans la réalité au matériau à étudier (soit cycles de préfabrication, soit reproduction de l'histoire thermique d'une pièce massive). Par la suite, deux cycles d'humidification / séchage sont appliqués aux éprouvettes : chaque cycle est constitué d'une phase de 7 jours de séchage à 38°C / 30 % HR et d'une phase de 7 jours en eau à 23°C. A l'issue de ce traitement, les corps d'éprouve sont conservés à 23°C dans un volume d'eau limité afin d'éviter la lixiviation. Le matériau est alors considéré comme non réactif si un des deux critères suivant est satisfait (*Pavoine & Divet 2007*) :

- La déformation longitudinale moyenne de trois éprouvettes est inférieure à 0,04 % et aucune valeur individuelle ne dépasse 0,06 % à l'échéance 12 mois ET la variation mensuelle de déformation longitudinale moyenne des trois éprouvettes mesurée à partir du troisième mois est inférieure à 0,004 % ;
- La déformation longitudinale individuelle des trois éprouvettes est comprise entre 0,04 % et 0,07 % à 12 mois. Dans ce cas, il est nécessaire de prolonger l'essai jusqu'au 15^{ème} mois ET la variation mensuelle de la déformation longitudinale moyenne de trois éprouvettes mesurée à partir du 12^{ème} mois est inférieure à 0,004 % et la variation cumulée entre le 12^{ème} mois et le 15^{ème} mois est inférieure à 0,006 %.

(*Tagnit-Hamou & Petrov 2004*) proposent une méthode d'accélération des cinétiques de gonflement par l'application de variations de température lors du suivi dimensionnel des corps d'éprouve. L'objectif de cette technique est d'accélérer légèrement les cinétiques de réaction sans pour autant déclencher artificiellement la RSI. Ainsi, à l'issue du traitement thermique, les corps d'éprouve sont conservés en eau de chaux dont la température varie entre 10°C et 50°C à une fréquence de six cycles par jour. Les vitesses de chauffe et de refroidissement sont maintenues suffisamment faibles pour éviter tout choc thermique. La comparaison des résultats de ce test par rapport à des corps d'éprouve dont la réaction n'est pas accélérée confirme que ce procédé ne conduit pas à une provocation artificielle de la pathologie tout en augmentant la cinétique de réaction (et donc en diminuant le temps nécessaire à l'obtention du résultat des essais). Les travaux menés pour la définition de ce test sont basés sur une étude de mortiers et (*Tagnit-Hamou & Petrov 2004*) indiquent que des investigations complémentaires sont nécessaires pour étendre ces conclusions à l'étude de bétons.

(*Hanehara et al. 2008-b*) proposent une méthode basée sur l'évaluation de la teneur en sulfates « libres » du matériau à l'issue de la cure thermique. Basé sur une campagne d'essai, le test consiste en un broyage grossier d'une pâte de ciment directement après traitement thermique. Le broyat est ensuite plongé dans une quantité contrôlée d'eau afin de solubiliser les sulfates qui peuvent l'être. La concentration de la solution en sulfates est alors évaluée par chromatographie. Sans le quantifier précisément, (*Hanehara et al. 2008-b*) mettent en évidence l'existence d'un seuil de teneur en sulfates de la solution au delà duquel des gonflements sont observés.

Globalement, les approches performantielles visent à apporter une réponse expérimentale permettant de valider le choix d'un matériau vis-à-vis d'un risque de RSI. Dans ce contexte, il est systématiquement recherché des techniques permettant d'accélérer les cinétiques. Ainsi, (Aubert *et al.* 2009) proposent de soumettre les matériaux à une lixiviation des alcalins, par exemple par renouvellement d'eau (conditions représentatives d'une pile de pont en rivière par exemple). Cette lixiviation peut également être modulée par variation de la taille des corps d'épreuve (Fu *et al.* 1997). Néanmoins, (Diamond 2000) indique que la lixiviation des alcalins peut constituer un élément déclencheur de la RSI et ainsi conduire à des résultats non représentatifs du comportement de bétons *in situ*. Pour cet auteur, les résultats des études de laboratoires sont grandement dépendants des choix de l'expérimentateur. Dans ce contexte, (Colleparidi & Ogoumagh Olagot 2002) constatent que les conclusions tirées de leurs études de laboratoires ne sont pas en accord avec les observations réalisées *in situ*.

La question de la représentativité des essais performantiels reste donc posée. De nombreux essais accélérés proposent des investigations sur mortiers ou pâtes de ciment. Ceci pose alors la question de l'extension des résultats correspondant à ces matériaux au cas des bétons utilisés pour la construction des structures (Lawrence 1999, Yang *et al.* 1999-b, Petrov 2003, Leklou 2008). D'autre part, les essais uniquement basés sur l'étude de pâtes de ciment (e.g. Hanehara *et al.* 2008-b) ne semblent pas adaptés à la caractérisation du potentiel expansif d'un béton : de nombreuses autres caractéristiques des matériaux cimentaires (porosité, conditions d'exposition...) doivent être prises en compte.

Afin de s'affranchir de ces questions, certaines méthodologies envisagent de caractériser de manière systématique une formule de béton et l'échauffement qui y est associé (Kretz *et al.* 2007). Cette approche présente l'intérêt de prendre en compte de manière implicite les effets de certains paramètres qu'il est délicat de caractériser avec des essais sur mortiers ou sur pâte de ciment.

Néanmoins, la question des conditions d'exposition des corps d'épreuve de laboratoire reste en suspens. Ce paramètre se révèle être en effet déterminant pour caractériser le risque de gonflement d'un matériau : par exemple, un béton conservé en eau en laboratoire et développant des expansions pourra très bien ne poser aucun problème pour une partie d'ouvrage peu soumise aux intempéries. Afin de caractériser la pertinence des essais de laboratoire par rapport aux comportements notés *in situ*, des essais menés sur des matériaux soumis à un vieillissement naturel se révèlent être nécessaires. Plusieurs programmes de recherche ont ainsi été lancés à cet effet en ce qui concerne la RAG (Fournier *et al.* 2009, Hooton *et al.* 2010, Thomas *et al.* 2010). A notre connaissance, relativement peu d'actions sont menées pour la RSI (Deschenes *et al.* 2009). Il se pose néanmoins la question de valider rigoureusement la notion de classe d'exposition XH1, XH2 et XH3 vis-à-vis du risque de RSI, introduite dans la méthodologie définie par (Kretz *et al.* 2007).

7 Diagnostic et prédiction de l'évolution structurelle : une nécessité pour la gestion des ouvrages atteints

La gestion d'une pathologie nécessite de disposer d'une part de méthodes de diagnostic afin d'évaluer si une structure est atteinte ou non, et d'autre part d'outils permettant d'évaluer, à un instant donné, l'aptitude au service et la sécurité résiduelle d'un ouvrage atteint. Cette section décrit les outils disponibles dans le cas de la RSI, tels qu'ils ont pu être recensés.

7.1 Méthodes de diagnostic

7.1.1 Observations macroscopiques, carte d'identité du matériau et analyses microscopiques

Le premier outil de diagnostic qu'il est possible de mettre en œuvre dans le cadre d'une expertise est l'observation générale de la structure et de son état de dégradation (Godart *et al.* 1999). La justification de la réalisation d'un diagnostic détaillé est d'ailleurs systématiquement issue d'une observation macroscopique de dégradations (e.g. Mielenz *et al.* 1995, Lawrence *et al.* 1999, Santos Silva *et al.* 2008, Thomas *et al.* 2008, Boenig *et al.* 2009). L'observation du faciès de fissuration constitue un premier élément de discernement pour l'établissement des mécanismes de dégradation (Godart *et al.* 1999, Lawrence *et al.* 1999, Zhang *et al.* 2002-a, Fasseu & Mahut 2003).

D'autre part, l'établissement d'une « carte d'identité » du matériau expertisé permet de garder à l'esprit l'ensemble des facteurs ayant pu conduire ou contribuer au développement de gonflements : chargement, environnement, histoire thermique, etc. Pour (Scrivener *et al.* 1999), la prise en compte des facteurs environnementaux est une nécessité pour la compréhension des phénomènes. Ainsi, les cas d'expertise rapportés dans la littérature indiquent systématiquement de la manière la plus détaillée possible ces caractéristiques des structures atteintes d'une réaction de RGI (e.g. Shayan & Quick 1992, Lawrence *et al.* 1999, Santos Silva *et al.* 2008). Malgré ce souci de détail apporté dans le cadre des expertises, certaines controverses peuvent émerger, notamment quant à la prise en compte d'échauffements au jeune âge (Mielenz *et al.* 1995, Scrivener *et al.* 1999).

Enfin, les investigations microscopiques (méthodes d'observation microscopique, analyse de composition à l'échelle microscopique...) se révèlent être un outil indispensable à l'établissement d'un diagnostic des causes de dégradation. Une des difficultés inhérentes à ce type de méthodes consiste en la différenciation des produits expansifs issus d'une RAG ou d'une RSI. Ainsi, certaines méthodes sont mises au point pour faciliter l'interprétation des images (Marusin 1994). (Broekmans 2009) démontre ainsi qu'un traitement et une échelle d'observation adaptés des échantillons peuvent mettre en évidence des signes caractéristiques propres à certaines dégradations. Pour leur part, (Rivard & Ballivy 2005) mettent en œuvre une méthode de microscopie permettant de quantifier l'état de dégradation d'un matériau atteint de RAG et même d'estimer l'expansion du matériau correspondant : cette méthode permet de calculer un indicateur appelé DRI (Damage Rating Index) estimé à partir d'observations pétrographiques telles que la présence de fissures, remplies ou non de gel, présence de bulles d'air etc. et quantifie ainsi l'état de dégradation du matériau. Néanmoins, l'interprétation des images de microscopie peut se révéler très délicate, en particulier pour la RSI. En effet, l'observation d'ettringite dans un matériau est souvent considérée comme un signe caractéristique de RSI. Selon (Thomas & Ramlochan 2002), ces conclusions sont souvent erronées, la présence d'ettringite pouvant être le fruit d'un mûrissement d'Ostwald non délétère dans des fissures créées par d'autres mécanismes de dégradation. De même, (Johansen & Thaulow 1999) indiquent que la présence d'ettringite dans un matériau exposé à l'humidité n'est pas un élément de diagnostic pertinent. (Famy & Taylor 2001) rapportent ainsi que des bétons sains peuvent tout à fait présenter des traces d'ettringite au sein de leur microstructure. En outre, si on considère que l'ettringite responsable des gonflements est celle localisée dans la microporosité des CSH (Taylor *et al.* 2001), l'ettringite observée par les techniques de microscopie traditionnelle ne peut être responsable des gonflements

macroscopiques. (*Garboczi 1997*) indique que le faciès de fissuration à l'échelle microscopique peut se révéler être un bon outil de diagnostic, celui-ci étant dépendant des mécanismes de gonflement mis en jeu. Ainsi, si on considère par exemple que RAG et RSI mettent en jeu des mécanismes de gonflement différents à l'échelle microscopique, il est possible de différencier les matériaux atteints de l'une ou de l'autre réaction. Ainsi, (*Johansen & Thaulow 1999*) considèrent que l'observation d'interstices aux interfaces pâte – granulat est un signe de développement d'une RSI. Les techniques de microscopie peuvent donc se révéler très utiles à l'établissement d'un diagnostic. Néanmoins, il convient de prendre garde lors de l'interprétation des images. (*Leklou et al. 2008*) notent ainsi que certaines méthodes de préparation d'échantillons peuvent conduire à l'apparition de fissurations parasites au sein des matériaux.

Les analyses des compositions microscopiques peuvent également constituer un outil complémentaire pour l'établissement d'un diagnostic. Ainsi, les techniques d'analyse thermo-gravimétrique (*Mielenz et al. 1995*) et les analyses aux rayons X régulièrement mises en œuvre (e.g. *Shayan & Quick 1992, Santos Silva et al. 2008*) peuvent fournir des informations particulièrement pertinentes sur les causes de dégradation. Néanmoins, la taille submicrométrique de l'ettringite potentiellement responsable des gonflements pose une nouvelle fois des problèmes par rapport à la résolution des appareils d'analyse (*Scrivener & Lewis 1999*).

7.1.2 Essais d'expansion résiduelle

La réalisation d'essais d'expansion résiduelle est une technique couramment mise en œuvre dans le cadre d'expertises : une fois la dégradation macroscopique d'une structure constatée, on prélève des carottes pour lesquelles on cherche à mesurer les possibilités de gonflement résiduel. Les prélèvements sont effectués en des lieux estimés représentatifs des structures atteintes. On réalise par la suite un suivi dimensionnel en laboratoire (*Shayan & Quick 1992, Santos Silva et al. 2008*). Différentes méthodes expérimentales sont disponibles pour l'évaluation de cette caractéristique, que ce soit pour la RAG (*Fasseu 1997*) ou pour la RSI (*Pavoine & Divet 2009*). Ces méthodes permettent d'estimer le risque existant quant à la poursuite des dégradations de la structure expertisée. Pour certaines méthodes de re-calcul, cet essai constitue une donnée d'entrée en permettant la détermination des paramètres de cinétique et d'amplitude de la réaction de gonflement (*Fasseu & Mahut 2003, Li et al. 2004*) : on évalue ainsi le degré d'avancement de la réaction. Néanmoins, il est à noter que certaines méthodes de re-calcul considèrent cet essai comme peu pertinent dans le cas d'une RAG (*Sellier et al. 2008, Sellier et al. 2009*) : la méthode proposée consiste dans ce cas à l'évaluation du potentiel de gonflement de RAG résiduel pour chaque classe granulaire du matériau.

Dans le cas d'une concomitance entre RAG et RSI, différentes méthodes expérimentales doivent être envisagées pour évaluer les contributions délétères respectives des différentes réactions, la difficulté étant de permettre le développement d'une réaction tout en empêchant l'autre (*Martin et al. 2010*). De même, différentes techniques d'investigation peuvent être envisagées pour évaluer les expansions résiduelles de RSI et de RAG (*Fasseu 1997, Multon et al. 2008, Pavoine & Divet 2009*). (*Deschenes et al. 2009*) notent néanmoins que ce type d'essai conduit probablement à surévaluer les expansions résiduelles, les échantillons étant affranchis de l'état de contrainte qu'ils subissaient *in situ*. Afin de conclure sur ce point, des analyses détaillées de l'influence de l'état de contrainte sur le développement d'expansions se révèlent nécessaires en ce qui concerne la RSI

(couplée ou non à la RAG), à l'image des travaux de (*Multon & Toutlemonde 2006*) sur la RAG.

7.1.3 Suivi des structures

Le suivi (dimension et fissuration) des structures atteintes, outre le contrôle de l'évolution de leur état structurel, constitue un outil de base du diagnostic des ouvrages atteints d'une RGI. Ce type d'investigation permet d'évaluer la vitesse d'avancement des dégradations et fournit également des informations sur les effets structurels de la pathologie. Par ailleurs, un tel suivi permet également de calibrer les méthodes de re-calcul des ouvrages et ainsi d'établir une prédiction de l'état structurel (*Fasseu & Mahut 2003*).

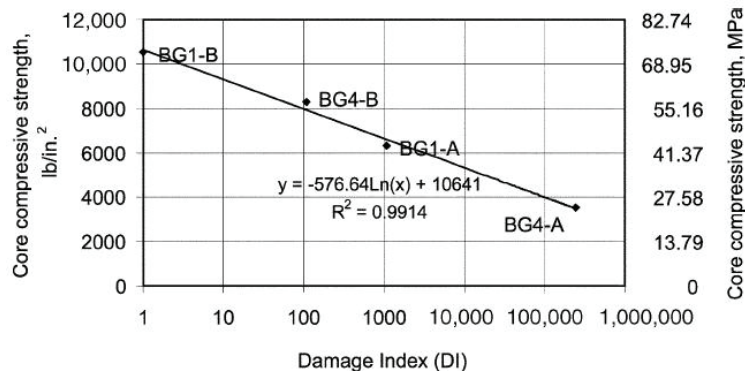


Figure 1-23 : corrélation entre Damage Index (DI) et résistance en compression (*Boenig et al. 2009*)

Ainsi, (*Boenig et al. 2009*) mettent en œuvre le Damage Index (DI) (somme des produits des longueurs de fissure par leur ouverture au carré dans un carré de 0,305 m de côté). Cette grandeur semble être corrélée avec la résistance en compression du matériau atteint (cf. Figure 1-23). D'autres indices de caractérisation de la fissuration existent dans la littérature (*Fasseu & Michel 1997*). Par ailleurs, l'instrumentation des structures afin d'évaluer les déplacements lors du développement de la pathologie (*Fasseu & Mahut 2003*, *Godart 2009*) se révèle être un outil très pertinent. Les données correspondantes sont d'ailleurs souvent utilisées pour calibrer les outils de re-calcul (*Baghdadi 2008*, *Grimal et al. 2008-b*, *Sellier et al. 2009*).

7.1.4 Conclusions

Le diagnostic de la RSI nécessite la mise en œuvre de nombreuses investigations afin de s'assurer des causes de dégradations. Ainsi, (*Scrivener & Skalny 2005*) indiquent que l'observation d'ettringite dans les fissures du matériau n'est pas un signe suffisant pour conclure à une RSI. Dans l'idéal, la combinaison des trois méthodes de diagnostic que sont l'analyse microstructurale, l'essai d'expansion (résiduelle ou sur béton reconstitué avec échauffement reconstitué) et le suivi dimensionnel de l'ouvrage fournit un ensemble de données cohérentes qu'il est possible de recouper pour s'assurer de la réalisation d'un diagnostic pertinent. A cet effet, (*Fasseu & Mahut 2003*) et (*Li et al. 2004*) définissent la méthode de gestion d'ouvrages atteints de RGI représentée par la Figure 1-24.

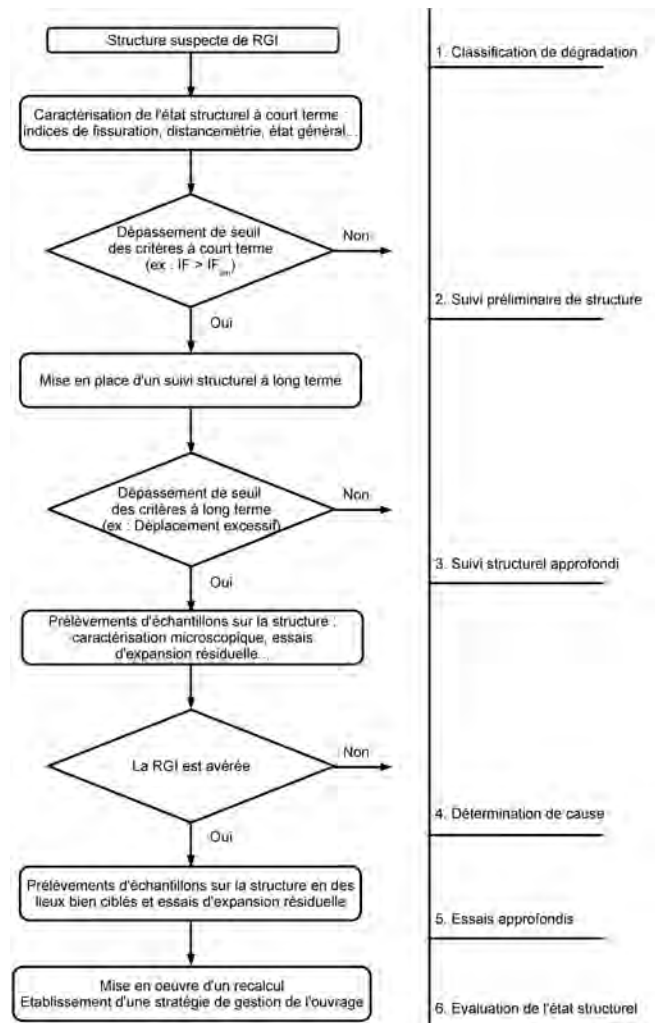


Figure 1-24 : logigramme de gestion des ouvrages atteints de RGI d'après (Li et al. 2004)

7.2 Prédiction de l'évolution de l'état des structures

Une fois que le diagnostic de RGI a été posé, la question de l'intégrité structurelle, de l'aptitude au service et de son évolution dans le temps se pose au gestionnaire d'ouvrage. Dans ce contexte, il est nécessaire de disposer d'outils de re-calcul des structures prenant en compte de manière réaliste et fiable les effets mécaniques des pathologies sur le comportement mécanique.

Afin d'élaborer une modélisation, différentes échelles peuvent être considérées en fonction de la façon dont les phénomènes pathogènes sont pris en compte. Devant la complexité de la réaction et les incertitudes subsistant encore à ce jour sur les mécanismes d'action de la RSI, une modélisation basée sur les connaissances des phénomènes chimiques à l'échelle microscopique semble très compliquée à mettre en œuvre à l'échelle d'une structure.

Certains modèles envisagent une approche mésoscopique des phénomènes. Dans ce cas, les composites cimentaires sont considérés comme des matériaux hétérogènes et leur comportement mécanique est étudié en considérant les comportements de chaque entité du composite. Cette approche est assez fréquemment mise en œuvre pour le cas de la RAG (Sellier et al. 1995, Sellier et al. 1996, Poyet et al. 2007, Naar 2009, Dunant & Scrivener

2010-a, Dunant & Scrivener 2010-b) et permet de comprendre à une échelle intermédiaire les effets d'une telle pathologie (Figure 1-25 par exemple). Une telle approche peut également être mise en œuvre en ce qui concerne la RSI comme l'ont montré (Scrivener et al. 2002).

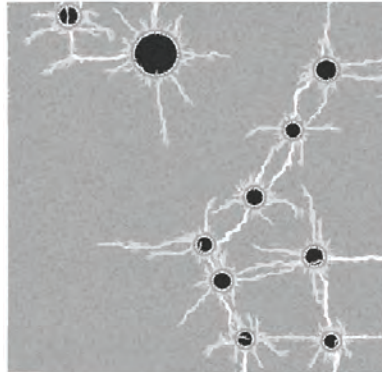


Figure 1-25 : estimation d'un faciès de fissuration par un modèle mésoscopique (cas de l'expansion d'un gel de RAG situé aux interfaces pâte/granulat– Dunant & Scrivener 2010-b)

Il est également possible d'envisager la formulation de modèles à l'échelle macroscopique. Ceux-ci reproduisent les effets de la pathologie à l'échelle du matériau et ont pour objectif général de modéliser le comportement mécanique des structures atteintes. Plusieurs modèles ont été développés pour la RAG parmi lesquels (Ulm et al. 2000, Li et al. 2004, Saouma & Perotti 2006, Comi et al. 2009, Grimal et al. 2010). (Baghdadi 2008) développe un modèle macroscopique spécifique à la RSI (Seignol et al. 2009). Basé sur le modèle développé par (Li et al. 2004) pour la RAG, il intègre une loi d'avancement des gonflements spécifique à la RSI ainsi qu'un couplage de l'amplitude finale des gonflements avec l'histoire thermique (Baghdadi et al. 2008-b). Il prend également en compte l'anisotropie intrinsèque (i.e. propre à la RSI) et induite (i.e. liée à l'application de chargements) des gonflements de RSI. Devant le manque de données expérimentales disponibles dans la littérature, certaines lois de couplages mises en œuvre dans ce modèle n'ont pu être calibrées vis-à-vis du comportement spécifique de la RSI (couplée ou non à la RAG). En particulier, par manque de données expérimentales sur les effets de l'humidité sur les gonflements de RSI dans les bétons, le couplage entre humidité et expansion introduit dans ce modèle n'a pu être explicitement calibré. Les recherches de (Graf 2007) et (Rust 2009) ont néanmoins mis en évidence la forte influence de ce paramètre sur les expansions de RSI dans des barres de mortier. Le cas d'une concomitance entre RSI et RAG a également révélé un comportement singulier vis-à-vis de l'humidité (Rust 2009). Il convient donc de disposer de résultats spécifiques à cet aspect pour des bétons afin de calibrer finement de telles lois de couplage. Des données sur l'influence de l'état de contrainte sur l'anisotropie des gonflements se révèlent également nécessaires.

L'application de ce type de modèle permet d'estimer l'état de l'intégrité structurelle d'un ouvrage atteint d'une RGI (cf. Figure 1-26) et d'en prédire l'évolution dans le temps, l'objectif final étant de fournir des réponses concrètes au gestionnaire d'ouvrage sur les questions de sécurité, d'aptitude au service et de durabilité des structures. Ces modèles nécessitent de disposer de données d'entrée telles que l'histoire thermique du matériau, les conditions d'exposition climatiques, la caractérisation du comportement expansif du matériau etc. En outre, ils intègrent des lois de couplage caractérisant l'effet des « conditions de vie » des ouvrages sur le développement des gonflements (contraintes, température, humidité, fluage...). Ainsi, le développement de ces approches nécessite de

disposer de bases de données expérimentales détaillées permettant de fournir les données d'entrée nécessaires au bon fonctionnement des modèles, de formuler et de valider les lois de couplages caractérisant les influences de l'environnement sur les gonflements et enfin de valider les réponses numériques apportées par les modèles en confrontant les prédictions à des résultats expérimentaux de qualité contrôlée.

De telles bases de données semblent aujourd'hui assez bien renseignées pour le cas de la RAG (citons par exemple *Toutlemonde et al. 2004*). Pour la RSI, des données complémentaires à celles déjà proposées par (*Graf 2007*) et (*Rust 2009*) pour les couplages humidité/gonflement et (*Burgher et al. 2008*) pour les couplages entre contraintes et expansions se révèlent nécessaires. Par ailleurs, la poursuite de l'étude des dégradations des performances mécaniques au cours des gonflements à l'image des travaux de (*Brunetaud 2005*) permettrait d'affiner les lois de couplages déjà formulées sur ce point. Enfin, des suivis structurels en laboratoire et *in situ* (comme ceux de *Boenig et al. 2009*, *Bae et al. 2009*, *Deschenes et al. 2009*) doivent permettre d'alimenter des bases de données nécessaires à la compréhension du fonctionnement des structures atteintes de RSI d'une part et à la calibration des méthodes de re-calcul d'autre part.

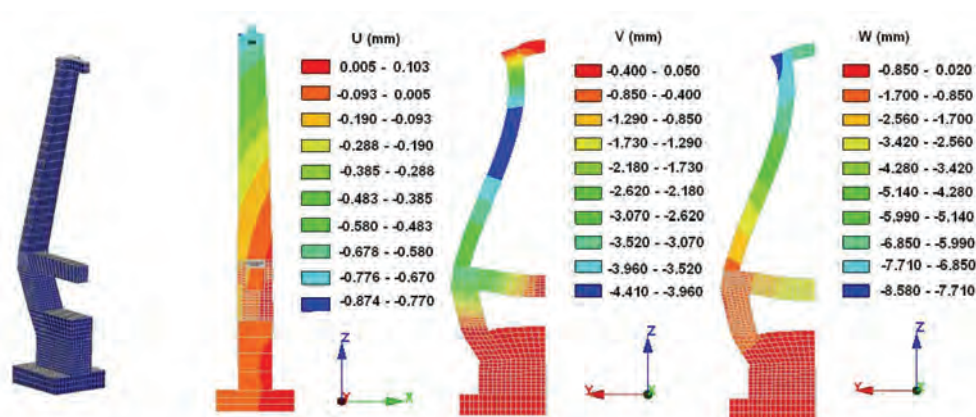


Figure 1-26 : exemple d'application du modèle de (*Baghdadi 2008*) au recalcul d'un pylône de pont à haubans atteint de RSI

8 Conclusions

On a résumé dans ce chapitre les principales connaissances disponibles actuellement sur la RSI. La première difficulté concernant cette pathologie réside dans la définition de sa dénomination. La revue de la littérature indique que les divergences de point de vue des différents auteurs sur les mécanismes impliqués dans le cadre d'une RSI posent des problèmes de définition précise de la pathologie. Dans ce mémoire, le terme de RSI est rattaché à l'attaque sulfatique interne faisant suite à un échauffement du matériau, conformément à la définition proposée par (*Scrivener & Skalny 2005*) à l'issue du comité technique 186 de la RILEM sur les attaques sulfatiques internes.

L'étude des propriétés de l'ettringite a montré que la stabilité de cette espèce dépend fortement de la composition chimique du système dans lequel elle précipite et de la température. La disparition de l'ettringite à haute température ne semble pas être le fruit d'une instabilité thermique mais le résultat d'une redistribution des sulfates et des aluminates dans d'autres phases telles que les CSH. L'étude bibliographique a également montré qu'il convient d'associer à la notion de stabilité celle de cinétique : ainsi, une espèce estimée thermodynamiquement instable peut subsister pendant une longue période

dans un système si sa cinétique de transformation est très lente. Ceci semble expliquer la présence de monosulfate dans certains matériaux cimentaires traités thermiquement bien qu'ils soient considérés comme instables à température ambiante.

L'étude de la théorie de la pression de cristallisation met en évidence la possibilité de développer des efforts sous les effets de la précipitation de l'ettringite en milieu confiné. Les pressions ainsi développées sont le résultat d'une sursaturation de la solution interstitielle vis-à-vis de l'ettringite conduisant à la nucléation puis à la croissance de cristaux. Si le site de cristallisation est suffisamment spacieux, l'ettringite peut croître sans appliquer d'efforts. En revanche, en espace confiné et sous réserve que le degré de sursaturation soit suffisant, des efforts considérables peuvent être transmis au matériau.

Les mécanismes mis en jeu lors du gonflement sont l'objet de controverses. Deux écoles de pensée principales s'opposent. La première considère que les gonflements sont le fruit de la formation d'ettringite au droit des interfaces pâte – granulat. L'influence de la nature des granulats sur les expansions semble en accord avec cette théorie. Néanmoins, il semble que les degrés de sursaturation en ces lieux ne soient pas suffisants pour développer des efforts résultant en une expansion du matériau (même si la prise en compte de concepts issus de la mécanique de la rupture semble pouvoir apporter des éléments de réponse). La seconde théorie suggère un gonflement homogène de la pâte, souvent considéré comme étant le fruit de la précipitation d'ettringite dans de très petits pores (quelques dizaines de nanomètres). Cette théorie semble en accord avec les concepts de pression de cristallisation. Par ailleurs, le gonflement de pâtes de ciment traitées thermiquement montre que la présence de granulats n'est pas indispensable à l'apparition d'expansions. Les détracteurs de cette théorie indiquent néanmoins que les faciès de fissuration des matériaux atteints de RSI semblent souvent en contradiction avec l'hypothèse de gonflement homogène de la pâte.

La RSI est un phénomène dépendant de nombreux paramètres. Dans un premier temps, la composition du ciment se révèle être un paramètre critique vis-à-vis du risque de gonflement car elle conditionne non seulement la quantité d'ettringite qu'il est possible de créer (correspondant à un potentiel de gonflement d'origine chimique) mais également la quantité et la nature des silicates de calcium hydratés (CSH) qui jouent un rôle déterminant dans les gonflements par leur capacité à mobiliser les sulfates et les aluminates durant la cure thermique puis à les relâcher lors du refroidissement. Par ailleurs, la teneur en C_3A se révèle également particulièrement critique : outre les aluminates que cette espèce apporte dans le système, elle conditionne également en grande partie la quantité de chaleur dégagée lors de l'hydratation du ciment et influe donc sur l'élévation de température conséquente au coulage d'une pièce massive.

La présence d'alcalins en plus ou moins grande quantité conditionne également le comportement expansif des matériaux. Les alcalins influent sur la stabilité des hydrates formés dans un système cimentaire (y compris l'ettringite) et modifient ainsi l'état chimique du système. De plus, la présence d'alcalins joue sur les facultés des sulfates à être solubilisés et/ou adsorbés par les CSH et conditionne donc la disponibilité des sulfates pour la formation différée d'ettringite. A long terme, la lixiviation de ces espèces lors d'une conservation du matériau dans un milieu d'humidité élevée se révèle être de première importance en favorisant voire en déclenchant le développement des gonflements.

L'histoire thermique du matériau présente une importance de premier ordre vis-à-vis du risque de RSI. L'étude bibliographique réalisée indique que, pour la majorité des auteurs, la RSI ne peut se développer en l'absence d'une élévation de température (d'où la

définition que nous avons adoptée). Cet échauffement peut être le fruit d'un procédé de préfabrication, de l'échauffement du matériau sous les effets de l'hydratation dans une pièce massive ou plus rarement d'un échauffement tardif dans le cas de colis de stockage de déchets radioactifs par exemple. La majorité des recherches menées établissent un seuil de « déclenchement » de la RSI voisin de 65-70°C. Néanmoins, l'analyse menée dans ce chapitre a montré que l'influence de la température est complexe et varie avec la composition du matériau considéré. Ce seuil ne peut donc être considéré comme fixe. D'une manière générale, les amplitudes de gonflement semblent augmenter avec la température et sa durée d'application jusqu'à un certain point au delà duquel on observe une diminution des expansions attribuée à la formation de nouveaux hydrates (comme les hydrogrenats) diminuant le potentiel de formation d'ettringite différée. La température de conservation du matériau joue également un rôle sur le développement des expansions : si l'amplitude semble diminuer avec l'augmentation de la température de stockage, les cinétiques semblent être accélérées. Ceci n'est néanmoins valable que jusqu'à une certaine température au delà de laquelle plus aucun gonflement n'est observé.

L'abondance d'humidité conditionne également le caractère expansif des matériaux. Les gonflements sont en général d'autant plus importants que l'humidité ambiante est élevée. Certains auteurs mettent en évidence un comportement à seuil dont la valeur est estimée entre 90 % et 92 % HR.

La microstructure de la pâte de ciment influe sur les cinétiques et les amplitudes de gonflement. D'une manière générale, une augmentation du volume des vides semble accélérer les cinétiques de gonflement en facilitant les échanges ioniques mais conduit la plupart du temps à une diminution des amplitudes de gonflement en fournissant des vases d'expansion permettant la précipitation d'ettringite sans développement de pressions. Il est à noter que l'influence de ce paramètre semble présenter un effet de pessimum : si l'augmentation du volume des vides dans le matériau est trop importante, la précipitation de l'ettringite peut alors se faire librement et conduit à la disparition de l'expansion.

La RSI est souvent couplée à d'autres mécanismes délétères. Pour ceux résultant en une microfissuration du matériau, le couplage semble mécanique et lié aux transferts hydrique ce qui favorise les échanges ioniques tout en facilitant la formation d'ettringite dans des espaces non confinés. Le cas de la concomitance avec la RAG semble particulier : si un couplage mécanique par la fissuration qu'elle induit semble indéniable, la consommation des alcalins pour la formation de gels de RAG induit également un couplage chimique favorisant probablement la précipitation d'ettringite de manière localisée, à proximité des granulats réactifs.

L'effet des contraintes sur le développement des gonflements a également été étudié. S'il est reconnu que l'application de contraintes a un effet sur le développement des gonflements et leur orientation, les données expérimentales sur ce point semblent aujourd'hui assez rares et des recherches complémentaires se révèlent nécessaires.

La RSI correspond à une expansion des matériaux atteints conduisant à une dégradation des performances mécaniques. Ainsi, on observe une diminution du module d'élasticité et de la résistance en compression (caractéristiques les plus souvent étudiées) d'autant plus importante que les gonflements sont sévères. A notre connaissance, les effets à l'échelle d'une structure semblent aujourd'hui encore relativement peu étudiés.

Un des enjeux vis-à-vis de la RSI est de disposer de méthodes permettant de valider le choix de matériaux cimentaires sans risques de développer cette pathologie. A cet effet, des formules prédictives ont été mises au point par différentes équipes. De par leur caractère empirique et leur mode de mise au point basé sur l'étude d'une population limitée

de matériaux, leur champ d'application est en général restreint à des compositions proches de celles considérées dans le cadre des travaux correspondants. Néanmoins, ces relations peuvent être utilisées en première approche comme des indicateurs du risque de gonflement. Elles présentent également l'avantage d'être peu coûteuses en temps.

Parallèlement à ces méthodes analytiques, différents essais performantiels ont été mis au point. Par rapport aux formules prédictives, les techniques expérimentales présentent l'intérêt de caractériser un matériau similaire voire identique à celui dont on souhaite valider l'utilisation (si possible en se plaçant dans des conditions d'échauffement identiques à l'application visée). En revanche, les temps de mise en œuvre inhérents aux cinétiques de développement des réactions rendent souvent ces essais d'utilisation difficile dans des conditions de délais réduits. Certaines techniques permettent d'accélérer les phénomènes chimiques et donc de diminuer le temps de réponse relatif à ces essais. En contrepartie, les essais sont alors souvent jugés trop sévères et sont parfois suspectés de conclure à un comportement expansif pour des matériaux ne posant aucun problème *in situ*.

Enfin, il apparaît nécessaire de disposer d'outils permettant de diagnostiquer la pathologie et de prédire l'évolution des structures atteintes. La RSI étant une pathologie découverte relativement récemment, certains de ces outils doivent encore être améliorés et validés afin de permettre une gestion efficace des ouvrages de Génie Civil.

Si de nombreuses études ont été menées au cours des dernières années et ont permis des avancées considérables dans le domaine de la RSI, beaucoup de questions restent aujourd'hui en suspens. Ainsi, les couplages existant entre les gonflements et les paramètres environnementaux (au sens large) restent souvent à déterminer et/ou à quantifier (contraintes, température etc.). La compréhension de ce type de dégradation se révèle être déterminant dans le contexte actuel où la durabilité est de rigueur (*Scrivener 2008*). Par ailleurs, la mise au point et/ou la validation des outils numériques de re-calcul d'ouvrages atteints de RGI nécessitent de disposer de bases de données expérimentales complètes permettant de décrire quantitativement certains couplages, de disposer des données d'entrée des modèles et de confronter leurs prédictions à des comportements mécaniques réels.

Plus spécifiquement, compte tenu de leur incidence quantitative dans les simulations (*Baghdadi 2008*), les aspects de couplage des expansions de RSI avec les paramètres que sont l'histoire thermique au jeune âge, l'humidité environnante et l'état de contrainte dans le matériau semblent devoir être caractérisés prioritairement. Par ailleurs, les différents types de couplages possibles mis en évidence dans le cas d'une concomitance entre la RSI et la RAG soulèvent de nombreuses questions auxquelles il convient de répondre afin de pouvoir prédire de manière précise et fiable le comportement des ouvrages atteints qui présentent fréquemment des deux pathologies.

Le travail de thèse présenté dans la suite de ce mémoire s'est particulièrement attaché à apporter cette contribution à la compréhension quantitative des effets mécaniques de la RSI, tant par l'analyse expérimentale à l'échelle du matériau que par la mise en évidence par l'analyse expérimentale du fonctionnement de structures modèles.

Chapitre 2 Programme expérimental : définition, mise au point, qualifications et fabrications

1	Définition du programme expérimental	99
1.1	Objectifs généraux du programme	99
1.2	Programme expérimental	100
1.2.1	Réactivité des matériaux	100
1.2.2	Caractérisation des effets de la RSI à l'échelle du matériau : essais sur éprouvettes 101	101
1.2.2.1	Quantification des couplages entre humidité et gonflements	102
1.2.2.1.1	Essais de gonflement libre	102
1.2.2.1.2	Essais d'expansion résiduelle : influence de l'échéance de carottage	104
1.2.2.1.3	Investigations complémentaires	106
1.2.2.2	Quantification des couplages entre contraintes et gonflements	107
1.2.2.3	Suivi des performances mécaniques	109
1.2.2.4	Caractérisation de la lixiviation des alcalins	110
1.2.2.4.1	Phase de cure thermique	110
1.2.2.4.2	Phase de suivi des corps d'épreuve	111
1.2.3	Caractérisation des effets mécaniques de la RSI à l'échelle de la structure : essais sur poutres	112
1.2.3.1	Description des corps d'épreuve	112
1.2.3.2	Conditions de conservation	113
1.2.3.3	Données collectées	114
1.2.3.3.1	Suivi mécanique	114
1.2.3.3.2	Suivi hydrique	115
1.2.3.3.3	Suivi thermique	115
1.2.3.4	Echéance de démarrage des essais	116
1.2.4	Synthèse	116
2	Mises au point, qualification et méthodes	119
2.1	Matériaux	119
2.1.1	Formulation des matériaux	119
2.1.1.1	Cahier des charges	119
2.1.1.1.1	Performances visées	119
2.1.1.1.2	Constituants	119
2.1.1.2	Formulation	120
2.1.2	Caractérisation exothermique	121
2.1.3	Caractérisation mécanique	122
2.1.3.1	Performances mécaniques	122
2.1.3.2	Coefficient de dilatation thermique	122
2.1.3.3	Masse volumique	123
2.1.4	Caractérisation microscopique	123
2.2	Potentiel de RSI d'origine thermique : application d'une cure thermique	125
2.2.1	Objectifs	125
2.2.2	Mise au point théorique : cahier des charges	125
2.2.2.1	Humidité	125
2.2.2.2	Histoire thermique des poutres et des éprouvettes	125
2.2.2.3	Palier de température	126
2.2.2.3.1	Durée	126
2.2.2.3.2	Température	127
2.2.2.4	Refroidissement	129
2.2.2.5	Conclusion : définition du traitement thermique	129

2.2.3	Validation théorique : modélisation du traitement thermique	131
2.2.3.1	Caractéristiques des modèles	131
2.2.3.2	Réponse thermique d'une poutre – formule R1	131
2.2.3.3	Effets de l'inertie thermique : influence des dimensions des corps d'épreuve ..	133
2.2.3.4	Robustesse du traitement thermique	133
2.2.3.5	Risque de fissuration d'origine thermique	134
2.2.3.6	Conclusions.....	135
2.2.4	Réalisation expérimentale : méthodes et validation.....	135
2.2.4.1	Dispositif expérimental.....	135
2.2.4.1.1	Système de cure thermique	135
2.2.4.1.2	Performances.....	136
2.2.4.1.3	Réalisation expérimentale de la cure thermique.....	136
2.2.4.2	Réponse thermique expérimentale d'une poutre – formule R1	137
2.2.4.3	Maîtrise des effets d'échelle	140
2.2.4.4	Robustesse du traitement thermique	141
2.2.4.5	Répétabilité du traitement thermique.....	143
2.2.4.6	Prévention de la lixiviation des alcalins.....	144
2.2.5	Conclusions	145
2.3	Qualification des moyens expérimentaux	146
2.3.1	Suivis dimensionnels	146
2.3.1.1	Essais sur éprouvettes	146
2.3.1.1.1	Suivi dimensionnel par extensométrie à pointeaux – essais de gonflement libre	146
2.3.1.1.2	Suivi dimensionnel par robot semi-automatique – essais de gonflement sous contraintes	147
2.3.1.2	Essais sur poutres.....	150
2.3.1.2.1	Instrumentation externe.....	150
2.3.1.2.2	Instrumentation interne	152
2.3.1.2.3	Traitement des données.....	154
2.3.2	Contrôle des conditions de conservation et suivi hydrique.....	155
2.3.2.1	Conditions de conservation.....	155
2.3.2.1.1	Salle à « 38°C / 30 % HR ».....	155
2.3.2.1.2	Réacteurs à 100 % HR	155
2.3.2.1.3	Scellement hydrique.....	156
2.3.2.1.4	Conservation en eau	156
2.3.2.2	Suivi hydrique des poutres.....	156
2.3.2.2.1	Capteurs d'humidité relative	156
2.3.2.2.2	Suivi de la teneur globale en eau : pesée.....	157
2.3.2.2.3	Suivi de la teneur locale en eau : méthode de gammadensimétrie	158
3	Retour d'expérience des fabrications	159
3.1	Fabrications des bétons	159
3.2	Traitement thermique.....	163
3.2.1	Dispositif de cure thermique.....	163
3.2.2	Traitement thermique des poutres	164
3.2.3	Lixiviation des alcalins	167
3.3	Conclusions	168

1 Définition du programme expérimental

1.1 Objectifs généraux du programme

La gestion des ouvrages atteints de RSI nécessite de disposer d'outils permettant d'établir des diagnostics fiables et d'outils de re-calcul des structures concernées afin d'évaluer leur intégrité structurelle, leur aptitude au service et leur durabilité à un instant donné et de prédire leur évolution dans le temps. Pour cela, il est nécessaire de comprendre finement les effets mécaniques de cette pathologie à l'échelle du matériau mais également à celle d'une structure. Afin de constituer une base de données expérimentales sur les effets mécaniques de la RSI permettant d'apporter des éléments de réponses à ces questions, le programme expérimental correspondant aux travaux présentés dans ce mémoire ambitionne principalement d'apporter des éléments de réponse aux interrogations suivantes :

- Quantifier les effets de l'humidité sur le développement de réactions sulfatiques internes :

Cet objectif découle des résultats de suivis d'ouvrages (*Mielenz et al. 1995, Lawrence et al. 1999, Divet 2003, Godart 2006, Boenig et al. 2009*) mettant en évidence des dégradations plus importantes dans les zones les plus humides (fondations en sol humide, piles d'ouvrage dans un cours d'eau) et/ou soumises à des cycles d'humidification/séchage (piles de pont en zone de marnage, chevêtres exposés aux eaux de ruissellement). De même, dans le cas de structures massives, la possibilité de maintenir à cœur une humidité élevée pendant de longues périodes peut induire des risques d'expansion qu'il convient d'étudier. Les études menées en laboratoire sur ce point se révèlent en accord avec les observations *in situ*, indiquant une augmentation des expansions avec l'humidité ambiante (*Diamond 2000, Famy et al. 2001, Graf 2007*). Le contrôle de l'humidité ambiante semble ainsi être un des moyens utiles au contrôle des expansions même s'il se révèle être difficile à mettre en œuvre (*Kretz et al. 2007*) ;

- Quantifier l'influence des contraintes appliquées sur les gonflements :

Toute partie d'ouvrage est soumise à un état de contrainte inhérent au fonctionnement de la structure. A l'instar des phénomènes observés pour la Réaction Alkali-Granulat (RAG) étudiée par S. Multon (*Multon 2004*), le programme expérimental vise à quantifier les couplages éventuels entre contraintes et gonflements et donc à caractériser l'anisotropie induite éventuelle des phénomènes de RSI (*Multon & Toutlemonde 2006*) ;

- Disposer de données sur structures simples pour valider des méthodes de re-calcul :

Afin de valider les outils numériques développés par exemple par (*Baghdadi et al. 2007-b*), le programme expérimental a pour ambition de générer des données sur structures simples soumises à des conditions de chargement climatique (humidité, température) et mécanique variables et contrôlées dans le temps et dans l'espace ;

- Etudier le cas de la superposition RAG-RSI :

Les observations *in situ* mettent souvent en évidence une concomitance des phénomènes de RAG et de RSI (*Mielenz et al. 1995, Shayan & Ivanusec 1996, Meland et al. 1997, Santos Silva et al. 2008*). L'étude bibliographique a ainsi montré l'existence de couplages chimiques et mécaniques entre ces deux pathologies (cf. Chapitre 1). Une partie du programme expérimental a donc comme finalité l'étude de ces phénomènes en accord avec les trois objectifs mentionnés précédemment.

Le programme expérimental élaboré dans le cadre d'un partenariat LCPC-EDF s'inspire de celui réalisé dans le cadre de la thèse de S. Multon sur l'étude de la RAG (Multon 2004). Ces deux pathologies ayant des effets macroscopiques proches, cette démarche a semblé intéressante sur plusieurs plans : ceci permet d'une part de disposer du retour d'expérience des essais déjà réalisés (moyens de mesure, installations, techniques de mise en œuvre) et d'autre part d'envisager des comparaisons entre les résultats de la présente étude et ceux de (Multon 2004).

Une grande partie des moyens expérimentaux de (Multon 2004) a été réutilisée en veillant à tenir compte des amplitudes de gonflement considérablement plus importantes pour la RSI. Ainsi, pour les mesures de déplacements et de déformations, l'ensemble de l'instrumentation a été redimensionnée pour pouvoir mesurer des déformations de l'ordre de 1,5 %.

Afin d'évaluer les effets de la pathologie en fonction de l'amplitude et des cinétiques de réaction, différentes réactivités de formules ont été envisagées.

Des expérimentations sur éprouvettes ont été prévues pour caractériser les effets de la pathologie à l'échelle du matériau. Une première famille d'éprouvettes est utilisée pour quantifier les couplages existant entre humidité et gonflements en mesurant les déformations d'éprouvettes de béton pour différentes conditions d'exposition à l'humidité. Une seconde famille d'éprouvettes permet de quantifier l'influence de l'état de contraintes existant dans le matériau sur le développement des gonflements de RSI. Pour cela, on mesure les déformations d'éprouvettes soumises à différents états de contraintes tridimensionnels par l'intermédiaire de bâtis de fluage et/ou d'anneaux d'étreinte. Enfin, une dernière série d'éprouvettes est dédiée au suivi des performances mécaniques (module d'Young, coefficient de Poisson, résistances en compression et en traction).

Afin de disposer de données sur structures simples pour la validation de méthodes de re-calcul, des poutres armées ou non sont fabriquées et soumises à des conditions d'exposition à l'humidité variables dans le temps et dans l'espace. Les déformations de ces structures sont suivies de manière locale et globale. Une caractérisation locale et globale de la teneur en eau a également été prévue. La réalisation de mesures à différentes échelles permet d'une part de disposer de données précises à confronter aux résultats des modèles de calcul, et d'autre part d'évaluer les couplages existant entre les conditions de conservation des corps d'épreuve et les effets mécaniques de la RSI.

1.2 Programme expérimental

1.2.1 Réactivité des matériaux

Trois formulations de béton sont mises en œuvre pour chaque type de corps d'épreuve considéré :

- une formulation voulue Non Réactive (NR) devant servir de témoin et permettant de discerner vieillissement naturel et phénomènes pathologiques du béton dans les conditions expérimentales envisagées ;
- une formulation réactive vis-à-vis de la RSI (R1) ;
- une formulation réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG (R2).

Les différentes réactivités sont obtenues par combinaison de ciments potentiellement réactifs vis-à-vis de la RSI (la réactivité étant évaluée sur la base de la composition) et de granulats réactifs ou non vis-à-vis de la RAG.

Ces trois formules doivent être similaires en termes de résistance et de porosité et ce afin de faciliter les comparaisons des résultats correspondant aux différents corps d'épreuve. En particulier, un affaissement de l'ordre de 10 ± 2 cm est visé. La résistance en compression souhaitée est de l'ordre de 40 MPa à 28 jours. Le détail de la formulation et de la fabrication des bétons est donné en section 2.

Pour générer les gonflements de RSI, l'ensemble des corps d'épreuve est soumis à une cure thermique. Celle-ci a pour objectif de simuler les conditions régnant au cœur d'une pièce massive (pile ou chevet de pont, élément de barrage...) après coulage quand les dispositions appropriées pour limiter la température n'ont pas été prises (*Kretz et al. 2007*). La température étant un paramètre déterminant pour le développement de RSI (notamment en termes de cinétique et d'amplitude des déformations), ce traitement thermique devra être le plus similaire possible pour l'ensemble des corps d'épreuve, quelles que soient les considérations de composition et géométrie des corps d'épreuve.

Après cure et instrumentation, les corps d'épreuve sont conservés à une température de 38°C afin d'accélérer les phénomènes de RAG (*Larive 1998*) et de séchage (*Multon & Toutlemonde 2004*), le cas échéant.

Contrairement à nos attentes initiales, l'application d'une cure thermique représentative d'une pièce massive à la formule NR a conduit au développement de gonflements (cf. Chapitre 3). Pour pallier ce problème, une formulation « alternative » ou Béton Témoin (noté BT) a été ajoutée au programme. Il s'agit d'une formule de composition identique à NR mais non soumise à la cure thermique. Néanmoins, pour reproduire les conditions de cure hydrique des autres matériaux, les corps d'épreuve mettant en œuvre la formule BT ont été conservés en eau à 20°C pendant une période d'une durée identique au traitement thermique (soit environ une semaine).

Si cette technique expérimentale permet effectivement de disposer d'un matériau ne développant aucune expansion, elle conduit néanmoins à la fabrication de matériaux de microstructure différente (*Kjelssen & Detwiler 1992, Paul & Glasser 2000, Famy et al. 2002-b*).

Par ailleurs, afin d'évaluer le potentiel de gonflements de RAG en l'absence de cure thermique, la formule R3 a été mise en œuvre. Ce matériau de composition identique à R2 n'est soumis à aucun traitement thermique mais est conservé en eau à 20°C pendant une période d'une durée identique au traitement thermique. Une fois de plus, ce type de cure nécessaire pour éviter le développement de RSI conduit (malgré une formulation identique) à la fabrication de matériaux de microstructure différente.

1.2.2 Caractérisation des effets de la RSI à l'échelle du matériau : essais sur éprouvettes

La réalisation d'essais à l'échelle du matériau (i.e. sur des corps d'épreuve dont le volume est suffisamment petit pour qu'on puisse considérer l'état de contrainte et les variables internes comme homogènes) permet de comprendre les mécanismes d'action d'une pathologie telle que la RSI. Ce type d'expérimentation permet de quantifier les couplages pouvant affecter le développement des expansions (humidité, contraintes, température...), de caractériser les propriétés des matériaux (utilisation de volumes élémentaires représentatifs, le béton étant un matériau composite et donc hétérogène) mais également de disposer de données d'entrée pour la validation de méthodes de re-calcul

(courbes de gonflement libre par exemple pour le modèle développé par [Baghdadi 2008]). Cette section décrit les essais mis en œuvre à cette échelle dans le cadre de nos travaux.

1.2.2.1 Quantification des couplages entre humidité et gonflements

1.2.2.1.1 Essais de gonflement libre

1.2.2.1.1.1 Cas des formules NR, R1 et R2

Description des corps d'épreuve :

Dans ces essais, les corps d'épreuve, appelés également éprouvettes de gonflement libre, ont pour objectif de caractériser l'influence de l'humidité sur l'amplitude et la cinétique des gonflements de RSI. Il s'agit de cylindres 11-22 ($\varnothing = 11$ cm, H = 22 cm) obtenus par carottage dans des blocs (28x28x22,5 cm). Les corps d'épreuve sont placés au cours des essais dans différentes conditions d'exposition à l'humidité afin de quantifier les couplages entre ce paramètre et les gonflements de RSI.

L'utilisation d'éprouvettes carottées (par opposition aux éprouvettes moulées) a pour objectif d'obtenir une répartition homogène des granulats dans les corps d'épreuve (Sedran & de Larrard 1994) et ainsi éviter des effets de peau pour les phénomènes de RAG pilotés par la taille des granulats (Larive 1998, Multon 2004) ou pour ceux de RSI si on considère que le siège des gonflements est localisé (totalement ou partiellement) aux interfaces pâte-granat. Ceci permet également de reprendre le principe des essais d'expansion résiduelle sur carotte extraite d'un ouvrage (Fasseu 1997, Godart 2006, Multon et al. 2008). Dans ces essais, les cylindres 11-22 sont carottés dans des blocs de béton après 28 jours de cure sous trois couches d'aluminium autoadhésif constituant une protection vis-à-vis de la dessiccation (Toutlemonde & Le Maou 1996).

Conditions de conservation :

Les éprouvettes de gonflement libre sont soumises à différentes conditions hydriques successives (cf. Tableau 2-1). Le changement des conditions hydriques pour chaque type d'éprouvette est réalisé lorsque la stabilisation des gonflements dans la première configuration est atteinte, i.e. après 538 jours d'exposition. La durée de la première phase d'exposition a été déterminée pour permettre aux matériaux d'atteindre un état hydrique stationnaire. La température de conservation est constante et égale à 38°C.

Tableau 2-1 : conditions de conservation des éprouvettes de gonflement libre

	Conditions de conservation avant équilibre (538 jours)	Conditions de conservation après équilibre
Groupe 1	Immersion	Séchage à 30 % HR
Groupe 2	100 % HR	Séchage à 30 % HR
Groupe 3	Scellement	Immersion
Groupe 4	Séchage à 30 % HR	Immersion

Données collectées :

Les corps d'épreuve sont équipés de bases d'extensométrie à pointeaux (base de mesure 100 mm) sur trois génératrices disposées à 120° suivant une méthode similaire à

l'essai performantiel RSI (*Pavoine & Divet 2007*) ou aux essais d'expansion résiduelle (*Fasseu 1997, Pavoine & Divet 2009*). Un suivi des variations relatives de masse des éprouvettes par pesée est également réalisé. Afin d'obtenir des données statistiquement représentatives, quatre corps d'épreuve identiques sont fabriqués par formule de béton, échéance de carottage et condition de conservation soit 48 éprouvettes au total (3 formules de béton, 4 conditions de conservation, 4 corps d'épreuve par configuration).

Nomenclature :

La nomenclature définie pour ces corps d'épreuve est la suivante :

- Premier champ : formule de béton de l'éprouvette,
- Deuxième champ : conditions de conservation de l'éprouvette (S = scellée [3 couches d'aluminium autoadhésif], I = immergée, H30 = en séchage à 30 % HR, H100 = à 100 % HR),
- Troisième champ : type d'essai auquel est affectée l'éprouvette (GL = gonflement libre),
- Quatrième champ : échéance de carottage (en jours),
- Cinquième champ : numéro de repérage de l'éprouvette.

NR	_	I-H30	_	GL	_	28	_	1
R1		H100-H30						2
R2		S-I						3
		H30-I						4

Figure 2-1 : nomenclature des éprouvettes de gonflement libre

1.2.2.1.1.2 Cas des formules BT et R3

Pour ces essais, les méthodes de préparation des corps d'épreuve et les données collectées sont identiques au cas de la section 1.2.2.1.1.1. Comme pour les éprouvettes de gonflement libre NR, R1 et R2, différentes conditions de conservation sont considérées (cf. Tableau 2-2). Seules les conditions hydriques extrêmes ont été considérées (immersion et séchage – 16 éprouvettes au total) pour des questions de capacité de suivi simultané des mesures. Les corps d'épreuve sont conservés à une température constante de 38°C.

Tableau 2-2 : conditions de conservation des éprouvettes de gonflement libre

	Conditions de conservation avant équilibre (538 jours)	Conditions de conservation après équilibre
Groupe 1	Immersion	Séchage à 30 % HR
Groupe 2	Séchage à 30 % HR	Immersion

La nomenclature définie pour ces corps d'épreuve est la suivante :

- Premier champ : formule de béton de l'éprouvette,
- Deuxième champ : conditions de conservation de l'éprouvette (I = immergée, H30 = en séchage à 30 % HR),
- Troisième champ : type d'essai auquel est affectée l'éprouvette (GL = gonflement libre),
- Quatrième champ : échéance de carottage (en jours),
- Cinquième champ : numéro de repérage de l'éprouvette.

BT	_	I-H30	_	GL	_	28	_	1
R3		H30-I						2
								3
								4

Figure 2-2 : nomenclature des éprouvettes de gonflement libre BT et R3

1.2.2.1.2 Essais d'expansion résiduelle : influence de l'échéance de carottage

Description des essais et des corps d'épreuve :

Les essais d'expansion résiduelle font partie des outils très fréquemment mis en œuvre lors d'expertises d'ouvrages atteints de réaction(s) de gonflement(s) interne(s) (*Multon et al. 2008*). Ils permettent notamment d'estimer si les désordres liés à une réaction de gonflement interne sont susceptibles de s'accroître dans le futur ou si ceux-ci sont déjà stabilisés. Cet essai constitue une des principales données d'entrée de certaines méthodes de re-calcul (*Li et al. 2004, Baghdadi 2008*). Ainsi, des méthodes d'essai d'expansion résiduelle sur des carottes extraites d'ouvrages ont été mises au point parmi lesquelles (*Fasseu 1997*) pour la RAG et (*Pavoine & Divet 2009*) pour la RSI.

Ce programme expérimental prévoit une série d'expériences pour évaluer les effets de l'échéance de carottage sur le développement de gonflements. Lors des fabrications, on coule, pour chaque condition de conservation hydrique (immersion, 100 % HR, scellement aluminium et 30 % HR), un bloc identique à celui destiné aux carottages des corps d'épreuve de gonflement libre (réalisés à une échéance de 28 jours après coulage, cf. section 1.2.2.1.1). Ces blocs supplémentaires sont soumis à la même cure thermique. Les matériaux constitutifs des blocs destinés aux essais de gonflement libre (carottage à 28 jours) et des blocs destinés à l'étude des effets de l'âge de carottage (carottage à 90 jours – échéance à laquelle on a estimé au moment de la conception des essais que les gonflements se seraient développés de manière significative) présentent donc le même potentiel de gonflement. Durant toute la période de cure précédant le carottage des cylindres de gonflement libre, l'ensemble des blocs est conservé sous trois couches de scellement aluminium (soit jusqu'à 28 jours d'âge).

Lorsque les essais de gonflement libre sont débutés (point zéro des mesures dimensionnelles et massiques réalisé à 28 jours), on place chacun des quatre blocs surnuméraires destinés à l'étude de l'influence de l'échéance de carottage dans une des quatre conditions de conservation. Ces blocs sont alors exposés à ces humidités différentes jusqu'à l'âge de 90 jours (soit durant 62 jours), période au cours de laquelle les matériaux vont développer suivant les cas les réactions pathogènes souhaitées à des degrés plus ou moins importants.

On réalise en parallèle le suivi dimensionnel des corps d'épreuve de gonflement libre carottés à 28 jours. Une fois l'âge de 90 jours atteint, on réalise alors quatre carottages dans chaque bloc restant : cette étape constitue le début de l'essai d'expansion résiduelle. Chaque corps d'épreuve ainsi obtenu est instrumenté à l'aide de bases de mesure pour extensométrie à pointeaux puis replacé dans les conditions de conservation de son bloc d'origine. Ainsi, par exemple, les carottes issues d'un bloc conservé à 100 % HR durant 62 jours sont replacées à 100 % HR. On réalise alors les suivis dimensionnels et massiques de ces éprouvettes puis on les compare aux résultats des essais de gonflement libre : ceci permet d'évaluer si l'avancement de la réaction est plus ou moins conséquent dans le cas des essais d'expansion résiduelle et d'estimer si la valeur finale des gonflements obtenus

est plus ou moins importante que celle qu'on obtient par les essais de gonflement libre (cf. Figure 2-3).

Le mode de préparation des éprouvettes est identique à celui des essais de gonflement libre (carottage parallèlement au sens de coulage de cylindres 11-22 dans des blocs de dimensions 28x28x25,5 cm). Ces essais ne sont réalisés que pour les matériaux NR, R1 et R2.

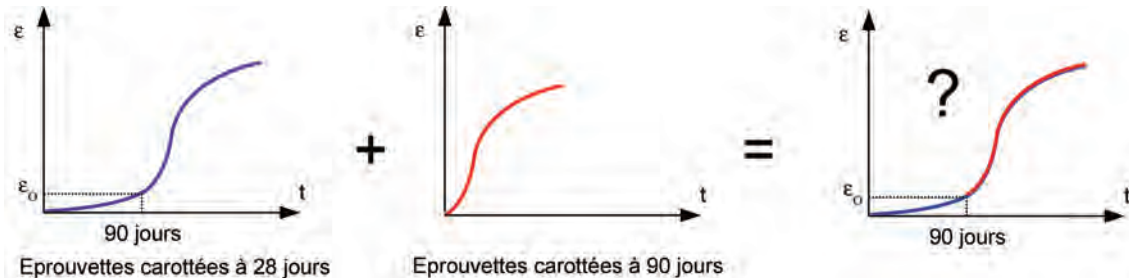


Figure 2-3 : principe d'évaluation des effets de l'âge du carottage

Conditions de conservation :

Les corps d'épreuve sont conservés dans des conditions hydriques de même nature que pour les essais de gonflement libre (cf. Tableau 2-1). Une fois de plus, un basculement des conditions d'exposition est prévu : celui-ci est réalisé au même moment que pour les éprouvettes de gonflement libre, soit 476 jours après carottage (âge des matériaux carottés à 28 jours et 90 jours égal à 566 jours). La température de stockage est constante et égale à 38°C afin de pouvoir comparer les résultats de suivi aux essais de gonflement libre.

Données collectées :

Comme pour les éprouvettes de gonflement libre, un suivi dimensionnel (extensométrie à pointeaux) et massique (pesée) est prévu pour l'ensemble de ces corps d'épreuve. Pour chaque cas de figure, 4 éprouvettes identiques sont préparées soit un total de 48 éprouvettes (3 formules de béton, 4 conditions de conservation, 4 corps d'épreuve par configuration).

Nomenclature :

La nomenclature définie pour ces corps d'épreuve est la suivante :

- Premier champ : formule de béton de l'éprouvette,
- Deuxième champ : conditions de conservation de l'éprouvette (S = scellée [3 couches d'aluminium autoadhésif], I = immergée, H30 = en séchage à 30 % HR, H100 = à 100 % HR),
- Troisième champ : type d'essai auquel est affectée l'éprouvette (GL = gonflement libre),
- Quatrième champ : échéance de carottage (en jours),
- Cinquième champ : numéro de repérage de l'éprouvette.

NR	-	I-H30	-	GL	-	90	-	1
R1		H100-H30						2
R2		S-I						3
		H30-I						4

Figure 2-4 : nomenclature des éprouvettes d'expansion résiduelle

1.2.2.1.3 Investigations complémentaires

1.2.2.1.3.1 Evaluation du potentiel de RAG de la formule R2

La formule R2 correspond à un matériau susceptible de RSI et de RAG. Afin d'évaluer le potentiel de RAG de ce béton, des essais de gonflement libre sur la formule R3 (sans traitement thermique) ont été prévus. Néanmoins, nous avons vu que l'application d'un traitement thermique conduit à des modifications de la microstructure des composites cimentaires. De plus, le phénomène de RAG étant thermoactivé, l'application d'un traitement thermique influe probablement sur le potentiel de gonflement (cf. Chapitre 1).

Afin d'évaluer le potentiel de RAG de la formule R2 après cure thermique, une série d'essais de gonflement libre supplémentaire est prévue. L'objectif est d'appliquer la cure thermique à la formule R2 puis de conserver les corps d'épreuve dans des conditions empêchant le développement de RSI. Pour cela, une méthode inspirée de celle mise au point par (Thomas et al. 2008) est mise en œuvre : après coulage et cure thermique, les éprouvettes (préparées suivant le même protocole que celui décrit en section 1.2.2.1.1.1) sont conservées dans une solution de concentration 1 mol/l de KOH à une température de 38°C. L'objectif est ici de stopper (ou tout du moins de ralentir) le développement de la RSI comme ont pu l'indiquer par exemple les travaux de (Famy et al. 2001). Pour ces essais, quatre éprouvettes identiques sont fabriquées.

La nomenclature employée est la suivante :

- Premier champ : formule de béton de l'éprouvette,
- Deuxième champ : conditions de conservation de l'éprouvette (I = immergée),
- Troisième champ : type d'essai auquel est affectée l'éprouvette (GLA = gonflement libre en solution alcaline),
- Quatrième champ : échéance de carottage (en jours),
- Cinquième champ : numéro de repérage de l'éprouvette.

R2	_	I	_	GLA	_	28	_	1
								2
								3
								4

Figure 2-5 : nomenclature des éprouvettes de gonflement libre R2 conservées en solution alcaline

1.2.2.1.3.2 Essais de gonflement libre à 20°C

L'ensemble des expérimentations prévues dans nos travaux est réalisé à une température constante de 38°C. Lorsqu'une seule Réaction de Gonflement Interne (RGI) est susceptible de toucher un matériau, la température de stockage des corps d'épreuve a pour effet, a priori, de modifier les cinétiques et les amplitudes de gonflement (Pavoine 2003, Baghdadi 2008). En revanche, lorsque deux RGI sont susceptibles d'être couplées, la température de stockage peut favoriser une réaction par rapport à une autre et donc modifier les interactions entre les pathologies. Une diminution de température de stockage semble être favorable à un développement de RSI en prélude à un développement de RAG (jusqu'à un certain point en dessous duquel des risques de formation de thaumasite sont à craindre et poseraient d'autres problèmes [Mingyu et al. 2006]), en diminuant notamment

le produit de solubilité de l'ettringite. En revanche, une augmentation de la température semble a priori plus favorable au développement d'une RAG sous l'effet de la thermoactivation de la réaction (*Larive 1998*). Par ailleurs, (*Baghdadi et al. 2008*) ont mis en évidence que l'augmentation de la température de stockage de 20°C à 38°C pour des corps d'épreuve fabriqués avec un béton proche de R1 induit une diminution du temps de latence de la réaction et une diminution des amplitudes de déformation de RSI (pouvant s'expliquer notamment par l'augmentation de la solubilité de l'ettringite avec l'augmentation de la température). Ainsi, lors du couplage de RSI et de RAG, la température de stockage peut avoir une influence déterminante sur les phénomènes observés macroscopiquement. Pour évaluer les effets de ce paramètre sur des phénomènes couplés de RAG et de RSI pour lesquels une variation de température peut induire une inversion de cinétique d'une réaction relativement à l'autre, une série d'éprouvettes de gonflement libre est prévue. Ces données ont pour objectif de compléter celles déjà disponibles dans (*Baghdadi et al. 2008-b*).

Les corps d'épreuve de ces essais sont fabriqués suivant le protocole décrit en section 1.2.2.1.1 et font l'objet d'un suivi dimensionnel et massique identique. Les éprouvettes sont conservées soit en immersion, soit à 100 % HR à une température de 20°C. Pour chaque configuration, quatre éprouvettes identiques sont préparées.

La nomenclature employée pour ces corps d'épreuve est la suivante :

- Premier champ : formule de béton de l'éprouvette,
- Deuxième champ : conditions de conservation de l'éprouvette (I = immergée, H100 = 100 % HR),
- Troisième champ : type d'essai auquel est affectée l'éprouvette (GL20 = gonflement libre à 20°C),
- Quatrième champ : échéance de carottage (en jours),
- Cinquième champ : numéro de repérage de l'éprouvette.

R2	_	I	_	GL20	_	28	_	1
		H100						2
								3
								4

Figure 2-6 : nomenclature des éprouvettes de gonflement libre R2 conservées à 20°C

1.2.2.2 Quantification des couplages entre contraintes et gonflements

L'application de contraintes à un matériau susceptible de gonflements peut induire une anisotropie dans le cas d'une RAG (*Larive 1998, Multon & Toutlemonde 2006*). (*Baghdadi 2008*) introduit dans sa modélisation macroscopique des effets mécaniques de la RSI à l'échelle de la structure une loi de couplage entre état de contrainte et gonflements calée sur les comportements avérés dans le cas de la RAG. Il convient donc de disposer de données expérimentales permettant de quantifier l'anisotropie induite par l'application d'un champ de contrainte et de valider, affiner ou d'infirmer les lois de couplages déjà mises au point. Une partie du programme expérimental mis en œuvre dans nos travaux ambitionne d'apporter des éléments de réponse à ces questions.

Description des corps d'épreuve :

Les corps d'épreuve correspondant à ces essais sont appelés éprouvettes de gonflement sous contraintes. Ils ont pour objectif de quantifier l'influence d'un état de contrainte sur les gonflements de RSI. Les éprouvettes sont des cylindres ($\varnothing = 13$ cm, $H = 24$ cm) moulés auxquels sont appliqués des états de contrainte radiale et/ou axiale en utilisant respectivement des bâtis de fluage et/ou des anneaux d'étreinte en acier.

Conditions de conservation :

Quatre groupes d'éprouvettes sont à considérer en fonction des cas de charge mis en œuvre (cf. Tableau 2-3). Les éprouvettes sont conservées sous scellement étanche durant la totalité du programme expérimental.

Tableau 2-3 : Cas de chargement pour éprouvettes de gonflement sous contraintes

Direction de chargement	Groupe 1	Groupe 2	Groupe 3	Groupe 4
Axiale	0	15 MPa	0	15 MPa
Etreinte radiale	0	0	Anneaux 4 mm	Anneaux 4 mm

Données collectées :

Pour l'ensemble des corps d'épreuve, des mesures de déformations axiales et radiales sont effectuées à l'aide de robots de mesure dimensionnelle spécialement développés pour ce type d'expérimentations (*Multon 2004*). En parallèle, un suivi des variations relatives de masse des éprouvettes non chargées axialement est réalisé (les éprouvettes en bâtis de fluage ne peuvent être pesées du fait du dispositif de chargement utilisé). Afin d'obtenir des données statistiquement représentatives, quatre corps d'épreuve sont fabriqués par formule de béton et cas de chargement soit 48 éprouvettes au total.

Nomenclature :

La nomenclature définie pour ces corps d'épreuve est la suivante :

- Premier champ : formule de béton de l'éprouvette,
- Deuxième champ : cas de chargement (L = chargement axial, T = étreinte radiale, la valeur numérique correspond au chargement axial en MPa ou à l'épaisseur de l'anneau d'étreinte radiale en mm),
- Troisième champ : type d'essai auquel est affectée l'éprouvette (SC = sous contrainte),
- Quatrième champ : numéro de repérage de l'éprouvette.

NR	_	L0T0	_	SC	_	1
R1		L15T0				2
R2		L0T4				3
		L15T4				4

Figure 2-7 : nomenclature des éprouvettes de gonflement sous contraintes

1.2.2.3 Suivi des performances mécaniques

Description des corps d'épreuve :

Afin de suivre l'évolution des performances mécaniques des différents bétons formulés, des éprouvettes de caractérisation mécanique sont confectionnées. Il s'agit de cylindres 11-22 moulés testés sous une presse à béton.

Conditions de conservation :

Deux conditions de conservation sont mises en œuvre : une partie des éprouvettes est conservée sous scellement aluminium étanche et une autre partie est conservée immergée dans un bac d'eau identique à ceux décrits en section 2.3.2.1.4. Les deux groupes d'éprouvettes sont testés respectivement à 28, 90, 180 jours, un an et en fin de programme expérimental (d'une durée de l'ordre de 28 mois) dans le cas du scellement aluminium, et à 28 jours et en fin de programme expérimental dans le cas de l'immersion.

Données collectées :

A chaque échéance et pour chaque condition de conservation, on réalise des essais mécaniques afin de déterminer les résistances en compression et en traction par fendage, le module d'Young (*Torrenti et al. 1999-a, Toutlemonde 1999*) et le coefficient de Poisson. Afin de collecter des données statistiquement représentatives, six éprouvettes sont testées à chaque échéance, pour chaque condition de conservation et chaque formule de béton (trois éprouvettes en compression + module + coefficient de Poisson et trois en traction) soit 126 éprouvettes pour l'ensemble du programme.

Les éprouvettes testées en fin de programme (conservées en eau ou sous aluminium) sont équipées de bases d'extensométrie (pour extensomètre à pointeaux) afin de suivre l'évolution des gonflements sur des éprouvettes moulées, données à confronter aux résultats issus des éprouvettes de gonflement libre correspondantes afin d'évaluer l'impact du carottage sur les mesures dimensionnelles. Un suivi massique de ces corps d'épreuve est réalisé en parallèle.

Nomenclature :

La nomenclature définie pour ces corps d'épreuve est la suivante :

- Premier champ : formule de béton de l'éprouvette,
- Deuxième champ : condition de conservation de l'éprouvette (S = scellée, I = immergée),
- Troisième champ : type d'essai auquel est affectée l'éprouvette (C = compression, F = fendage),
- Quatrième champ : échéance de l'essai,
- Cinquième champ : numéro de repérage de l'éprouvette (1, 2 et 3 pour les essais de compression ; 4, 5 et 6 pour les essais de fendage).

NR	-	S	-	C	-	28	-	1
R1		I		F		90		2
R2						180		3
						1a		4
						2a		5
								6

Figure 2-8 : nomenclature des éprouvettes de caractérisation mécanique

1.2.2.4 Caractérisation de la lixiviation des alcalins

Que ce soit au jeune âge ou durant la « vie » d'un matériau, la présence d'alcalins se révèle être un élément déterminant vis-à-vis du risque de RSI. L'étude bibliographique du Chapitre 1 a notamment montré que la présence d'alcalins durant la phase de cure thermique modifie les domaines de stabilité des différents hydrates et peut faciliter l'adsorption des sulfates par les CSH. Lors de la phase de stockage, une diminution de la teneur en alcalins peut quant à elle faciliter la désorption des sulfates mobilisés par les silicates de calcium hydratés et ainsi induire une accélération des gonflements. Ainsi, afin d'évaluer l'ampleur des phénomènes de lixiviation lors des différentes phases du programme expérimental, différents essais ont été mis au point.

1.2.2.4.1 Phase de cure thermique

La cure thermique des corps d'épreuve est réalisée dans un bain d'eau (cf. section 2.2.2.1). Ainsi, il existe un risque de lixiviation des alcalins durant cette étape des expérimentations pouvant conduire à une diminution des amplitudes de gonflement et/ou à une diminution du temps de latence des expansions.

Afin de quantifier le phénomène de lixiviation imputable à la cure thermique, une éprouvette spécifique est fabriquée à chaque coulage de corps d'épreuve. Il s'agit d'un cylindre moulé de 11 cm de diamètre et de 22 cm de hauteur protégé contre la lixiviation de la même façon que les corps d'épreuve auxquels il est rattaché. La lixiviation des alcalins est évaluée par dosage de ces espèces en surface et à cœur des corps d'épreuve.

Le prélèvement de surface est une tranche de 2 cm d'épaisseur obtenue par découpe de l'éprouvette. Le prélèvement à cœur est un cube de 5 cm de côté prélevé au centre de l'éprouvette. Chaque échantillon est ensuite broyé et concassé jusqu'à obtenir une poudre dont les particules ont un diamètre inférieur à 315 μm . Les alcalins sont dosés après une attaque à l'acide nitrique dilué au 1/50^{ième} par spectrométrie d'émission atomique. Les valeurs obtenues sont estimées représentatives à $\pm 0,1$ %.

La nomenclature mise en œuvre pour ces corps d'épreuve est la suivante :

- Premier champ : formule de béton de l'éprouvette,
- Deuxième champ : conditions de conservation de l'éprouvette lors de la cure thermique (T = textile de cure),
- Troisième champ : type d'essai auquel est affectée l'éprouvette (L = caractérisation de la lixiviation),
- Quatrième champ : type de corps d'épreuve fabriqué lors du coulage correspondant à l'éprouvette (GL + M = blocs pour carottage de cylindres de gonflement libre et éprouvettes de caractérisation mécanique, SC =

éprouvettes de gonflement sous contraintes, Pi = poutre n°i, L = éprouvettes de caractérisation de la lixiviation en phase de stockage).

NR	_	T	_	L	_	GL+M
R1						SC
R2						Pi
						L

Figure 2-9 : nomenclature des éprouvettes de caractérisation de la lixiviation des alcalins en phase de cure thermique

1.2.2.4.2 Phase de suivi des corps d'épreuve

Les essais de gonflement libre sont réalisés dans différentes conditions hydriques. L'étude bibliographique du Chapitre 1 a montré que la lixiviation des alcalins est d'autant plus importante que l'humidité environnante est élevée (*Graf 2007*). De même, (*Famy et al. 2001*) observent une lixiviation importante des alcalins contenus dans des mortiers pour des humidités élevées. Devant les effets marqués de ces espèces chimiques sur les cinétiques et les amplitudes de gonflement, il apparaît important de quantifier les départs d'alcalins lors du suivi dimensionnel des corps d'épreuve en phase de stockage, la lixiviation étant attendue beaucoup plus importante dans le cas d'une immersion que dans celui d'une conservation en atmosphère saturée.

La lixiviation des alcalins est caractérisée sur des cylindres 11-22 moulés. Pour chaque cas de lixiviation étudié, quatre éprouvettes identiques sont fabriquées dont une fait l'objet d'un suivi dimensionnel (extensométrie à pointeaux) et massique (pesée). Après avoir réalisé un dosage de la teneur initiale en alcalins avant lancement des expérimentations, on prélève régulièrement un cylindre pour caractériser l'évolution de la teneur en sodium et en potassium. Les instants de prélèvement sont déterminés par les évolutions dimensionnelles du matériau (un prélèvement initial [1], un prélèvement lors de l'initialisation des gonflements [2], un prélèvement à l'issue des gonflements intenses [3] et un prélèvement en phase asymptotique [4], cf. Figure 2-10).

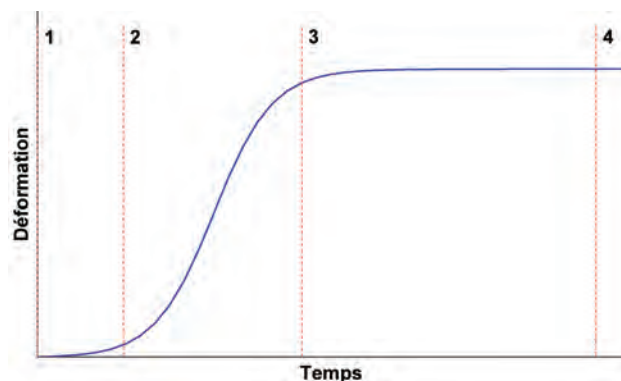


Figure 2-10 ; prélèvements des éprouvettes pour caractérisation de la lixiviation

On évalue le départ d'alcalins à cœur par dosage des espèces contenues dans une tranche de 5 cm d'épaisseur découpée dans la partie centrale d'un demi cylindre obtenu par fendage (cf. Figure 2-11). La méthode de broyage et de dosage des échantillons est identique à celle présentée en section 1.2.2.4.1. La lixiviation est caractérisée au cours du

temps en comparant le dosage effectué à une date t au dosage effectué à l'issue du traitement thermique.

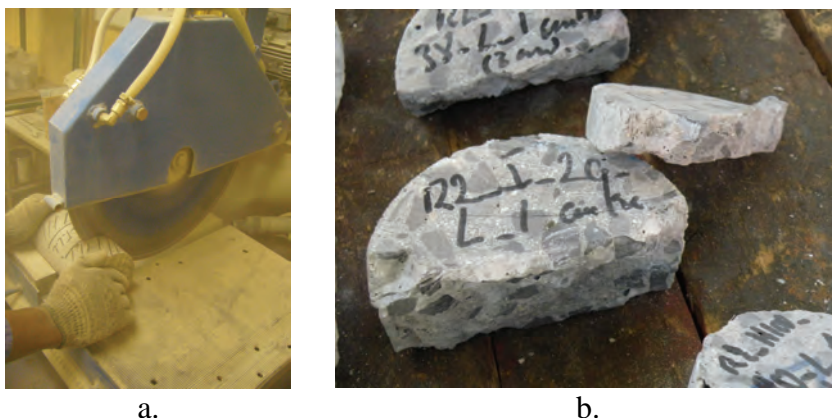


Figure 2-11 : préparation des échantillons pour caractérisation de la lixiviation des alcalins en phase de stockage (a. découpe d'une demi cylindre moulé pour prélèvement de la partie centrale ; b. échantillon avant broyage – à gauche, échantillon central = cœur – à droite, échantillon de surface)

La nomenclature mise en œuvre pour ces corps d'épreuve est la suivante :

- Premier champ : formule de béton de l'éprouvette,
- Deuxième champ : conditions de conservation de l'éprouvette (I = immersion, H100 = 100 % HR),
- Troisième champ : température de conservation (38 = 38°C, 20 = 20°C),
- Quatrième champ : type d'essai auquel est affectée l'éprouvette (L = caractérisation de la lixiviation),
- Cinquième champ : numéro de repérage de l'éprouvette.

R1	-	I	-	38	-	L	-	1
R2		H100		20				2
								3
								4

Figure 2-12 : nomenclature des éprouvettes de caractérisation de la lixiviation des alcalins en phase de stockage

1.2.3 Caractérisation des effets mécaniques de la RSI à l'échelle de la structure : essais sur poutres

1.2.3.1 Description des corps d'épreuve

Afin de disposer de données sur structures simples pour valider une méthode de recalcul, le principe de poutres armées ou non soumises à des conditions d'exposition à l'humidité variables est repris des travaux de (Multon 2004). Le programme expérimental comprend six poutres de dimensions 0,25x0,50x3,00 m décrites dans le Tableau 2-4. Ces poutres sont positionnées sur des appuis glissants (cf. Figure 2-13). La portée des structures est de 2,80 m. La ligne d'appui des structures est située à mi-hauteur (barres d'appui noyées dans les structures au moment du coulage). On trouvera en Annexe 1 les plans de ferrailage correspondant aux renforcements A et FA.

Ce choix de géométrie de corps d'épreuve a pour objectif de nous permettre de collecter des données permettant de vérifier (ou non) la validité des hypothèses de la

théorie de la RdM dans le cas des structures atteintes de RSI. Dans ce contexte, la poutre représente une des géométries les plus simples. Par rapport à une dalle, ce type de corps d'épreuve permet une interprétation des résultats simplifiée (fonctionnement monodimensionnel dans le cadre de nos essais). De plus, en termes de pratiques expérimentales, des poutres sont plus facilement manipulables que des dalles.

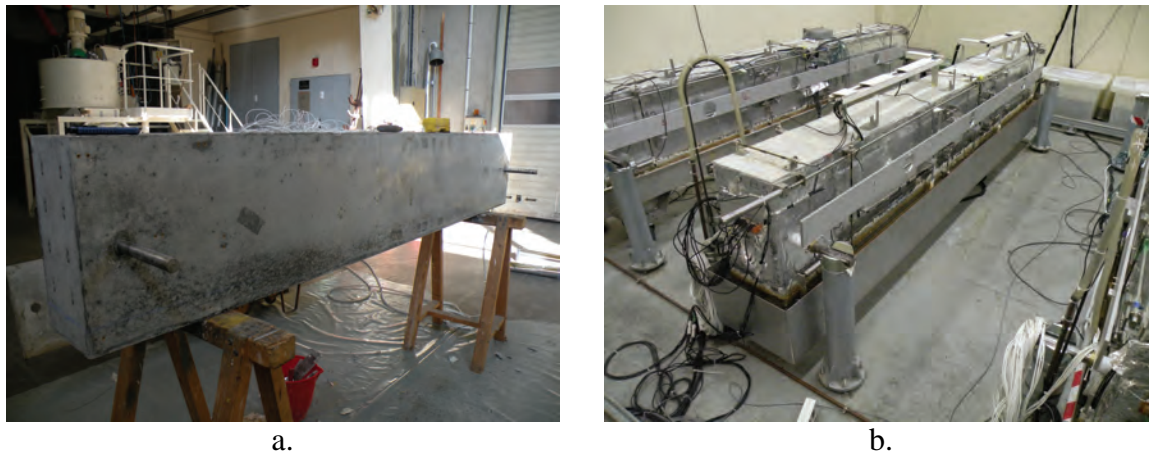


Figure 2-13 : dispositifs d'appui des poutres (a. barres d'appui après décoffrage ; b. poutre en position sur ses appuis glissants)

Tableau 2-4 : typologie des poutres testées

Désignation	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Formule de béton	NR	R1	R1	R1	R2	R2
Renforcement	NA	NA	A	FA	NA	FA

(NA = Non Armé ; A = faiblement Armé ; FA = Fortement Armé)

1.2.3.2 Conditions de conservation

Les poutres sont soumises à des conditions d'exposition à l'humidité variables au cours du temps. Dans un premier temps, on crée dans la structure un gradient de séchage vertical important ayant pour but de favoriser les gonflements en partie basse des structures. Pour cela, les 7 cm inférieurs des poutres sont immergés dans l'eau. La face supérieure est exposée à une atmosphère à 30 % HR. Les faces latérales sont protégées de la dessiccation sur les 43 cm supérieurs grâce à un scellement constitué de trois couches d'aluminium autoadhésif (*Toutlemonde & Le Maou 1996*). Dans un second temps, on réalise un remouillage de la face supérieure pour évaluer les effets d'une humidification tardive (cf. Figure 2-14). La température de stockage est de 38°C.

Le retour d'expérience des expertises sur ouvrages montre que les effets des expansions empêchées ou différentielles peuvent se révéler tout aussi délétères que les expansions en elles-mêmes. L'application d'un gradient hydrique a pour objectif de générer de tels phénomènes expansifs afin de caractériser, de manière cohérente avec le fonctionnement d'ouvrages réels, les effets structurels de la RSI.

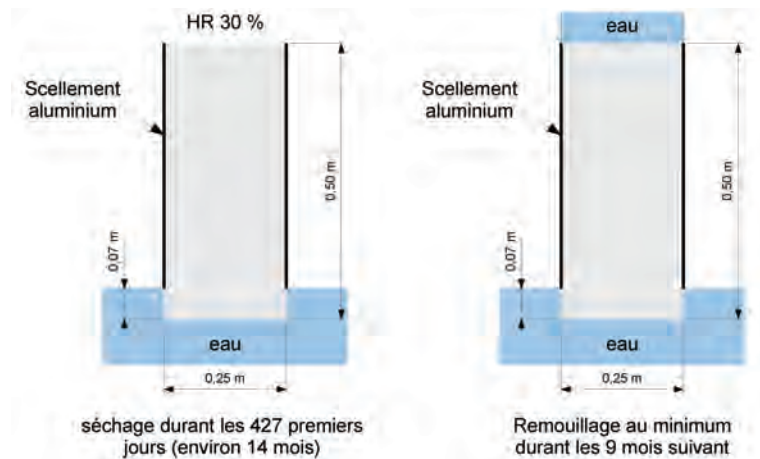


Figure 2-14 : conditions de conservation des poutres au cours du temps (vue en coupe)

1.2.3.3 Données collectées

L'objectif de ces essais est d'améliorer la compréhension quantitative du fonctionnement de structures atteintes de RSI. Les conditions d'exposition des structures de ce programme conduisent au développement de gradients hydriques aboutissant à l'apparition de gradients de gonflement. Ceci se traduit expérimentalement par une mise en flexion des corps d'épreuve sous l'effet des déformations chimiques imposées par les réactions de gonflement. Il apparaît ainsi nécessaire de réaliser un suivi hydrique des poutres en parallèle du suivi dimensionnel. L'objectif final est ainsi de tenir compte du couplage local entre l'humidité et le développement des expansions pour analyser le fonctionnement mécanique global des structures atteintes. Cette section décrit les données collectées dans ce contexte.

1.2.3.3.1 Suivi mécanique

Les déformations des corps d'épreuves sont suivies dans le temps (interrogation des dispositifs d'instrumentation toutes les 15 minutes), de manière locale et globale dans les trois directions de l'espace. Les cages d'armature des poutres ferrées font également l'objet d'une instrumentation. L'objectif est de disposer de mesures en différents points représentatifs du fonctionnement des structures pour analyser finement leur comportement et constituant une base de données détaillée à confronter aux prédictions des méthodes de re-calcul. On trouvera en Annexe 1 les plans d'instrumentation détaillés correspondants.

D'une manière générale, on réalise un suivi des déformations locales dans les trois directions de l'espace à l'aide de jauges d'extensométrie noyées dans le béton au moment de la fabrication des corps d'épreuve. Les mesures sont effectuées à quatre profondeurs différentes (0,08 m, 0,17 m, 0,27 m et 0,37 m) afin de caractériser l'effet du gradient d'humidité sur le comportement structurel des poutres.

Un suivi des déformations globales est également mis en œuvre à l'aide de capteurs de grande base (LVDT ou extensomètres à cordes vibrantes). Dans la direction longitudinale, trois profondeurs de mesure différentes sont considérées (0,03 m, 0,23 m et 0,47 m). Ces mesures conduisent à intégrer les effets de la fissuration des corps d'épreuve ce qui ne peut être réalisé à l'aide des jauges noyées. Verticalement et transversalement, trois positions de mesure des déformations sont également prévues. Les mesures sont effectuées sur chaque face à l'aide d'extensomètres à corde vibrante.

Enfin, un suivi de la déflexion des structures est opéré à l'aide de cinq capteurs de déplacement par face disposés symétriquement par rapport à la section médiane.

La qualification métrologique de ces moyens de mesure est proposée en section 2.3.

En fin de vie (i.e. à l'issue des deux phases décrites par la Figure 2-14 où on espère avoir observé des mécanismes relativement stabilisés), toutes les poutres seront testées par un essai mécanique en flexion quatre points à rupture (portée 2,75 m, zone de moment constant de 0,40 m). Cette étape n'a pas été atteinte à la date de rédaction du présent mémoire.

1.2.3.3.2 Suivi hydrique

La teneur en eau d'un matériau est un paramètre déterminant quant au développement de la RSI. Ainsi, il est primordial de pouvoir évaluer de manière précise les mouvements d'eau dans les poutres tout au long du programme expérimental. Différents moyens sont mis en œuvre pour cela :

- Mesure d'humidité relative :

Des capteurs d'humidité relative noyés (cf. plan d'instrumentation en Annexe 1) doivent permettre d'évaluer la progression du front de séchage puis d'humidification dans les poutres tout au long du programme expérimental ;

- Mesure de la teneur locale en eau par gammadensimétrie :

L'utilisation du banc de gammadensimétrie automatisé développé dans le cadre de l'étude de (Multon 2004) doit permettre de quantifier localement des variations relatives de masse en partie haute des poutres tout au long du programme expérimental. Ce dispositif permet un suivi de la teneur en eau locale des poutres en trois sections différentes (0,7 m, 1,4 m, et 2,4 m de l'about sud de la poutre – les résultats présentés correspondent à une moyenne des résultats obtenus pour chaque section) en des profondeurs variant de 10 mm à 290 mm avec un pas de 20 mm (cf. Annexe 1) ;

- Mesure de la teneur en eau globale par pesée :

L'utilisation du banc de pesée développé pour (Multon 2004) permet de réaliser un suivi de la teneur globale en eau des poutres (en supposant que les seules variations de masse des corps d'épreuve sont imputables aux échanges d'eau avec le milieu environnant). Les données issues de ces mesures, couplées à celles fournies par l'utilisation du banc de gammadensimétrie, permettent d'évaluer les mouvements des fronts d'imbibition et de séchage dans les poutres (Multon et al. 2004, Multon & Toutlemonde 2004 et Multon 2004).

1.2.3.3.3 Suivi thermique

Les corps d'épreuve sont soumis à une cure thermique après coulage afin de favoriser le développement de la RSI. A la lumière de l'étude bibliographique du Chapitre 1, la température du matériau au jeune âge et son maintien se révèlent être des paramètres critiques pour l'évaluation des gonflements finaux qu'il convient donc de contrôler. Ainsi, le champ de température développé dans les corps d'épreuve lors de la cure thermique est mesuré à l'aide de capteurs de température noyés (cf. plan d'instrumentation en Annexe 1).

1.2.3.4 Echéance de démarrage des essais

Le Tableau 2-5 synthétise les échéances de mise en eau des corps d'épreuve. La variabilité de celle-ci provient des différentes difficultés rencontrées durant l'instrumentation des corps d'épreuve ayant nécessité des mises au point plus ou moins conséquentes.

Tableau 2-5 : échéance de mise en eau des poutres

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Age à la mise en eau (jours)	62	62	69	67	69	81

1.2.4 Synthèse

Au total, le programme expérimental comprend la fabrication de 6 poutres et d'environ 330 éprouvettes. Le Tableau 2-6, le Tableau 2-7 et le Tableau 2-8 synthétisent la nomenclature des différents essais sur éprouvettes. La Figure 2-15 donne une représentation schématique de l'agencement des essais.

Pour des questions organisationnelles, les fabrications de certains corps d'épreuve ont été regroupées, principalement de la façon suivante :

- Eprouvettes de gonflement libre, d'expansion résiduelle et de caractérisation mécanique ;
- Eprouvettes de gonflement sous contraintes ;
- Poutres.

Tableau 2-6 : tableau récapitulatif de la nomenclature des corps d'épreuve (n°1)

Formule de béton	Conditions de conservation	Type d'essai	Échéances	Numérotation des éprouvettes
Eprouvettes de gonflement libre				
NR	I-H30	GL	28	1
R1	H100-H30			2
R2	S-I			3
	H30-I			4
BT	I-H30	GL	28	1
R3	H30-I			2
				3
				4
R2	I	GLA	28	1
				2
				3
				4
R2	I	GL20	28	1
	H100			2
				3
				4

Tableau 2-7 : tableau récapitulatif de la nomenclature des corps d'épreuve (n°2)

Formule de béton	Conditions de conservation	Type d'essai	Échéances	Numérotation des éprouvettes
Eprouvette de quantification de lixiviation des alcalins (cure)				
NR	T	L		Pi
R1				GL+M
R2				SC
				L
Eprouvette de quantification de lixiviation des alcalins stockage				
Formule de béton	Conditions de conservation	Type d'essai	Échéances	Numérotation des éprouvettes
R1	I	38	L	1
R2	H100	20		2
				3
				4

Tableau 2-8 : tableau récapitulatif de la nomenclature des corps d'épreuve (n°3)

Formule de béton	Conditions de conservation	Type d'essai	Échéances	Numérotation des éprouvettes
Eprouvettes d'expansion résiduelle				
NR	I-H30	GL	90	1
R1	H100-H30			2
R2	S-I			3
	H30-I			4
Eprouvettes de caractérisation mécanique				
NR	S	C	28	1
R1	I	F	90	2
R2			180	3
			1a	4
			2a	5
				6
Eprouvettes de gonflement sous contraintes				
NR	L0T0	SC		1
R1	L15T0			2
R2	L0T4			3
	L15T4			4

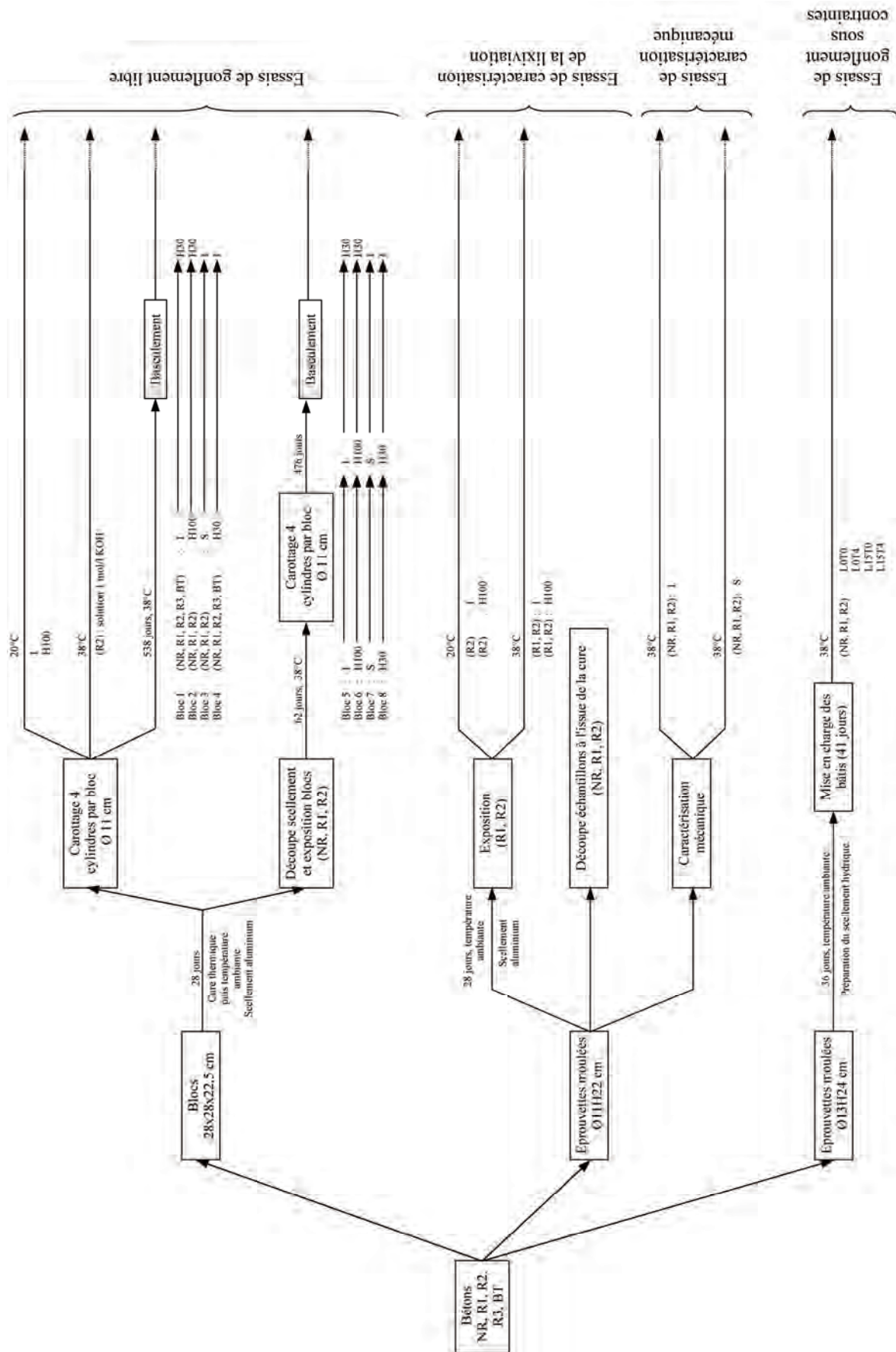


Figure 2-15 : représentation schématique des essais

2 Mises au point, qualification et méthodes

2.1 Matériaux

2.1.1 Formulation des matériaux

2.1.1.1 Cahier des charges

2.1.1.1.1 Performances visées

On rappelle les objectifs de formulation des bétons :

- Formule NR : formule de béton pas ou peu réactive vis-à-vis de la RSI ;
- Formule R1 : formule de béton (très) réactive vis-à-vis de la RSI ;
- Formule R2 : formule réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG.

L'objectif pour cette étude est de disposer de trois bétons de réactivités différentes vis-à-vis de la RSI mais dont les squelettes granulaires, les rapports E/C et les teneurs en ciment sont équivalents. On cherche ainsi à obtenir des bétons similaires en termes de résistances et de porosité afin de faciliter les comparaisons des résultats issus des différentes expérimentations.

Les bétons formulés doivent être représentatifs de bétons mis en œuvre pour des ouvrages d'art atteints de RSI. On cherche donc à formuler des matériaux dont la résistance cible est de l'ordre de 40 MPa avec un rapport E/C voisin de 0,50. La maniabilité visée pour les matériaux frais est de 10 ± 2 cm pour assurer un remplissage efficace des coffrages et une bonne homogénéité du matériau après vibration. Le dosage en ciment pour les trois bétons est fixé à 410 kg/m^3 et la teneur minimale en $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ est fixée à 1 % de la masse de ciment (soit $4,1 \text{ kg de Na}_2\text{O}_{\text{eq}}/\text{m}^3$) pour les bétons réactifs. En outre, aucun adjuvant n'est utilisé afin de limiter les interactions chimiques pouvant rendre difficile l'interprétation des résultats.

2.1.1.1.2 Constituants

2.1.1.1.2.1 Ciments

Pour cette étude, on dispose de deux ciments dont la composition est donnée dans le Tableau 2-9. L'utilisation de l'un ou de l'autre doit permettre de modifier la réactivité d'un béton donné vis-à-vis de la RSI :

- Ciment_NR : ciment présumé ne pas favoriser la RSI en l'absence d'échauffement excessif, à cause de ses faibles teneurs en alcalins, en C_3A et en sulfates ;
- Ciment_R : ciment susceptible de favoriser le développement de RSI dans le cas de pièces critiques fabriquées sans précautions à cause de ses plus fortes teneurs en alcalins (nécessitant toutefois un dopage en $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ pour atteindre la cible de 1 % de la masse de ciment – dopage effectué avec KOH), en C_3A et en sulfates.

Les écarts significatifs notés entre les analyses fournies par la fiche technique des ciments et celles réalisées au LCPC peuvent s'expliquer par la variabilité des

caractéristiques des ciments produits au cours du temps. Les données des cimentiers ne sont pas accompagnées de données caractérisant la dispersion des analyses, rendant ainsi délicate la justification de ces observations.

Ces ciments ont été approvisionnés chacun à partir d'un lot unique. Ils ont été conditionnés en sacs étanches pour une meilleure conservation tout au long de l'étude. On trouvera en Annexe 2 leur composition chimique détaillée.

Tableau 2-9 : composition cimentaire en pourcentage massique selon la méthode de Bogue (analyses en provenance des cimentiers et analyses LCPC du lot de ciment utilisé pour l'étude)

	Provenance analyse	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	CSH ₂	CC	Na ₂ O _{eq}	SO ₃
Ciment_NR	cimentier	61,60%	14,90%	2,50%	12,90%	5,70%	0,20%	0,28%	2,63%
	LCPC	43,22%	32,16%	2,35%	11,63%	5,61%	3,80%	0,44%	2,61%
Ciment_R	cimentier	56,60%	13,80%	6,70%	12,80%	7,50%	0,00%	0,63%	3,50%
	LCPC	41,45%	27,15%	4,97%	11,54%	7,44%	4,18%	0,83%	3,46%

2.1.1.1.2.2 Granulats

Pour cette étude, on dispose de plusieurs types de granulats :

- Gravillon_NR : il s'agit de granulats siliceux non réactifs vis-à-vis de la RAG (deux coupures granulaires : 4/8 et 8/12 mm) ;
- Gravillon_PR : il s'agit de granulats calcaires de l'ère primaire potentiellement réactifs vis-à-vis de la RAG (trois coupures granulaires : 4/7,1, 7,1/10 et 10/14 mm) ;
- Sable_NR : il s'agit d'un sable siliceux non réactif vis-à-vis de la RAG (une seule coupure granulaire 0/2 mm).

Les granulats ont été approvisionnés secs afin d'assurer un meilleur contrôle de la fabrication des bétons. On trouvera en Annexe 2 des détails sur la granulométrie des matériaux.

2.1.1.2 Formulation

Les différentes réactivités des formules NR, R1 et R2 sont obtenues par combinaison des différents constituants à disposition :

- NR = Ciment_NR + Sable_NR + Gravillon_NR ;
- R1 = Ciment_R + Sable_NR + Gravillon_NR ;
- R2 = Ciment_R + Sable_NR + Gravillon_PR.

Par la suite, nous désignerons les combinaisons Sable_NR + Gravillon_NR et Sable_NR + Gravillon_PR respectivement par Mélange_NR et Mélange_PR.

Le Tableau 2-10 donne la composition des différents bétons. Un dopage en KOH est effectué pour atteindre une teneur en Na₂O_{eq} correspondant à 1 % de la masse de ciment pour les bétons R1 et R2. On trouvera en Annexe 2 le détail de l'optimisation de la formulation des matériaux. Les bétons BT et R3 ont des compositions respectivement identiques aux matériaux NR et R2 mais ne sont pas soumis à un traitement thermique au jeune âge.

Tableau 2-10 : formulation des bétons (kg/m³)

Constituants	NR	R1	R2
Ciment_NR	410,00	0,00	0,00
Ciment_R	0,00	410,00	410,00
Eau	199,07	199,04	199,20
Sable_NR 0/2	856,01	853,98	797,04
Gravillon_NR 4/8	100,25	100,01	0,00
Gravillon_NR 8/12	830,64	828,67	0,00
Gravillon_PR 4/7,1	0,00	0,00	114,30
Gravillon_PR 7,1/10	0,00	0,00	28,57
Gravillon_PR 10/14	0,00	0,00	842,96
KOH	0,000	1,745	1,745
E/C	0,46	0,46	0,46
G/S	1,09	1,09	1,24

2.1.2 Caractérisation exothermique

Une caractérisation expérimentale de l'exothermie des formules de béton a été effectuée à partir d'essais quasi-adiabatiques dits Q_{AB} (Torrenti 1996, Buyle-Bodin & Cussigh 2003, Martin & Toutlemonde 2010, Torrenti 2010). Ceux-ci permettent d'évaluer le dégagement de chaleur des matériaux en conditions adiabatiques et d'en déduire l'histoire des températures correspondante. Les résultats de ces essais sont représentés sur la Figure 2-16.

Conformément à nos attentes, les formules R1 et R2, utilisant un ciment beaucoup plus riche en C_3A que la formule NR, développent un échauffement plus rapide en conditions adiabatiques, créant ainsi des conditions thermiques favorables à l'initiation de RSI. Par ailleurs, la capacité calorifique massique des granulats calcaires étant plus élevée que celle des granulats siliceux (respectivement 0,84 et 0,73 J/K.g), le dégagement de chaleur de la formule R2 est légèrement moins important que celui de la formule R1. On remarque cependant que la quantité de chaleur totale dégagée par les trois formules est assez proche.

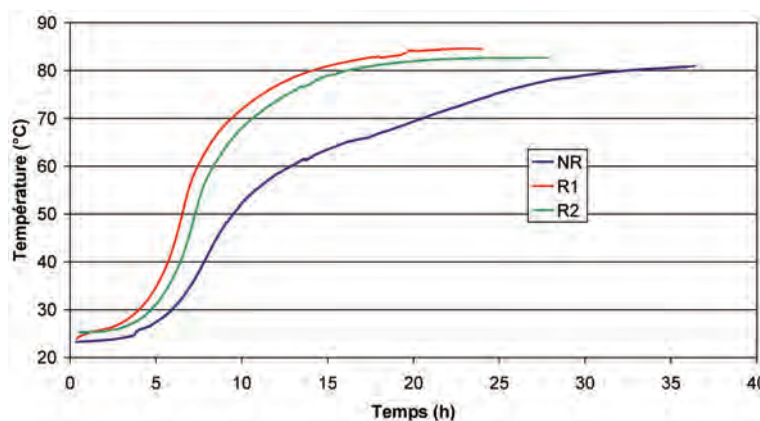


Figure 2-16 : caractérisation du comportement exothermique des matériaux par essai Q_{AB}

2.1.3 Caractérisation mécanique

2.1.3.1 Performances mécaniques

Afin de s'assurer que les matériaux mis au point satisfont le cahier des charges fixé en termes de performances mécaniques, des essais de caractérisation ont été effectués après cure thermique suivie d'une cure jusqu'à 28 jours d'âge soit en eau, soit sous scellement hydrique (*Toutlemonde & Le Maou 1996*) soit en eau à température ambiante. Les résultats de ces essais mécaniques sont consignés dans le Tableau 2-11 et le Tableau 2-12. Les matériaux formulés correspondent aux critères du cahier des charges.

Tableau 2-11 : caractérisation mécanique des matériaux à 28 jours (cure sous scellement hydrique)

	NR		R1		R2	
	Mesure	Ecart-type	Mesure	Ecart-type	Mesure	Ecart-type
Résistance en compression moyenne (MPa)	39,3	1,5	38,6	5,5	41,4	2,5
Résistance en traction moyenne (MPa)	4,5	0,4	5,0	0,0	4,6	0,6
Module d'Young moyen (MPa)	32800	1200	30800	3200	31500	800
Coefficient de Poisson	0,176	0,022	0,181	0,014	0,247	0,003

Tableau 2-12 : caractérisation mécanique des matériaux à 28 jours (cure en eau)

	NR		R1		R2	
	Mesure	Ecart-type	Mesure	Ecart-type	Mesure	Ecart-type
Résistance en compression moyenne (MPa)	39,7	0,8	36,8	3,0	40,0	0,8
Résistance en traction moyenne (MPa)	4,2	0,1	4,4	0,2	4,2	0,1
Module d'Young moyen (MPa)	31700	900	29600	900	29800	500
Coefficient de Poisson	0,156	0,003	0,154	0,011	0,225	0,004

2.1.3.2 Coefficient de dilatation thermique

Une détermination du coefficient de dilatation thermique entre 20°C et 38°C a été effectuée sur des cylindres 11-22. Pour les formules NR, R1 et R2, les résultats correspondent à une population de 22 corps d'épreuve. Pour les formules BT et R3, les résultats correspondent à une population de 8 éprouvettes. Les résultats des essais sont consignés dans le Tableau 2-13. On notera la différence significative estimée entre les bétons R2 et R3 utilisant pourtant les mêmes granulats. A la lumière de nos investigations, aucune explication pertinente n'a pu être avancée au moment de la rédaction de ce mémoire.

Tableau 2-13 : coefficients de dilatation thermique des matériaux (gamme 20-38°C)

	NR	R1	R2	R3	BT
Coefficient de dilatation moyen (°C ⁻¹)	1,12E-05	1,05E-05	7,33E-06	1,20E-05	1,15E-05
Ecart type (°C ⁻¹)	1E-06	1E-06	1,3E-06	1,4E-06	1,1E-06

2.1.3.3 Masse volumique

La masse volumique des matériaux NR, R1 et R2 a été déterminée à l'aide des éprouvettes de caractérisation mécanique à l'issue de la cure thermique (i.e. à l'issue d'une semaine d'immersion lors du traitement thermique mais avant toute exposition aux conditions expérimentales de suivi). Le Tableau 2-14 donne les résultats de cette détermination

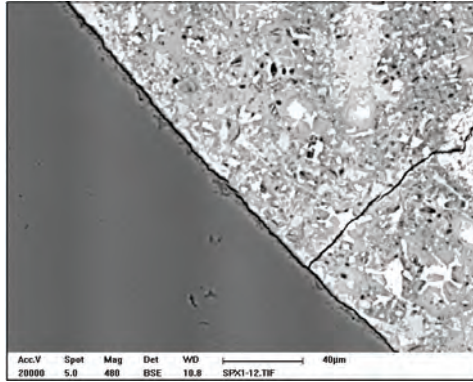
Tableau 2-14 : masse volumique des matériaux

	NR	R1	R2
Masse volumique (kg/m ³)	2328	2320	2363
Ecart type (kg/m ³)	22	11	33

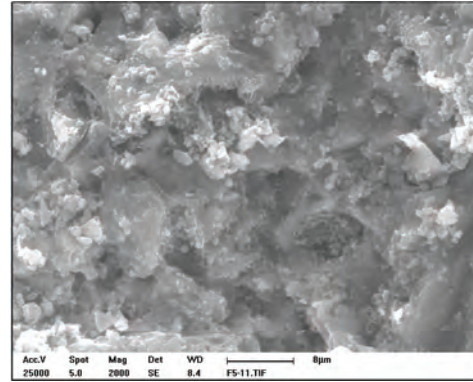
2.1.4 Caractérisation microscopique

A l'issue des essais de caractérisation mécanique à 28 jours, des observations microscopiques (MEB – Philips XL 30) ont été réalisées sur fractures fraîches et surfaces polies des bétons NR, R1 et R2. Les observations sur cassures fraîches sont assurées par la technique des électrons secondaires fournissant une information topographique (accélération 25 keV – métallisation au carbone). Les observations sur surfaces polies sont réalisées par la technique des électrons rétrodiffusés (images en contrastes de numéros atomiques) (accélération 20 keV), après imprégnation de résine, polissage micrométrique, et métallisation au carbone

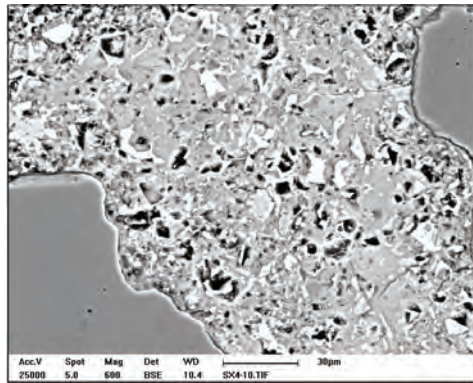
Ces observations confirment que les matériaux sont sains à l'issue de la cure thermique. Seules quelques traces d'ettringite sont relevées (Figure 2-17.e-f-g-h) et ne semblent pas symptomatiques de gonflements de RSI. Très peu de gels de RAG sont observés (présence de gels de manière localisée). D'un point de vue mécanique, les interfaces entre granulats et pâte semblent cohésives (cf. Figure 2-17.a). Les matériaux sont microporeux (Figure 2-17.b-c) et on y observe de nombreuses phases anhydres (Figure 2-17.d).



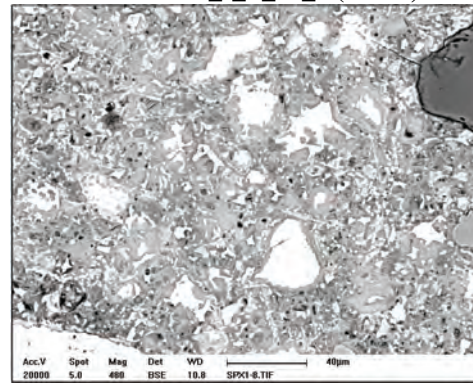
a. Interface pâte- granulat – R1_I_F_28_6 (x480)



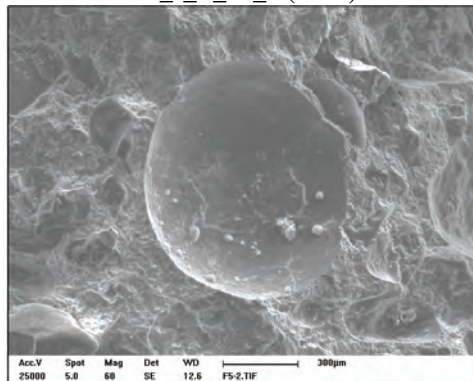
b. Zoom sur les microporosités de la pâte de ciment – R2_I_F_28_6 (x2000)



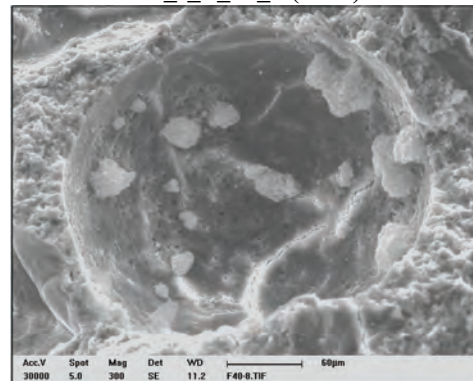
c. Microporosité de la pâte de ciment – R2_I_F_28_4 (x600)



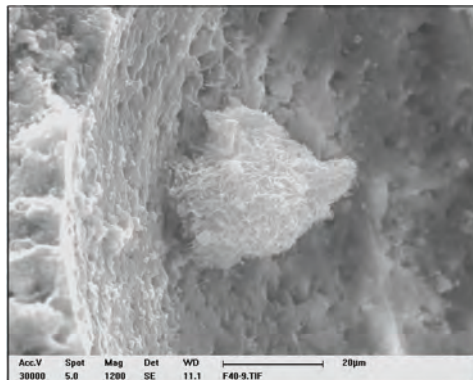
d. Phases anhydres dans la pâte de ciment – R1_I_F_28_6 (x480)



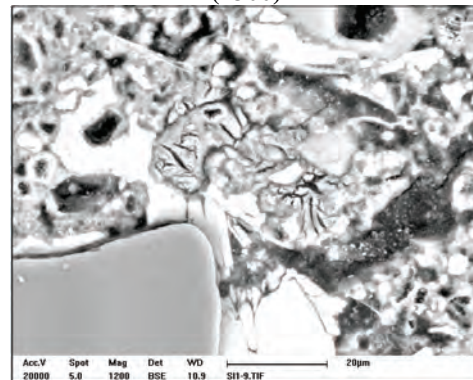
e. Vacuole vide – R1_I_F_28_6 (x60)



f. Vacuole contenant de l'ettringite – R2_I_F_28_4 (x300)



g. Zoom sur une pelote d'ettringite au sein d'une vacuole – R2_I_F_28_4 (x1200)



h. Nodules d'ettringite dans la matrice cimentaire – NR_I_F_28_4 (x1200)

Figure 2-17 : observations microscopiques des bétons à 28 jours

2.2 Potentiel de RSI d'origine thermique : application d'une cure thermique

2.2.1 Objectifs

Après coulage, on souhaite appliquer une cure thermique aux corps d'épreuve afin de recréer les conditions de maturation susceptibles de se développer dans une pièce massive, et notamment les conditions de température susceptibles d'y régner du fait de l'exothermie de la réaction d'hydratation du ciment. Dans ces travaux, on idéalise l'histoire thermique du matériaux par un profil « trapézoïdal » en fonction du temps afin de simuler simplement ces conditions en laboratoire. Il convient donc de déterminer les phases de chauffe, palier de température constante et refroidissement nécessaires à la mise en place d'un tel procédé. La présente section s'attache à la définition des principales caractéristiques du traitement thermique.

2.2.2 Mise au point théorique : cahier des charges

2.2.2.1 Humidité

Lors de la fabrication d'une pièce de béton, l'hydratation du ciment ne mobilise qu'une partie de l'eau de gâchage pour la formation d'hydrates. Cet excès d'eau, outre la porosité qu'il créera après séchage du matériau, induit une humidité relative importante dans tout le matériau au jeune âge. Les résultats de (*Grasley et al. 2006*) montrent que l'humidité relative dans de petits prismes de béton ordinaire reste supérieure à 90 % pendant plus de 7 jours, et ce même pour des corps d'épreuve soumis à un séchage.

A la lumière de ces éléments, il a été décidé de réaliser la cure thermique en eau. Ceci permet d'une part de disposer de conditions de cure réalistes par rapport aux conditions d'humidité existant au cœur d'une pièce massive après coulage et d'autre part de fabriquer des corps d'épreuve avec un matériau riche en eau, élément favorisant le développement futur de la RSI. Par ailleurs, la réalisation pratique d'un dispositif de traitement thermique est facilitée par l'emploi d'eau plutôt que d'air humide (fiabilité). L'eau apporte également une inertie thermique qui rend la régulation de température plus robuste vis-à-vis des perturbations extérieures.

2.2.2.2 Histoire thermique des poutres et des éprouvettes

L'objectif du traitement thermique est d'appliquer au sein des poutres (0,25x0,50x3,00 m) et des éprouvettes (de l'ordre de 0,1 m de diamètre pour 0,2 à 0,3 m de hauteur) une même histoire thermique afin de disposer d'un potentiel de gonflement équivalent d'un corps d'épreuve à un autre, mais également au sein d'un même corps d'épreuve. En particulier, on cherche à appliquer le traitement thermique avec une précision de $\pm 1^\circ\text{C}$ en phase de palier.

Du fait des dimensions des poutres, le contrôle de la température au centre de ces corps d'épreuve par application d'une condition limite en température en surface est difficile à assurer en raison de leur inertie thermique importante, et ce tout particulièrement au jeune âge où le mécanisme thermique prédominant est l'hydratation du ciment. Au contraire, la température de petits corps d'épreuve comme les éprouvettes est aisément

contrôlée par la température du bain, grâce notamment à des phénomènes d'échange thermique plus importants (rapport surface d'échange/volume plus important pour une éprouvette et coefficient d'échange élevé dans l'eau). La Figure 2-18 illustre ce phénomène : la simulation de l'échauffement à un taux constant de 5°C/h d'une poutre et d'un cylindre 11-22 conduit à des différences de température à cœur allant jusqu'à 12°C.

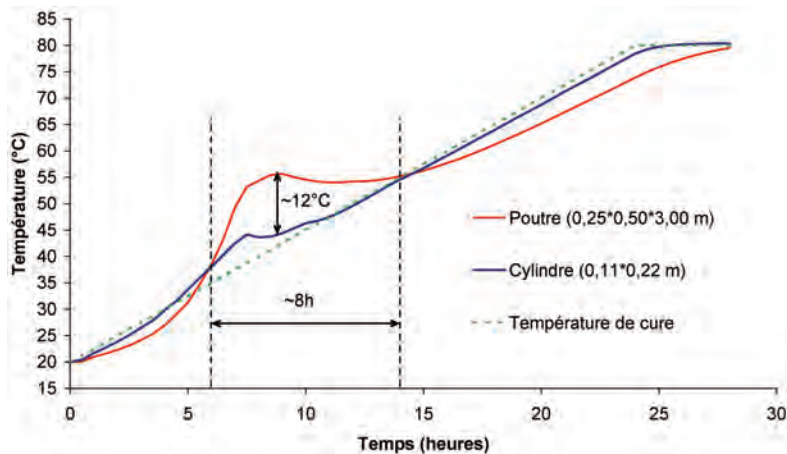


Figure 2-18 : simulation de la température au cœur de corps d'épreuve soumis à un échauffement constant (module TEXO CESAR-LCPC)

Afin d'éviter ces « effets d'échelle », il a été décidé de recréer des conditions adiabatiques en phase initiale de montée en température (Martin & Toutlemonde 2010). L'histoire des températures en phase de chauffe est donc calquée sur l'évolution de température déterminée par un essai Q_{AB} sur la formule R1 (cf. section 2.1.2), formule qui doit développer la RSI. En limitant les échanges thermiques avec l'extérieur, cette approche permet d'assurer une température la plus homogène possible dans des corps d'épreuve de toute taille. Par ailleurs, ceci permet également de recréer une histoire de température représentative de celle d'une pièce massive après coulage où les conditions d'échange très faible conduisent à des élévations de température importantes en période d'hydratation du ciment.

2.2.2.3 Palier de température

2.2.2.3.1 Durée

En fin de phase de chauffe, les corps d'épreuve sont soumis à un palier de température constante permettant, outre la déstabilisation des cristaux d'ettringite déjà formés, l'adsorption des sulfates par les CSH qui constitueront alors une réserve de réactifs pour le développement de RSI par la suite (Barbarulo et al. 2007). Selon (Taylor et al. 2001), le potentiel d'expansion augmente avec la durée de cure thermique jusqu'à une durée de trois jours. D'autre part, des mesures sur ouvrages réels montrent que la température au sein d'une pièce massive peut rester supérieure à 70°C pendant 8 jours (Torrenti 1996, Divet 2002). Ainsi, nous avons choisi une durée de palier égale à trois jours correspondant à un compromis entre le potentiel de gonflement apporté par le traitement thermique et la durée de celui-ci qui conditionne l'enchaînement des fabrications de corps d'épreuve.

2.2.2.3.2 Température

Comme indiqué en section 2.2.2.3.1, la phase de chauffe du traitement thermique reproduit des conditions adiabatiques en ajustant la température de cure sur le dégagement de chaleur mesuré lors de la réalisation d'un essai Q_{AB} . Ainsi, la température atteinte à la fin de cette phase peut être évaluée en calculant l'élévation de température du matériau en conditions adiabatiques.

(Waller 2000) donne la relation (2-1) pour le calcul de l'élévation de température en conditions adiabatiques où $\Delta T(\infty)$ est l'élévation de température en conditions adiabatiques à la fin de l'hydratation du ciment (en K), $Q(\infty)$ est la chaleur d'hydratation du ciment à temps infini (en J) et C_{th} est la capacité calorifique (ou thermique) du béton à 20°C (en J/K).

$$\Delta T(\infty) = \frac{Q(\infty)}{C_{th}} \quad (2-1)$$

La chaleur d'hydratation du ciment peut être évaluée à partir de la composition chimique de celui-ci. On rappelle, dans le Tableau 2-15, la composition chimique des deux ciments utilisés.

Tableau 2-15 : composition chimique des ciments (méthode de Bogue – analyses LCPC)

Ciment	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	CSH ₂
NR	43,22%	32,16%	2,35%	11,63%	5,61%
R	41,45%	27,15%	4,97%	11,54%	7,44%

(Waller 2000) propose les chaleurs massiques d'hydratation suivantes pour chaque phase du ciment :

Tableau 2-16 : chaleurs massiques d'hydratation des phases du ciment selon (Waller 2000)

	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
Chaleur massique d'hydratation (J/g)	510	260	1100	410

La chaleur d'hydratation de chaque ciment se calcule alors à l'aide de la relation (2-2) où q_c est la chaleur massique d'hydratation du ciment (en J/g), q_i la chaleur d'hydratation de la phase i (en J/g) et φ_i la proportion massique de la phase i dans le ciment (en g/g).

$$q_c = \sum_i (\varphi_i \cdot q_i) \quad (2-2)$$

Par combinaison des valeurs du Tableau 2-15 et du Tableau 2-16, on obtient des chaleurs massiques d'hydratation de 378 J/g de ciment et 384 J/g de ciment pour le ciment_NR et le ciment_R, respectivement.

La chaleur d'hydratation du ciment à temps infini $Q(\infty)$ se calcule à l'aide de la relation (2-3) où $\alpha(\infty)$ est le degré d'hydratation final du ciment, c le dosage en ciment du béton considéré (en g/m³) et q_c la chaleur massique d'hydratation du ciment (en J/g).

$$Q(\infty) = \alpha(\infty) \cdot c \cdot q_c \quad (2-3)$$

Sur la base d'une étude bibliographique et de ses propres résultats, (Waller 2000) propose la relation (2-4) pour évaluer le degré d'hydratation final d'un ciment. Le degré d'hydratation final de nos bétons de rapport E/C égal à 0,46 est donc égal à 0,78 selon cette relation.

$$\alpha(\infty) = 1 - e^{-3,3 \frac{E}{C}} \quad (2-4)$$

A partir des formulations données en section 2.1.1.2, on indique dans le Tableau 2-17 les quantités de chaleur dégagée lors de l'hydratation des trois formules de béton NR, R1 et R2, à temps infini, en conditions adiabatiques :

Tableau 2-17 : dégagement de chaleur en conditions adiabatiques des bétons

Formule	Q(∞) (kJ/m ³)
NR	120 900
R1	122 900
R2	122 900

Il reste alors à calculer la capacité calorifique du béton. (Waller 2000) donne la relation (2-5) où m_i est la quantité de constituant i dans le mélange (en g) et c_i la capacité thermique massique du constituant i (en J/K/g).

$$C_{th} = \sum_{i=\text{constituants}} m_i \cdot c_i^{th} \quad (2-5)$$

La capacité thermique massique d'un ciment peut s'évaluer par combinaison linéaire des proportions massiques de chaque phase du ciment et de leurs capacités thermiques massiques données dans le Tableau 2-18. Le calcul donne respectivement des capacités thermiques massiques de 0,73 et 0,72 J/K/g pour le ciment_NR et le ciment_R.

Tableau 2-18 : capacités thermiques massiques des phases du ciment (Waller 2000)

	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	CSH ₂
C _{th} (J/K.g)	0,745	0,740	0,768	0,815	1,074

(Waller 2000) donne des capacités thermiques massiques de 0,73 J/K.g pour des granulats siliceux (gravillon_NR et sable_NR), 0,84 J/K.g pour des granulats calcaires (gravillon_PR) et 4,19 J/K.g pour l'eau. Afin de prendre en compte la réduction de capacité thermique massique induite par la mobilisation d'eau pour la formation d'hydrates, la norme NF EN 196-9 (AFNOR 2004) propose d'utiliser une capacité thermique massique réduite de l'eau égale à 3,80 J/K.g. (Jolicoeur et al. 1994) considèrent quant à eux une réduction de capacité thermique massique fonction de la quantité d'eau liée suivant la relation (2-6). La masse d'eau liée est évaluée en considérant qu'elle est égale à 23 % de la masse de ciment hydraté. Enfin, (Waller 2000) considère quant à lui une réduction forfaitaire de la capacité calorifique suivant la relation (2-7) où c est la quantité de ciment contenue dans le béton considéré et α le degré d'hydratation de celui-ci.

$$C_{th} = \sum_{i=\text{constituants}} m_i \cdot c_i^{th} - e_{liée} \cdot 2,0 \quad (2-6)$$

$$\Delta C_{th} = -0,44 \cdot c \cdot \alpha(\infty) \quad (2-7)$$

Les capacités thermiques volumiques des bétons peuvent alors être calculées à partir de ces valeurs et des formules de bétons fournies en section 2.1.1.2. Les résultats de ces calculs sont consignés dans le Tableau 2-19.

Tableau 2-19 : capacités thermiques massiques des bétons (kJ/K/m³)

	Sans réduction H ₂ O	Réduction H ₂ O forfaitaire (AFNOR 2004)	(Jolicoeur et al. 1994)	Réduction forfaitaire (Waller 2000)
NR	2395	2322	2247	2254
R1	2388	2314	2240	2247
R2	2548	2469	2400	2407

La précision et l'exactitude de ces capacités thermiques volumiques peuvent difficilement être évaluées. Toutefois, elles fournissent probablement un encadrement de la valeur réelle (qui évolue au cours de l'hydratation), entre une capacité thermique surestimée prenant en compte tout les constituants de manière indépendante et une autre considérant une quantité très importante d'eau liée comme le proposent (Jolicoeur et al. 1994). Nous avons réalisé le calcul d'élévation de température pour l'ensemble de ces valeurs, obtenant ainsi un encadrement de l'élévation de température en conditions adiabatiques (cf. Tableau 2-20). On obtient des élévations de températures de l'ordre de 50°C à 55°C. Les fabrications de corps d'épreuve étant réalisées à une température moyenne de 20-25°C, la température finale en conditions adiabatiques sera donc de l'ordre de 80°C, valeur à laquelle la température du palier de cure thermique est fixée.

Tableau 2-20 : évaluation des élévations de température en conditions adiabatiques (°C)

	Sans réduction H ₂ O	Réduction H ₂ O forfaitaire (AFNOR 2004)	(Jolicoeur et al. 1994)	Réduction forfaitaire (Waller 2000)
NR	50	52	54	54
R1	51	53	55	55
R2	48	50	51	51

2.2.2.4 Refroidissement

La cure thermique s'achève par une phase de refroidissement. Afin d'éviter la fissuration des corps d'épreuve par choc thermique et pour être représentatif des phénomènes observés lors de la fabrication de pièces massives, la vitesse de refroidissement est fixée à -1°C/h.

2.2.2.5 Conclusion : définition du traitement thermique

Sur la base des critères listés de la section 2.2.2.1 à la section 2.2.2.4, le traitement thermique appliqué aux corps d'épreuve est représenté par la Figure 2-19 (les consignes de température correspondantes sont listées dans le Tableau 2-21). Le traitement thermique est initié deux heures après le début du coulage (durée de mise en œuvre des matériaux).

Après une phase de chauffe terminée 24 heures après le début du coulage (vitesse de chauffe maximale de l'ordre de 10°C/h), on applique un palier de température constante à une température de 81°C pendant 72 heures. Le traitement thermique est achevé par une phase de refroidissement à une vitesse de -1°C/h jusqu'à une température de 25°C (atteinte en fin de journée six jours après le coulage). Le traitement thermique est stoppé à cette température afin d'éviter la poursuite de l'injection d'eau froide en trop grande quantité (nécessaire pour maintenir la vitesse de refroidissement jusqu'à des températures plus basses) pouvant conduire à une lixiviation des alcalins plus conséquente. Une fois cette température atteinte, le bain de cure thermique est vidangé très lentement (afin de dissocier le choc thermique du choc hydrique) durant la nuit avant les opérations de décoffrage qui ont lieu sept jours après le coulage.

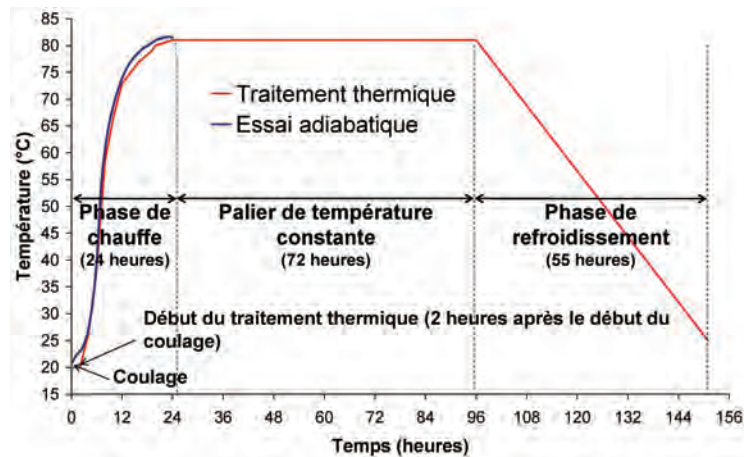


Figure 2-19 : profil de traitement thermique des corps d'épreuve

Tableau 2-21 : consigne de traitement thermique visée

Temps (h)	Température visée (°C)
0	20
2	20
3	23
4	26
5	32
6	38
8	59
9	63
10	67
11	70
12	73
14	75
16	77
19	79
20	80
24	81
96	81
151	25

2.2.3 Validation théorique : modélisation du traitement thermique

Afin d'estimer la pertinence du procédé de cure thermique tel que nous l'avons défini, il est nécessaire d'évaluer la réponse thermique des différents corps d'épreuve lorsqu'ils sont soumis à la cure. Pour cela, des modélisations numériques ont été mises en œuvre et sont décrites dans cette section.

2.2.3.1 Caractéristiques des modèles

A l'aide du module TEXO du code aux éléments finis CESAR-LCPC (*Torrenti et al. 1995, Humbert, Mestat et al. 2005*), la cure thermique d'une poutre (0,25 x 0,50 x 3,00 m³) et celle d'une éprouvette (diamètre = 0,11 m ; hauteur = 0,22 m) ont été simulées. Les caractéristiques et paramètres principaux des modèles sont regroupés dans le Tableau 2-22 et la Figure 2-20. Pour ces modèles, une des principales données d'entrée est le dégagement de chaleur en conditions adiabatiques du matériau tel qu'il a été évalué en section 2.1.2.

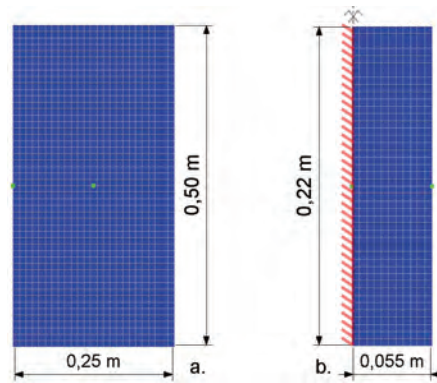


Figure 2-20 : maillages et points de post-traitement (a. poutre ; b. éprouvette 11-22)

Tableau 2-22 : caractéristiques des modèles TEXO

Modèle poutre		2D
Modèle éprouvette		2D axisymétrique
Coefficient d'échange thermique coffrage/eau		100 W/(m ² .°C)
Conductivité thermique	K _x	1,67 W/(m.°C)
	K _y	1,67 W/(m.°C)
	K _{xy}	0 (conductivité isotrope)
Capacité calorifique du béton durci C _{th}		2400 kJ/(m ³ .K)

2.2.3.2 Réponse thermique d'une poutre – formule R1

La Figure 2-21 représente l'évolution de la température au centre et en bord de section d'une poutre coulée avec la formule R1 (soit la formule la plus exothermique considérée pour dimensionner la cure thermique) au cours du traitement thermique. Ces résultats montrent l'intérêt du choix d'une phase de chauffe calée sur un dégagement de chaleur en conditions adiabatiques : on obtient un champ de température relativement

homogène lors de cette étape et ce malgré les vitesses de chauffe importantes pour atteindre le palier de température. Par ailleurs, on n’observe que très peu de dépassement de consigne au cœur de la poutre : l’approche proposée permet donc bien de limiter les effets d’inertie thermique des corps d’épreuve.

La Figure 2-22 représente l’évolution de la différence de température entre le centre et le bord d’une poutre au cours de la cure thermique. Cette différence reste inférieure à 4°C en phase de chauffe et est de l’ordre de 3°C en phase de refroidissement. Lors de l’application du palier de cure thermique (i.e. entre $t = 24$ heures et $t = 96$ heures), cette différence reste quasi-nulle. La Figure 2-23 caractérise l’homogénéité du champ de température dans une section transversale de poutre à différents instants. Le traitement thermique défini répond donc bien aux critères fixés par le cahier des charges de l’étude.

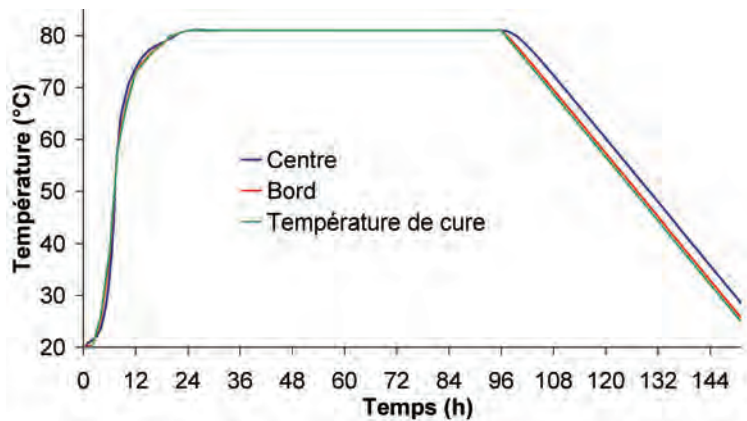


Figure 2-21 : réponse thermique théorique d’une poutre – formule R1

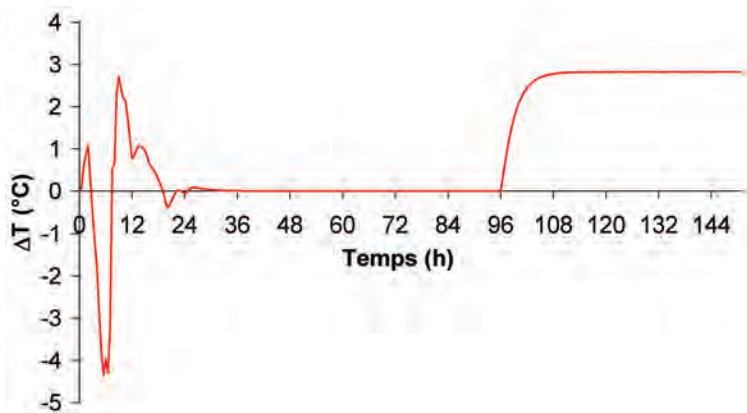


Figure 2-22 : écart de température entre centre et bord de section d’une poutre – formule R1

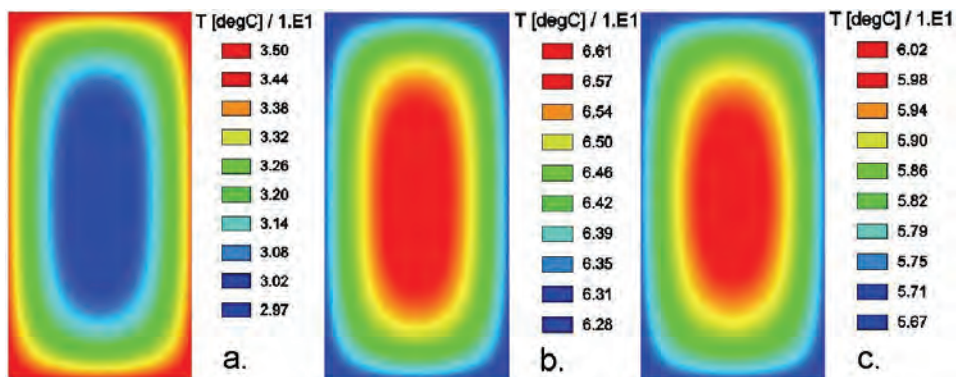


Figure 2-23 : champs de température dans une poutre à différents instants caractéristiques – formule R1 (a. $t = 5,5$ h ; b. $t = 9$ h ; c. $t = 120$ h)

2.2.3.3 Effets de l'inertie thermique : influence des dimensions des corps d'épreuve

Le programme expérimental prévoit la fabrication de poutres, de blocs et d'éprouvettes : les différences de dimension de ces corps d'épreuve induisent des différences d'inertie thermique et donc des différences de comportement thermique. Le procédé de cure thermique a été conçu pour minimiser autant que possible ces effets entre des corps d'épreuve de tailles différentes. La Figure 2-24 représente l'écart théorique de température entre le cœur d'une poutre et celui d'une éprouvette fabriquées avec la formule R1 et soumise à cure thermique. Ces écarts de température restent inférieurs à 5°C lors de la phase de chauffe et sont quasi-nuls durant le palier de température constante, satisfaisant ainsi le cahier des charges de cure thermique. On notera par ailleurs la similitude des courbes représentées dans la Figure 2-22 et la Figure 2-24 : ceci confirme qu'il est plus simple de contrôler la température au sein d'un petit corps d'épreuve comme une éprouvette que pour un corps d'épreuve plus massif comme une poutre : la température au cœur d'une éprouvette est quasiment identique à la température de consigne à tout instant.

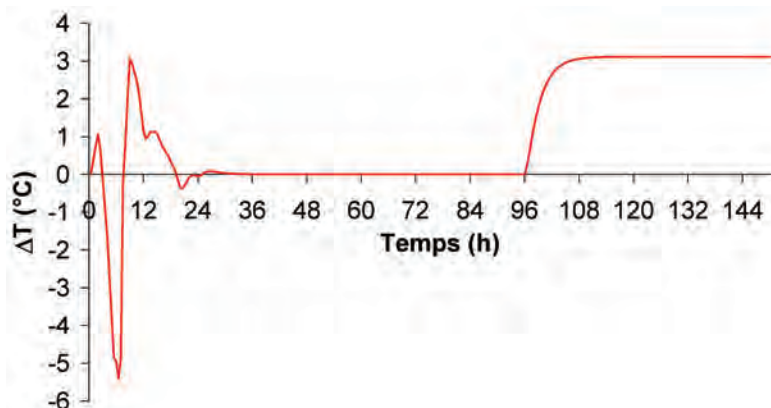


Figure 2-24 : écart de température entre le cœur d'une poutre et celui d'une éprouvette – formule R1

2.2.3.4 Robustesse du traitement thermique

Le traitement thermique d'une poutre coulée avec la formule NR a été modélisé. On applique ainsi à un matériau un traitement thermique conçu pour une formule plus exothermique (cf. Figure 2-16). On cherche ici à vérifier que le traitement thermique défini peut être utilisé pour les corps d'épreuve coulés à l'aide du béton NR.

La Figure 2-25 illustre l'évolution de la température au centre et au bord de la section pour cette poutre au cours de la cure thermique. Ces résultats montrent des évolutions de température quelque peu différentes de celles du modèle précédent. On observe en début et en fin de phase de chauffe des écarts de température du corps d'épreuve par rapport à la température de consigne qui sont plus importants et notamment un dépassement de consigne de l'ordre de 1,8 °C pendant une quinzaine d'heures en phase de palier. Ceci est lié au fait que le corps d'épreuve n'est plus placé dans des conditions pseudo-adiabatiques en phase de chauffe. Ces écarts restent toutefois faibles et acceptables vis-à-vis des critères fixés. Par ailleurs, l'intégration des profils de température pour des valeurs dépassant un seuil de 60°C (seuil au delà duquel on considère un risque potentiel de RSI – cf. relation (2-8)) montre des valeurs très similaires, indiquant que l'on fournit

une énergie équivalente pour les deux types de corps d'épreuve (2054°C.h et 2071°C.h pour les formules R1 et NR, respectivement).

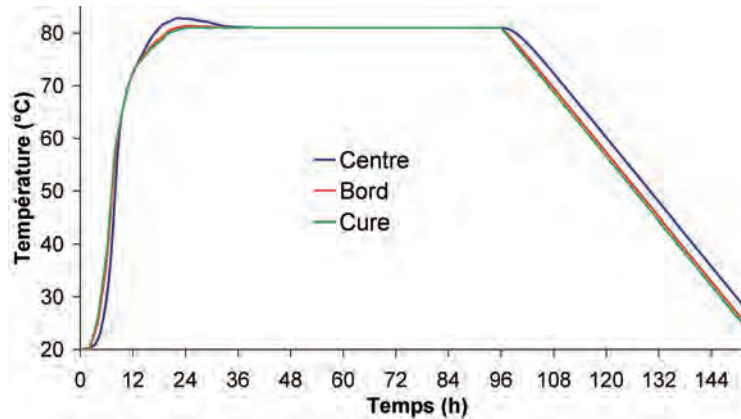


Figure 2-25 : réponse thermique théorique d'une poutre – formule NR

$$E_{\text{traitement thermique}} = \int_{\text{cure thermique}} (T_{>60^{\circ}\text{C}} - 60)dt \quad (2-8)$$

Les formules R1 et R2 montrent des comportements exothermiques très proches. Ainsi, les réponses thermiques de poutres coulées avec ces deux formules sont comparables. On ne présente donc pas ici les résultats théoriques correspondants.

2.2.3.5 Risque de fissuration d'origine thermique

La Figure 2-26.a représente l'évolution des contraintes principales σ_1 en phase de refroidissement, phase la plus critique vis-à-vis de la fissuration (choc thermique). On observe que ces contraintes restent inférieures à 1,5 MPa et 2,5 MPa pour les poutres en béton R1 et NR, respectivement. Ces différences s'expliquent par des états de contrainte différents développés en début de cure thermique du fait de la différence d'histoire thermique. Toutefois, les contraintes développées restent suffisamment faibles pour ne pas craindre une fissuration associée à un gradient thermique. Ces considérations théoriques ont été confirmées expérimentalement par l'absence de fissuration apparente en fin de cure thermique.

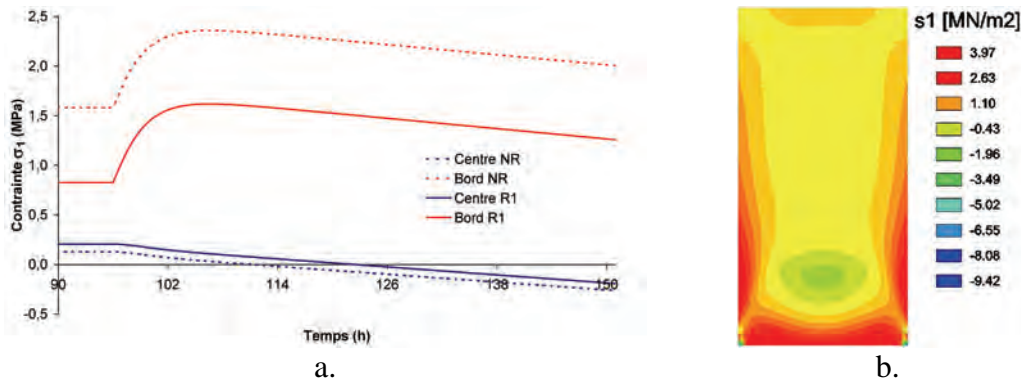


Figure 2-26 : a. évolution des contraintes principales σ_1 en phase de refroidissement b. champs de contrainte principale σ_1 à $t = 102$ h

2.2.3.6 Conclusions

L'étude numérique de la réponse thermique des corps d'épreuve à une cure semble indiquer que le processus tel qu'il a été défini en section 2.2.2 répond aux attentes que nous nous sommes fixées dans le cadre de ce programme expérimental. En particulier, la définition d'une phase de chauffe calée sur le dégagement de chaleur du matériau en condition adiabatique permet de limiter les écarts thermiques en phase de chauffe et d'imposer un champ de température homogène dans des corps d'épreuve de toute dimension en phase de palier.

2.2.4 Réalisation expérimentale : méthodes et validation

2.2.4.1 Dispositif expérimental

2.2.4.1.1 Système de cure thermique

La cure thermique est réalisée à l'aide d'un dispositif spécialement conçu spécifiquement à l'occasion de la présente recherche (Martin et al. 2008). Il s'agit d'un bac rempli d'eau mise en circulation par des pompes et dont la température est régulée à l'aide d'un thermoplongeur de 24 kW (cf. Figure 2-27) géré par un automate programmable. Le point d'injection d'eau chaude est située en partie basse du bac afin de faciliter l'homogénéisation de la température par convection (cf. Figure 2-27.a). Devant les fortes variations thermiques imposées à l'intérieur de la cuve, un renforcement de la structure à l'aide de goussets a dû être réalisé au niveau des angles.

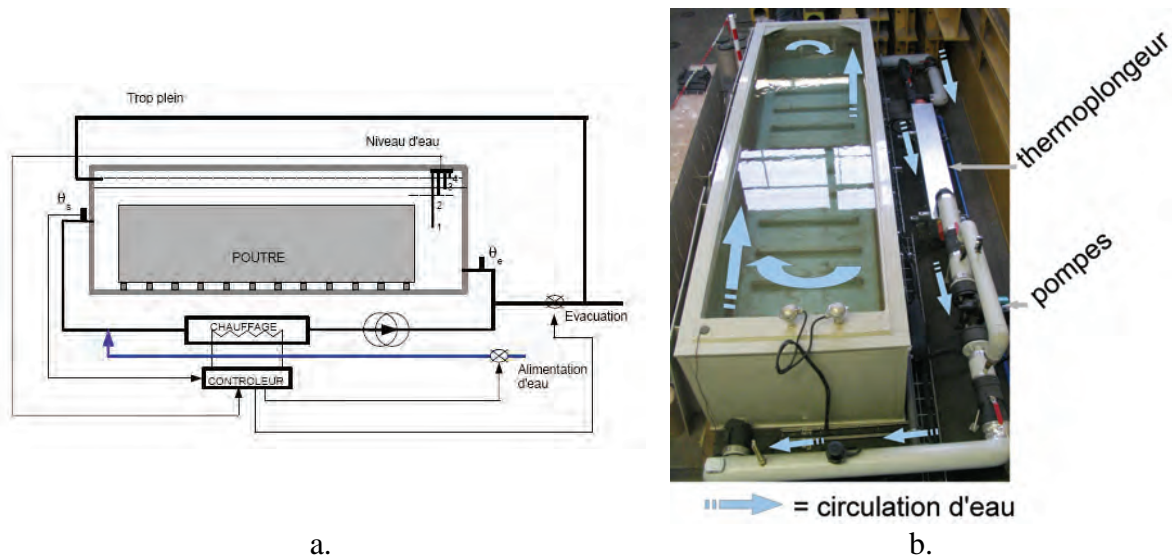


Figure 2-27 : dispositif de traitement thermique (a. schéma de principe ; b. vue d'ensemble du système)

Le principe du dispositif d'étuvage est représenté par la Figure 2-27. Sur cette figure, les symboles θ_e et θ_s correspondent aux sondes de température positionnées respectivement aux points d'entrée et de sortie de l'eau dans le bac de traitement thermique et utilisées pour la régulation de la température. Le bac en polypropylène de dimensions intérieures 350x85x75 cm dispose de parois latérales à structure « sandwich » constituée d'une couche de laine de roche de 5 cm entre deux plaques de polypropylène d'épaisseurs 1,5 cm et 1,2 cm. Les panneaux sont assemblés par soudage. La couverture supérieure du

Le bac est constitué par un ensemble de trois panneaux amovibles en polypropylène d'épaisseur 1 cm. Afin d'améliorer l'isolation supérieure, une couverture isolante peut être mise en place. Il s'agit d'un matériau multicouche dont le pouvoir isolant est équivalent à celui de 25 cm de laine de verre. Le fond du bac est constitué d'une plaque de polypropylène de 1,5 cm d'épaisseur qui repose sur tapis isolant posé sur des palettes. Afin d'assurer une circulation d'eau en dessous des corps d'épreuve, des baguettes de 3 cm de hauteur sont disposées au fond du bac et servent d'élévateurs.

2.2.4.1.2 Performances

Des essais de performance sur le système indiquent que la température peut être régulée avec une précision de $\pm 0,5^\circ\text{C}$ en phase de palier (i.e. après stabilisation). Le procédé est répétable avec une précision de $\pm 0,5^\circ\text{C}$. L'homogénéité de la température dans le bain a été vérifiée et montre des différences maximales de température dans le bain de 1°C . Ces performances sont en accord avec le cahier des charges fixé.

2.2.4.1.3 Réalisation expérimentale de la cure thermique

La Figure 2-28 représente une réalisation expérimentale du traitement thermique à l'aide du dispositif. Le système étant asservi uniquement en chauffe (pas de dispositif de refroidissement intégré), l'injection d'eau froide dans le bac en phase de refroidissement est nécessaire pour disposer de conditions contrôlées (mobilisation du système de chauffe pour assurer la régulation de la température). Ceci peut impliquer un risque de lixiviation des alcalins supplémentaire durant la phase finale du traitement thermique. Ceci explique que le procédé soit stoppé à 25°C . Une fois cette température atteinte (température atteinte en fin de journée du jour J), une vidange lente du dispositif est réalisée et se termine au matin du jour J+1 juste avant le décoffrage des corps d'épreuve. Ce procédé permet de dissocier le choc thermique du choc hydrique et limite ainsi d'autant plus le risque de fissuration.

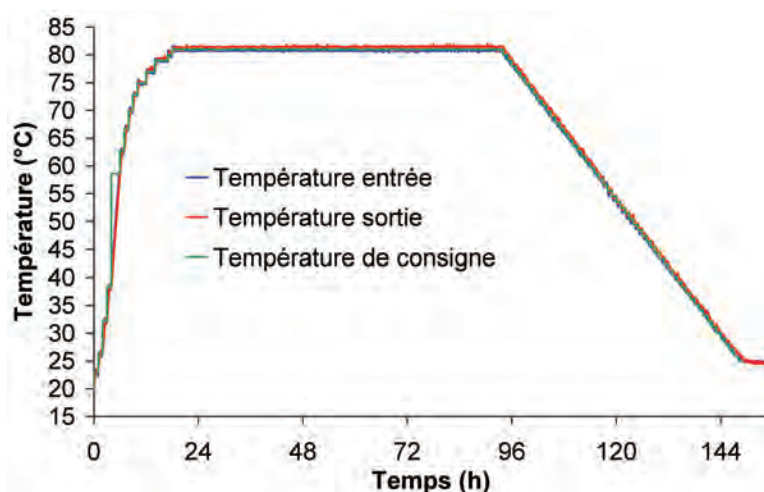


Figure 2-28 : exemple de réalisation expérimentale de la cure thermique

2.2.4.2 Réponse thermique expérimentale d'une poutre – formule R1

Afin d'évaluer expérimentalement le comportement d'une poutre au cours du traitement thermique, P2 (formule R1, non armée) a été instrumentée dans une section courante (à 0,6 m de l'extrémité longitudinale – cf. Annexe 1) à l'aide de capteurs de température en des points nommés M1, M2, M3, M4 et M5 respectivement situés à 0,04 m, 0,08 m, 0,17 m, 0,27 m et 0,37 m de profondeur par rapport à la face supérieure de la poutre (cf. Figure 2-29). La Figure 2-30, la Figure 2-31 et la Figure 2-32 représentent l'évolution de la température en ces points respectivement durant la phase de chauffe, le palier de température et le refroidissement.

On observe que le comportement expérimental est globalement en accord avec la modélisation présentée en section 2.2.3.2. Durant la phase de chauffe, les écarts de température aux différents points instrumentés restent très majoritairement inférieurs à $\pm 2^\circ\text{C}$ malgré les vitesses de chauffe importantes (cf. Figure 2-33). Ceci confirme expérimentalement l'intérêt du calage de la phase de chauffe sur les résultats de l'essai Q_{AB} correspondant au béton le plus exothermique, assurant ainsi un champ de température le plus homogène possible dans un corps d'épreuve d'inertie thermique importante. Ces différences de température n'excèdent pas $\pm 0,5^\circ\text{C}$ durant le palier de la cure, respectant ainsi le critère fixé par le cahier des charges.

Néanmoins, lors de la transition phase de chauffe – palier, on observe un léger dépassement de la consigne de cure à l'intérieur de la poutre de l'ordre de 1°C durant une dizaine d'heures. Toutefois, cela n'entraîne pas l'apparition d'un gradient thermique ne satisfaisant pas les critères fixés dans le cahier des charges.

Enfin, lors du refroidissement, ces écarts restent inférieurs à 1°C jusqu'à une température d'environ 45°C à partir de laquelle il devient plus difficile d'assurer une vitesse de refroidissement constante. Au delà de cette température, les différences de température n'excèdent pas 2°C . Finalement, ces résultats permettent de valider le procédé de cure thermique vis-à-vis des critères d'homogénéité du champ de température.

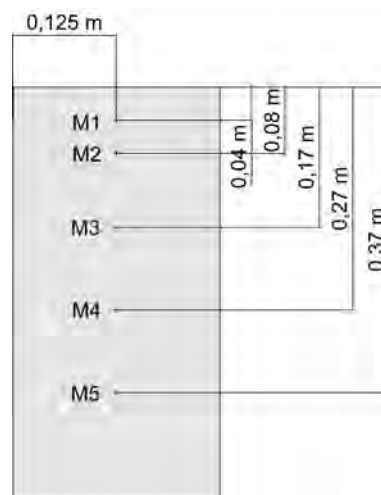


Figure 2-29 : emplacement des mesures de température dans les poutres (section à 0,60 m de l'about Sud)

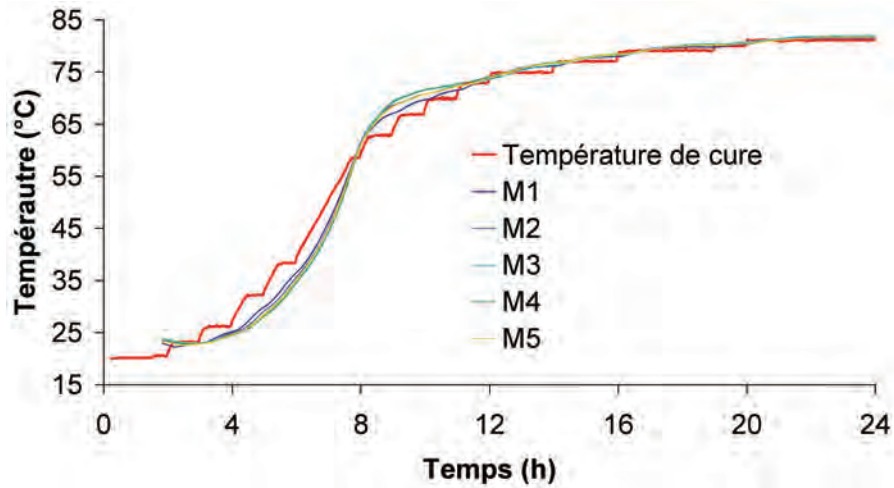


Figure 2-30 : réponse thermique expérimentale de P2 – phase chauffé

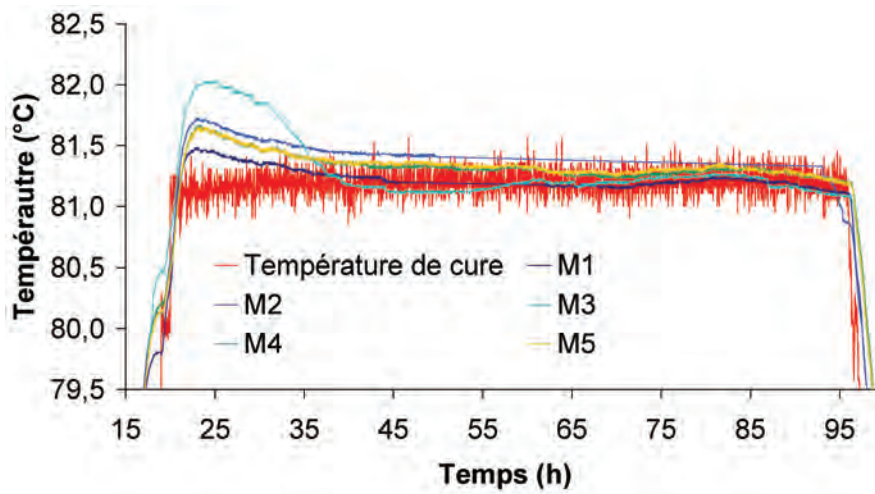


Figure 2-31 : réponse thermique expérimentale de P2 – palier de température

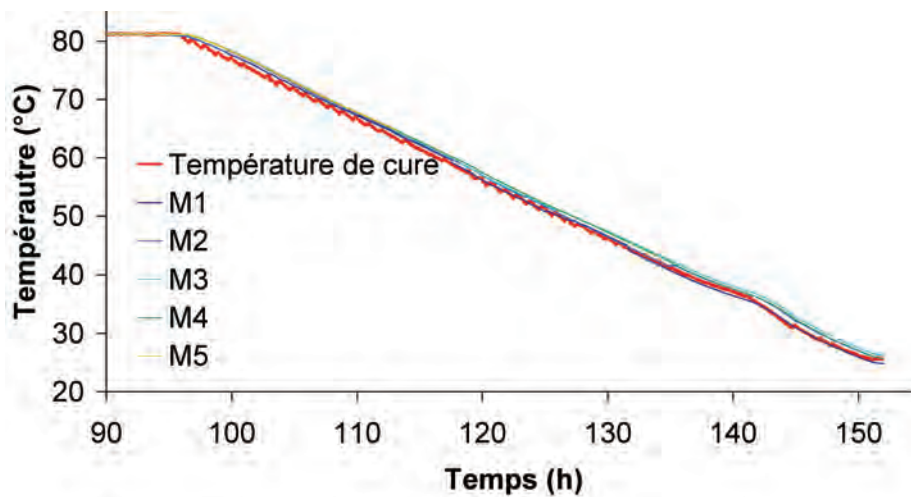


Figure 2-32 : réponse thermique expérimentale de P2 - refroidissement

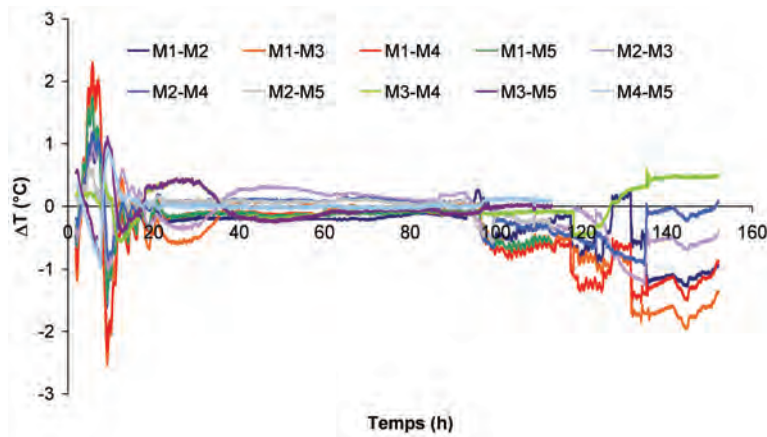


Figure 2-33 : écarts de température enregistrés au sein de P2 durant la cure thermique

La Figure 2-34 compare l'évolution de la température au point M4 durant la phase de chauffe, selon qu'elle est obtenue expérimentalement ou numériquement. Les prédictions du modèle TEXO se révèlent en assez bon accord avec la réalisation pratique de la cure thermique. Néanmoins, on observe qu'à partir de $t = 8$ heures, le modèle présente une tendance à sous-estimer la température au cœur de la poutre (écart maximal de l'ordre de 3°C). Ceci peut s'expliquer notamment par une différence d'avancement de la réaction d'hydratation du ciment à cet instant, trouvant son origine dans la différence d'état thermique expérimental et théorique au moment de la mise en œuvre : si le modèle prend en compte un matériau mis en œuvre à une température de 20°C , l'expérience a montré que cette hypothèse est difficile à satisfaire avec précision, du fait notamment de la variabilité de la température ambiante au moment des fabrications ou bien encore sous l'effet du malaxage.

La Figure 2-35 représente l'évolution de l'écart de température entre les points M4 et M1 tout au long de la cure. Ces résultats mettent en évidence la bonne corrélation entre le comportement thermique prédit et celui observé expérimentalement. On remarque toutefois que le modèle surestime cette fois-ci l'écart durant le refroidissement. Dans cette phase de la cure, les réactions d'hydratation ne constituent plus qu'une part minime des phénomènes thermiques régissant le comportement du corps d'épreuve, les pertes par échange devenant dominantes. Il est probable que la différence observée soit liée à une surestimation de la capacité calorifique de la poutre d'une part (qui se révèle compliquée à évaluer car elle évolue en fonction de la température et du degré d'avancement des réactions d'hydratation) et à une sous-estimation du coefficient d'échange coffrage/eau d'autre part. Toutefois, ces écarts restent limités.

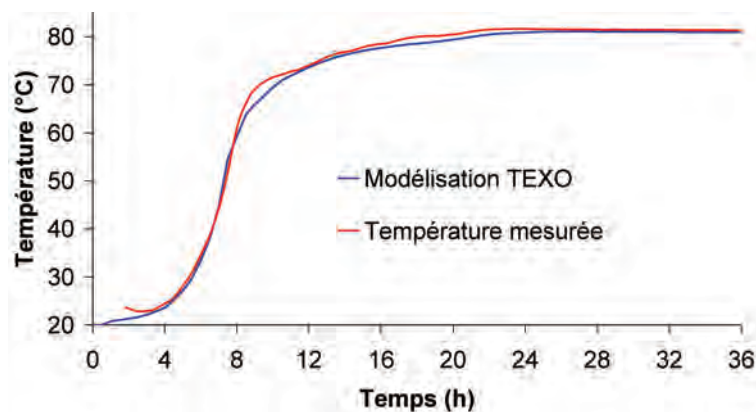


Figure 2-34 : évolution de température au point M4 (0,27 m) en phase de chauffe – poutre P2

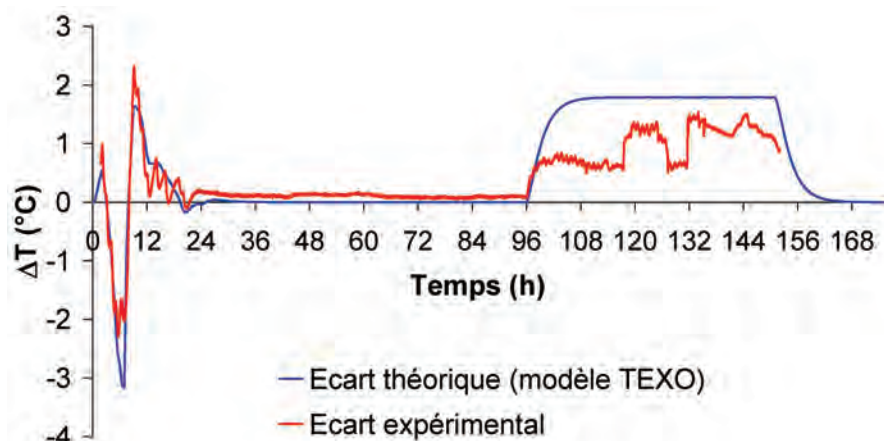


Figure 2-35 : écarts de température entre les points M4 (0,27 m) et M1 (0,04 m)

2.2.4.3 Maîtrise des effets d'échelle

Afin d'évaluer la pertinence de la cure thermique vis-à-vis de la maîtrise de effets d'inertie thermique liés à la variabilité des dimensions des corps d'épreuve, la Figure 2-36 compare les écarts de température entre le point M4 de la poutre P2 (proche de son cœur) et celui d'une éprouvette 11-22 de même composition. On observe durant la phase de chauffe un comportement thermique comparable suivant l'approche considérée. Toutefois, les différences d'état thermique initial conduisent à des écarts maximaux de l'ordre de 3°C entre le modèle et l'expérience. Tout au long du palier de cure, les différences de température entre corps d'épreuve restent inférieures à 1°C, satisfaisant ainsi la cible fixée par le cahier des charges. Enfin, durant le refroidissement, on note une fois de plus une surestimation de cet écart pour les mêmes raisons que celles exposées en section 2.2.4.2 (évaluation des capacités thermiques et des conditions d'échange). Au final, la réalisation expérimentale de la cure sur une poutre et une éprouvette a permis de valider le procédé vis-à-vis de l'objectif consistant à appliquer une histoire thermique similaire pour des corps d'épreuve de dimensions différentes (objectif dont on peut rappeler le caractère critique avec le contre-exemple fourni par [Fasseu 2010]).

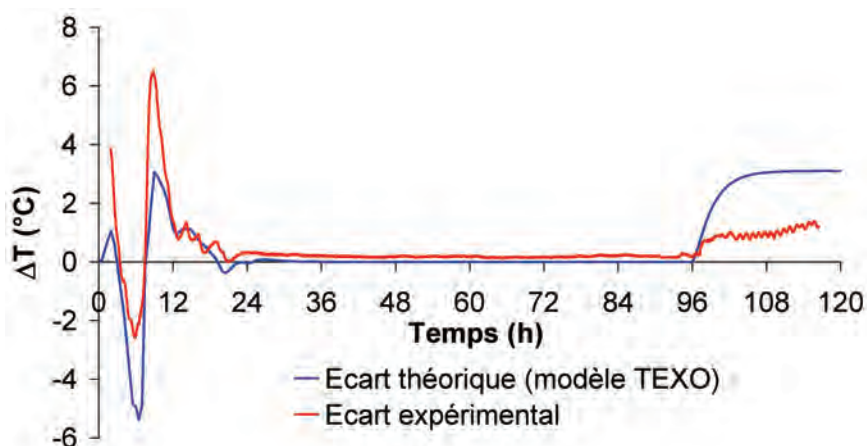


Figure 2-36 : écart de température entre le cœur d'une poutre (point M4) et celui d'une éprouvette (formule R1)

2.2.4.4 Robustesse du traitement thermique

La Figure 2-37, la Figure 2-38 et la Figure 2-39 représentent la réponse thermique expérimentale de la poutre P1 (formule NR, non armée) lors de la cure thermique. Les points M1, M2, M3, M4 et M5 sont respectivement situés à 0,04 m, 0,08 m, 0,17 m, 0,27 m et 0,37 m de profondeur par rapport à la face supérieure de la poutre. L'évolution de température mesurée est comparable aux prédictions du modèle de la section 2.2.3.4.

Un « retard » de la température du corps d'épreuve par rapport à la consigne constitue la principale différence par rapport au comportement d'une poutre fabriquée avec la formule R1. Ceci est cohérent avec le résultat de l'essai Q_{AB} de la formule NR : ce matériau présente un caractère moins exothermique. Par conséquent, la phase de chauffe de la cure calée sur le dégagement de chaleur en conditions adiabatiques de la formule R1 impose des échauffements plus rapides que ceux que peut développer le matériau NR en l'absence d'échange thermique.

A l'approche du palier de température constante, on observe au cœur de la poutre un dépassement de la température de consigne supérieur à celui observé pour la poutre P2. Ceci peut s'expliquer une fois de plus par la différence de propriétés exothermiques des formules NR et R1 et par l'inertie thermique importante du corps d'épreuve considéré.

Enfin, en phase de refroidissement, le comportement de P1 est comparable à celui de P2, confirmant ainsi qu'à ce stade, l'essentiel des réactions d'hydratation est achevé.

La Figure 2-40 représente l'évolution des écarts de température enregistrés aux différents points de P1. On observe que ces écarts restent inférieurs à 2°C en phase de chauffe, et ce malgré les écarts de température du corps d'épreuve par rapport à la consigne de traitement. De plus, ces écarts restent inférieurs à $\pm 1^\circ\text{C}$ en phase de palier, satisfaisant ainsi le cahier des charges fixé.

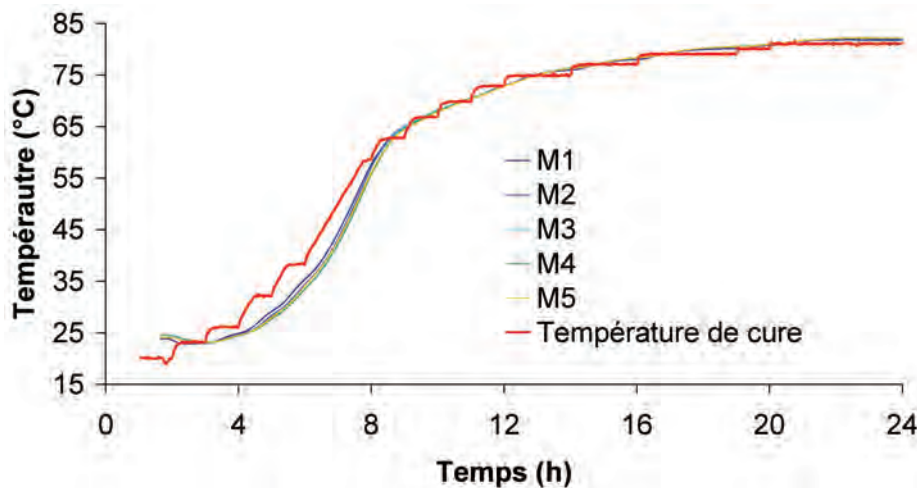


Figure 2-37 : réponse thermique expérimentale de P1 –chauffe

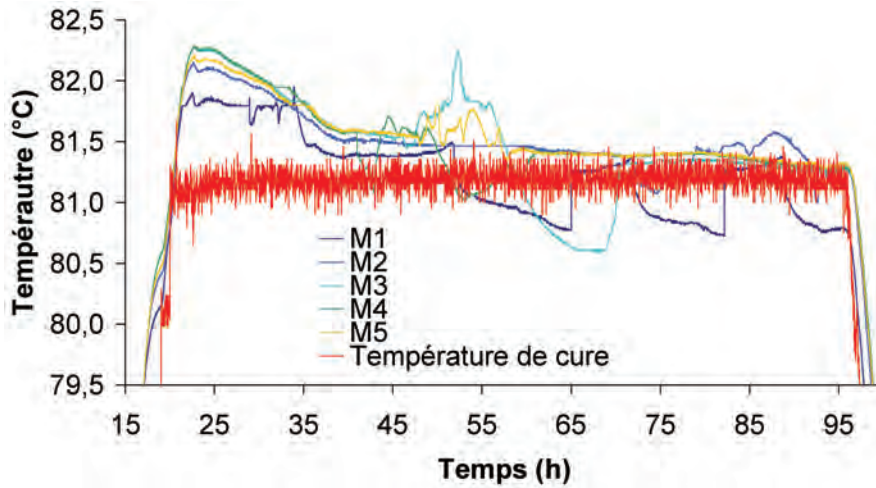


Figure 2-38 : réponse thermique expérimentale de P1 – palier de température

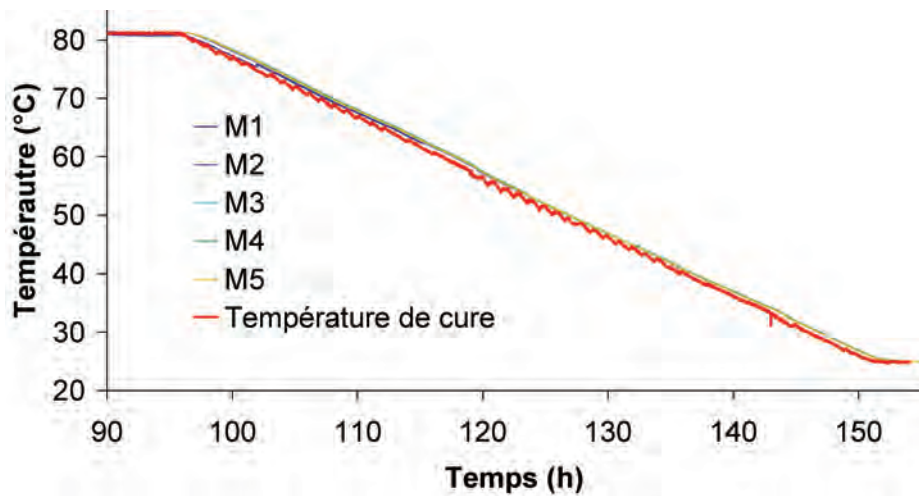


Figure 2-39 : réponse thermique expérimentale de P1 - refroidissement

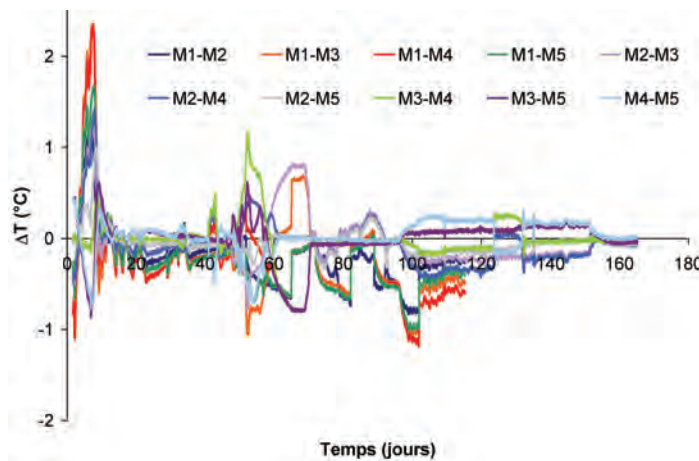


Figure 2-40 : écarts de température enregistrés au sein de P1 durant la cure thermique

La Figure 2-41 compare l'évolution de la température au point M4 durant la phase de chauffe obtenue expérimentalement ou numériquement. Les prédictions du modèle TEXO sont en accord avec la réalisation pratique de la cure thermique. Une fois de plus, on observe une tendance du modèle à sous-estimer la température au cœur de la poutre. Ces différences sont une nouvelle fois attribuées à la différence d'avancement de la

réaction d'hydratation du ciment et aux difficultés à évaluer précisément les coefficients d'échange thermiques et la capacité calorifique du matériau.

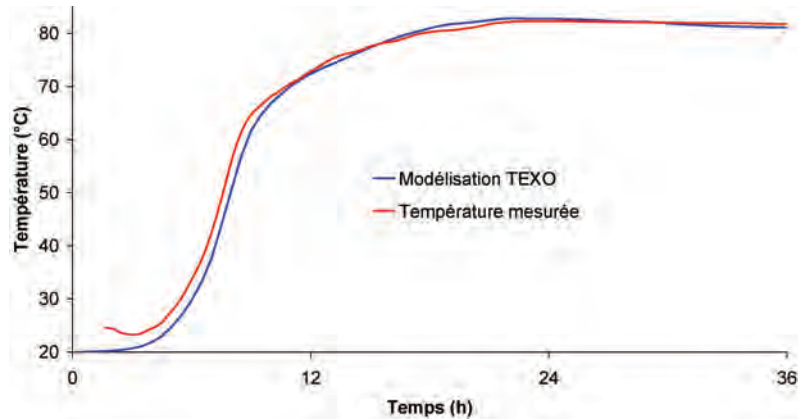


Figure 2-41 : évolution de température au point M4 (0,27 m) en phase de chauffe – poutre P1

La Figure 2-42 confronte l'évaluation théorique et pratique des écarts de température entre la poutre P2 (formule R1) et la poutre P1 (formule NR) au point M4 (proche du cœur de la poutre). La modélisation des cures thermiques de corps d'épreuve reproduit qualitativement les principales phases du comportement thermique des corps d'épreuve. Néanmoins, on observe une différence assez nette entre la théorie et la pratique, différence qui peut une fois de plus être attribuée à l'idéalisation des conditions initiales et des conditions aux limites dans le cadre de la modélisation ainsi qu'aux difficultés d'évaluation précise du coefficient d'échange et de la capacité calorifique. En outre, l'influence de la température extérieure peut également conduire à des écarts entre expérience et modélisation en début d'essai. Toutefois, les écarts évalués expérimentalement se révèlent moindres que ceux prédits par le modèle et restent inférieurs à la cible de $\pm 1^\circ\text{C}$ fixée.

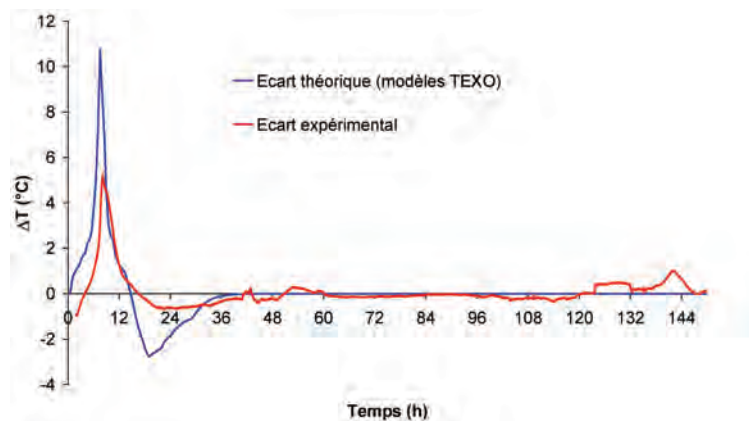


Figure 2-42 : écarts de température au point M4 (0,27 m) entre les poutres P2 et P1

2.2.4.5 Répétabilité du traitement thermique

La Figure 2-43 représente la réponse thermique au point M4 (à 0,27 m de la face supérieure) des trois poutres P2, P3 et P4 coulées avec la formule R1. Ces enregistrements de température montrent un comportement global quasi-identique, et ce malgré des états thermiques initiaux variables imputables aux différences de température ambiante au moment des différents coulages.

La Figure 2-44 fait état des écarts de température au point M4 pour ces trois corps d'épreuve. Conformément aux attentes, les écarts sont relativement conséquents en début de cure, période durant laquelle l'influence de la température initiale se fait le plus ressentir. Par la suite, ces écarts diminuent au fur et à mesure que la température de cure augmente. Le critère de répétabilité de $\pm 1^\circ\text{C}$ d'un corps d'épreuve à un autre en phase de palier fixé par le cahier des charges est ainsi satisfait.

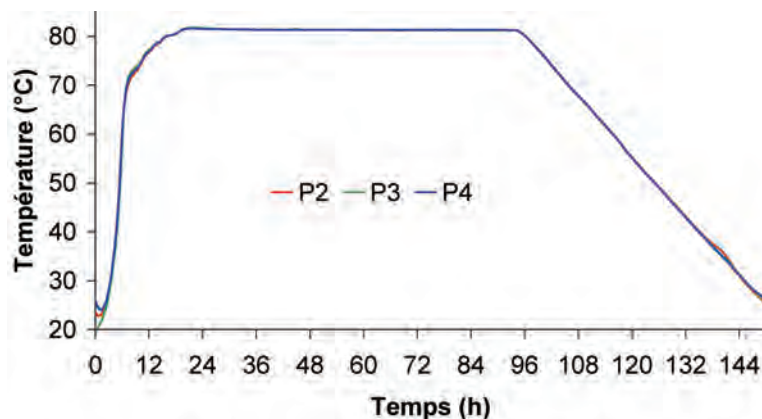


Figure 2-43 : réponse thermique des poutres P2, P3 et P4 au point M4

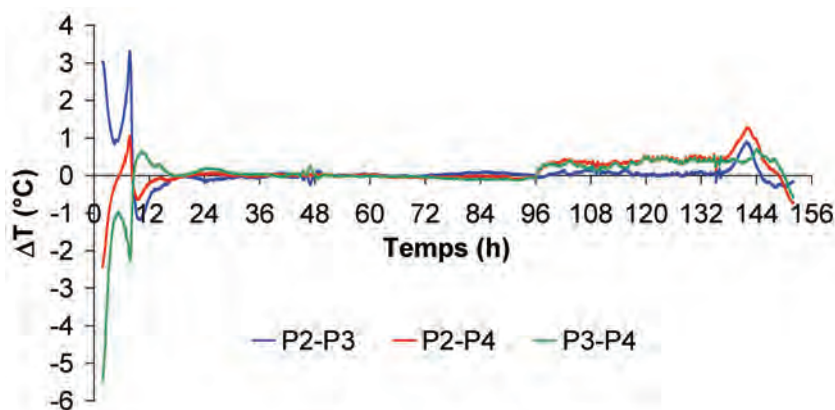


Figure 2-44 : écarts de température entre les poutres P2, P3 et P4 au cours de la cure thermique

2.2.4.6 Prévention de la lixiviation des alcalins

La cure thermique étant réalisée en eau, il existe un risque de lixiviation des alcalins, espèces chimiques qui influent de manière importante sur le développement de la RSI (*Taylor et al. 2001*). Cette lixiviation est potentiellement plus importante en phase de refroidissement où l'injection d'eau froide dans le bain de cure thermique est nécessaire pour assurer une vitesse de refroidissement suffisante (cf. section 2.2.4.1.1) ce qui induit un renouvellement de l'eau environnant les corps d'épreuve. Il a donc été décidé d'évaluer cette lixiviation en dosant les alcalins à cœur et en surface d'éprouvettes 11-22 soumises à la cure thermique et protégées par différents systèmes : capuchon plastique, textile de cure Zemdrain[®] et sac plastique (cf. Figure 2-45). Les résultats de ces essais sont donnés par la Figure 2-46. La méthode de dosage mise en œuvre est identique à celle exposée en section 1.2.2.4.1.

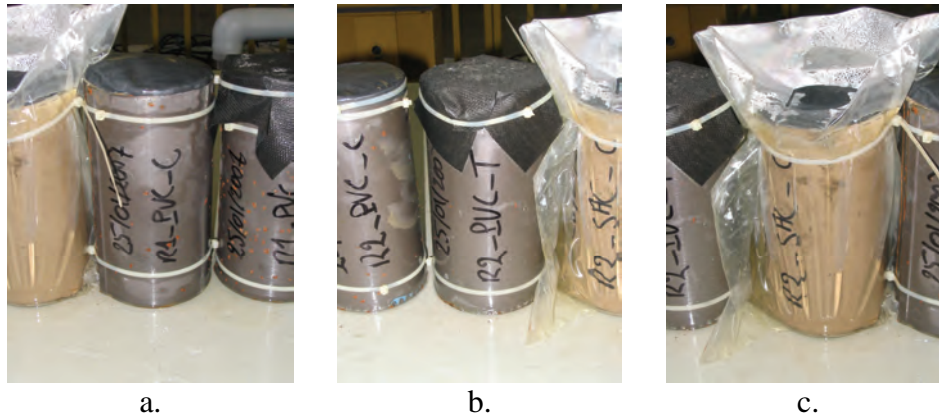


Figure 2-45 : protections contre la lixiviation testées (a. capuchon plastique ; b. textile de cure ; c. sac plastique)

On observe globalement des teneurs en alcalins des différents bétons plus importantes que celles visées théoriquement. Ceci est en accord avec la mise en évidence d'une teneur en alcalins du lot de ciment utilisé plus élevée que la teneur moyenne indiquée par la fiche technique du cimentier.

La comparaison des dosages en surface et des dosages à cœur semble indiquer que la meilleure solution de protection vis-à-vis de la lixiviation est le textile de cure Zemdrain® (approvisionné auprès de la société Max Frank GmbH & Co, Leibfling, Allemagne) qui ne montre pas de lixiviation pour les formules R1 et R2. Une légère lixiviation est détectée pour la formule NR. Toutefois, il est à noter que pour de faibles teneurs en alcalins comme celles dosées pour cette formule, les valeurs déterminées sont proches de l'incertitude de la méthode de dosage (0,1 % soit 0,4 kg/m³).

A la lumière de ces résultats, il a été décidé de protéger l'ensemble des corps d'épreuve fabriqués pour cette étude (éprouvettes et poutres) par le textile Zemdrain® lors de la cure thermique.

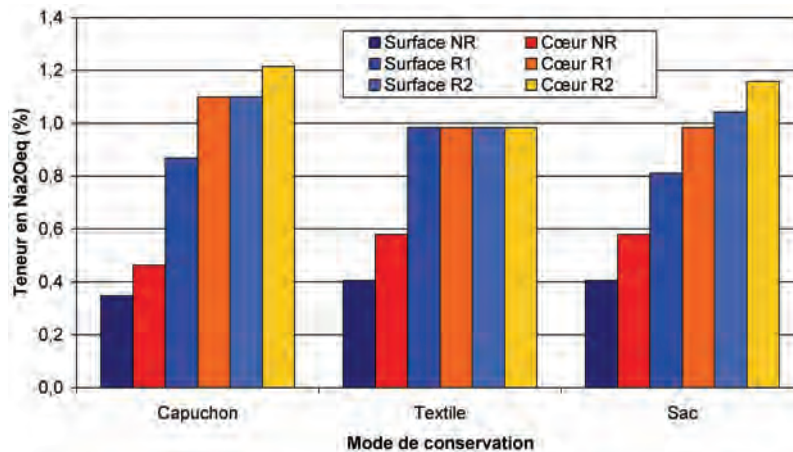


Figure 2-46 : évaluation de la lixiviation des alcalins après cure thermique pour différents solutions de protection

2.2.5 Conclusions

Cette phase de qualification a permis de s'assurer de la bonne répétabilité de la cure thermique d'une fabrication à une autre, quelle que soit la composition et/ou les dimensions des corps d'épreuve considérés. L'étude bibliographique a en effet mis en

évidence la nécessité de maîtriser ce paramètre afin de s'assurer d'un potentiel de gonflement d'origine thermique similaire pour tous les corps d'épreuve, élément nécessaire à la comparaison des comportements expansifs par la suite.

La présente section a permis de mettre au point et de vérifier la pertinence d'un traitement thermique représentatif des conditions de maturation d'une pièce massive de béton après coulage. Après une phase de chauffe de 24 heures dont les vitesses d'échauffement sont calées sur le dégagement de chaleur du matériau R1 en conditions adiabatiques, on applique un palier de température de 81°C durant 72 heures. Le traitement est achevé par une phase de refroidissement de 56 heures à une vitesse de -1°C/h jusqu'à une température de 25°C. Le traitement thermique est réalisé en eau à l'aide d'un dispositif spécifiquement conçu pour ces expérimentations.

Une vérification théorique de la pertinence de ce procédé a été effectuée par le biais de modélisations de traitement thermique de corps d'épreuve de géométries et de compositions différentes. Les simulations ont été effectuées à l'aide du module TEXO du code éléments finis CESAR-LCPC. En particulier, il a été vérifié que l'histoire thermique en phase de palier est reproductible à $\pm 1^\circ\text{C}$, quel que soit le corps d'épreuve considéré.

La vérification expérimentale du procédé a confirmé les prédictions des modèles. L'approche théorique et l'approche pratique fournissent des résultats concordants, ce qui confirme l'intérêt d'une validation numérique avec des outils tels que TEXO. Des écarts ont toutefois été mis en évidence et sont attribués aux difficultés d'estimation des états thermiques initiaux, des capacités calorifiques des différents éléments ou des coefficients d'échange. Enfin, différentes techniques de protection vis-à-vis de la lixiviation ont été testées. La solution du textile de cure Zemdrain[®] s'est avérée la plus adaptée à notre application et a été retenue dans le cadre de cette étude.

2.3 Qualification des moyens expérimentaux

2.3.1 Suivis dimensionnels

2.3.1.1 Essais sur éprouvettes

2.3.1.1.1 Suivi dimensionnel par extensométrie à pointeaux – essais de gonflement libre

Les déformations des éprouvettes de gonflement libre sont suivies par extensométrie à pointeaux : les bases de mesure sont matérialisées par des pastilles métalliques (indifféremment dénommées « plots » ci-après) percées d'un trou conique et collées sur le corps d'épreuve à mesurer à l'aide d'une « barre étalon » : ces réservations coniques permettent de venir placer des pointes jouant sur la position d'un extensomètre par le biais d'un système de renvoi mécanique. L'estimation de l'allongement est obtenue en comparant la mesure obtenue sur une barre étalon à celle obtenue sur l'éprouvette (cf. Figure 2-47).

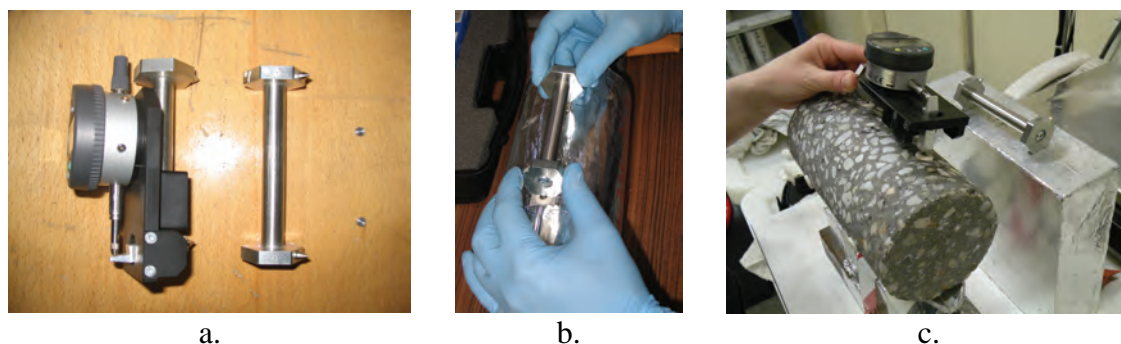


Figure 2-47 : extensométrie à pointeaux (a. extensomètre, barre étalon et plots de mesure ; b. collage des plots ; c. mesure dimensionnelle sur carotte de béton)

Afin d'obtenir des données statistiquement représentatives, chaque éprouvette est équipée de trois bases de mesure disposées à 120° (Fasseu 1997, Larive 1998, Pavoine & Divet 2007, Pavoine & Divet 2009), la déformation d'une éprouvette étant la moyenne des déformations de chaque base. Pour chaque base, on réalise trois mesures dimensionnelles successives à chaque mesure (cadence de suivi hebdomadaire) afin de diminuer l'incertitude du résultat. L'incertitude de mesure des gonflements est évaluée à $20,6 \mu\text{m/m}$ pour une déformation de 1,5 % soit une incertitude relative de 0,14 %. On trouvera en Annexe 3 le détail du calcul d'incertitude.

Devant les grandes déformations mesurées et les fissurations de corps d'épreuve parfois importantes, la colle de fixation des plots peut céder. Dans ce cas de figure, une base de mesure peut être recollée pour poursuivre le suivi dimensionnel de l'éprouvette concernée. Néanmoins, il est nécessaire d'introduire dans les données collectées un décalage correspondant à la mesure dimensionnelle qu'un opérateur aurait obtenue si le plot considéré ne s'était pas décollé. En d'autres termes, on considère la mesure dimensionnelle réalisée après collage de la nouvelle base de mesure comme nouvelle référence à laquelle on ajoute la mesure dimensionnelle déterminée avant décollage. Lorsque cette dernière information n'est pas à disposition (i.e. lorsque le plot s'est décollé lors de la conservation du corps d'épreuve entre deux séances de mesure), cette valeur est estimée sur la base de la dernière mesure disponible en considérant une évolution dimensionnelle de l'éprouvette durant la période où l'information vient à manquer identique à celle des corps d'épreuve issus du même lot et soumis au même protocole de mesure.

Cette démarche d'instrumentation et de traitement de données a également été appliquée avant basculement de conservation des éprouvettes de gonflement libre soumises à un apport hydrique (cf. section 1.2.2.1.1) : ces corps d'épreuve ont développé des gonflements particulièrement importants. Ainsi, avant de les placer en séchage, il a été décidé de renouveler entièrement leur instrumentation afin de disposer de bases de mesure propres et saines pour la suite des expérimentations.

2.3.1.1.2 Suivi dimensionnel par robot semi-automatique – essais de gonflement sous contraintes

Les déformations radiales et axiales des éprouvettes de gonflement sous contraintes sont suivies à l'aide de deux robots de mesures dimensionnelles (cf. Figure 2-48). Ces robots peuvent être adaptés à toutes les éprouvettes, en bâtis de fluage ou non et fonctionnent sur le même principe que ceux présentés par (Multon 2004). Une qualification

de chacun des robots a été effectuée et aboutit à un écart type de répétabilité de l'ordre de $10 \mu\text{m}/\text{m}$ pour les mesures de déformations radiales et de $5 \mu\text{m}/\text{m}$ pour les déformations longitudinales, incertitudes similaires à celles obtenues pour (*Multon 2004*). On trouvera en Annexe 3 une description détaillée de la qualification des robots et des procédures de mesure appliquées.

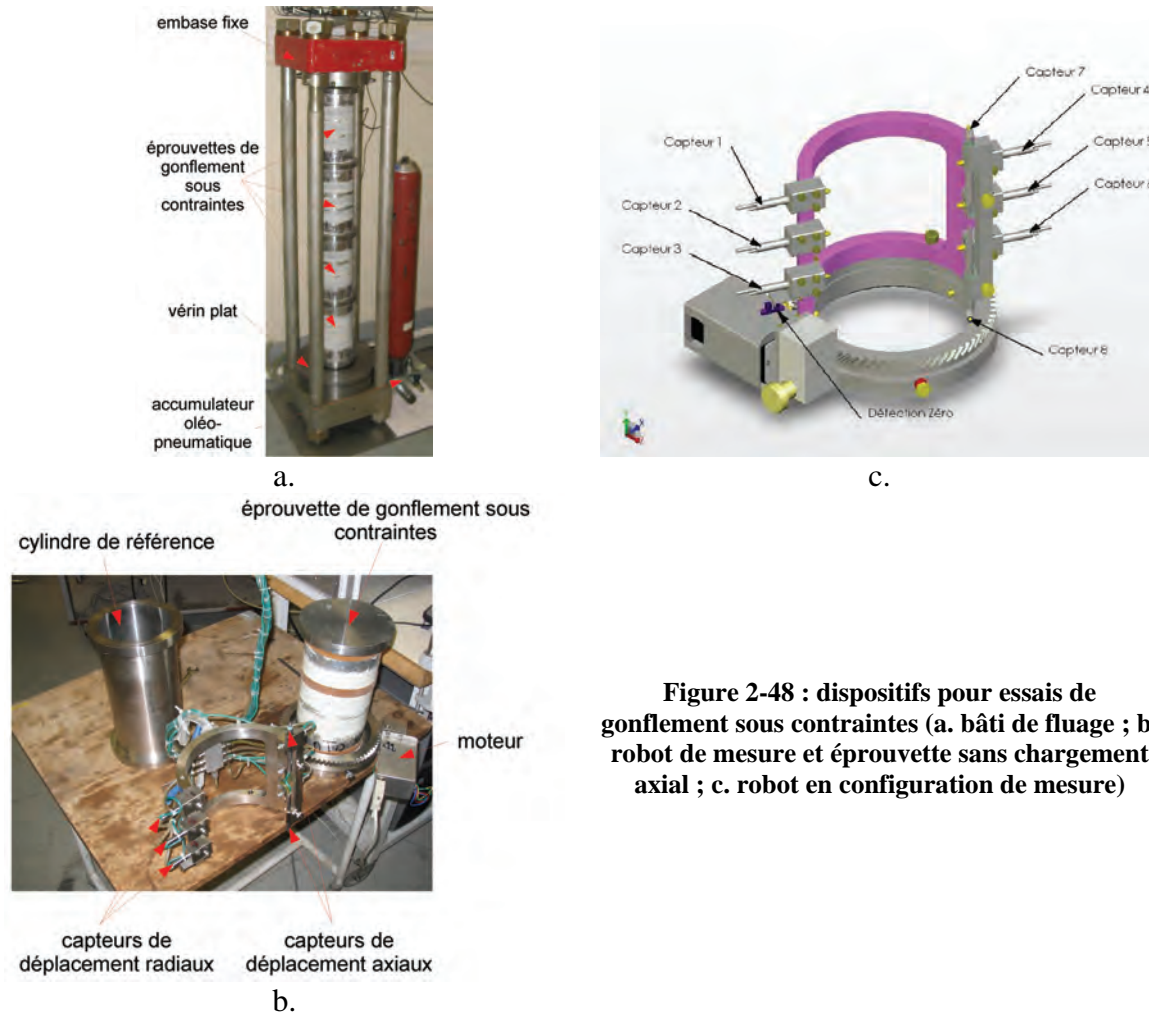


Figure 2-48 : dispositifs pour essais de gonflement sous contraintes (a. bâti de fluage ; b. robot de mesure et éprouvette sans chargement axial ; c. robot en configuration de mesure)

Ces dispositifs expérimentaux se révèlent être particulièrement délicats à manipuler et nécessitent une attention particulière pour assurer des mesures fiables. En particulier, les encombrements importants dans les bâtis de fluage induisent des frottements des tirants verticaux sur les capteurs qui peuvent les détériorer (en particulier au niveau des connexions). Ainsi, les capteurs doivent être régulièrement changés pour assurer des mesures fiables et précises.

Les essais de gonflement sous contraintes sont réalisés sur des corps d'épreuve conservés sous scellement hydrique. Les scelllements hydriques sont en règle générale confectionnés à l'aide d'aluminium autoadhésif (*Toutlemonde & Le Maou 1996*). Néanmoins, la caractère malléable de ce scellement le rend inutilisable dans le cadre de mesures dimensionnelles précises. Par conséquent, des résines époxy faisant office de pare vapeur sont appliquées au niveau des zones de mesure (une couche d'accroche Eponal 376 suivie d'un traitement de surface à l'aide d'une colle bi-composant de type X60 [fournisseur HBM] permettant de colmater les bulles d'air emprisonnées en surface et enfin deux couches de protection Eponal 371 faisant également office de colle pour les

embases métalliques des faces supérieure et inférieure de chaque corps d'épreuve – cf. Figure 2-49).

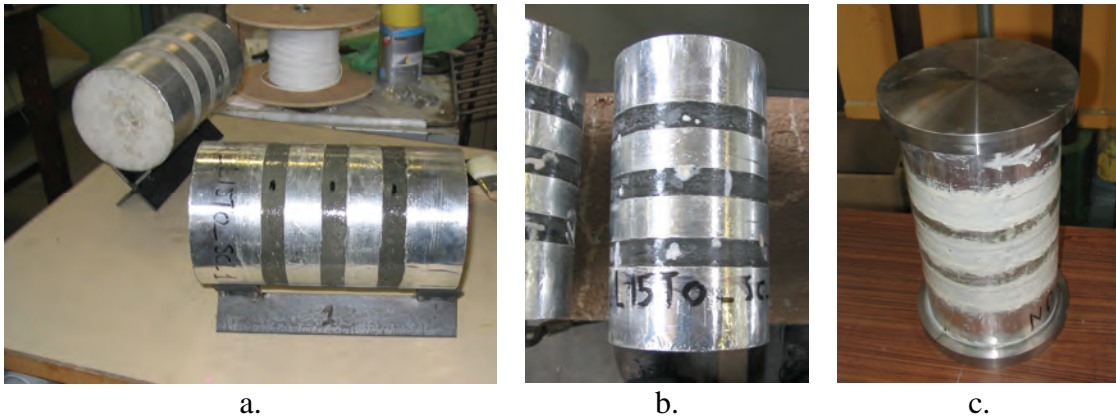


Figure 2-49 : éprouvettes de gonflement sous contraintes (a. pose de la couche d'accroche ; b. traitement de surface ; c. pose des couches d'étanchéité et collage des embases métalliques)

La Figure 2-50 compare les suivis massiques des éprouvettes de gonflement libre conservées sous trois couches d'aluminium autoadhésif (Toutlemonde & Le Maou 1996) et des éprouvettes de gonflement sous contraintes protégées de la dessiccation par le scellement mixte décrit dans cette section. On observe que les éprouvettes en béton présentent des pertes de masse similaires, quelle que soit la technique de scellement considérée, indiquant ainsi le bon fonctionnement de la résine époxy. En revanche, on note des pertes de masse moins importantes pour les éprouvettes étreintes par les anneaux d'acier : ces derniers jouent le rôle de pare-vapeur et permettent une dessiccation moindre des corps d'épreuve.

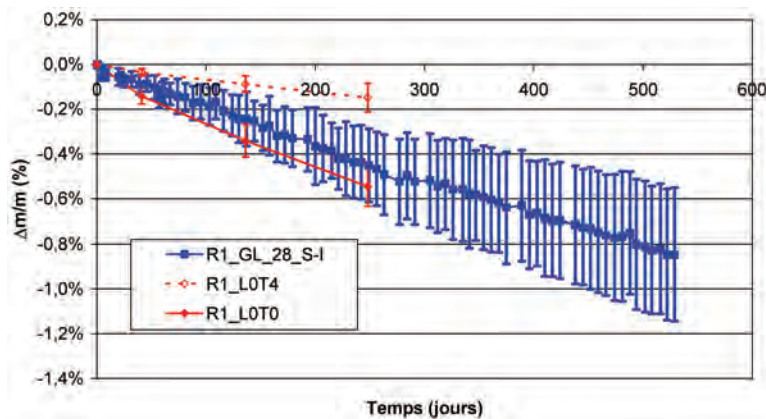


Figure 2-50 : comparaison des suivis massiques des éprouvettes R1 conservées sous scellement aluminium intégral et sous scellement mixte aluminium/résine époxy

Afin de s'affranchir des tassements d'interface initiaux, le point zéro de l'ensemble des mesures est réalisé six jours après la mise en charge des bâtis (mise en charge effectuée à 41 jours d'âge du béton). Ceci permet également de disposer de suffisamment de temps pour mettre au point les réglages des dispositifs d'instrumentation avant le lancement de la phase de suivi. On évalue ainsi uniquement le comportement de fluage à long terme des matériaux. Les mesures sont réalisées avec une fréquence hebdomadaire.

2.3.1.2 Essais sur poutres

2.3.1.2.1 Instrumentation externe

2.3.1.2.1.1 Capteurs

Le suivi des déformations globales des poutres est assuré par l'utilisation d'extensomètres à corde vibrante sans raideur à excitation répartie (*Joly 1999*) de grande base (2980 mm et 2640 mm) ainsi que de capteurs LVDT munis de barres de renvoi mécanique servant de base de mesure. Les systèmes de fixation des cordes vibrantes sont repris de l'étude de (*Multon 2004*). Des systèmes de fixation spécifique ont été mis au point pour les capteurs LVDT (cf. Figure 2-52.a et b). Si le principe des éléments de fixation de (*Multon 2004*) a été repris, il a néanmoins dû être adapté pour pouvoir réaliser des mesures jusqu'à une amplitude de déformation de 1,5 %. La Figure 2-51 illustre le dispositif de fixation : les bases de mesure sont maintenues sur la structure grâce à un système d'équerre et de plaque de fermeture (Figure 2-51.a) vissées sur une plaque de réglage (Figure 2-51.b) comportant une série de trous filetés permettant de replacer les capteurs dans leur domaine de fonctionnement lorsque les gonflements deviennent trop importants.

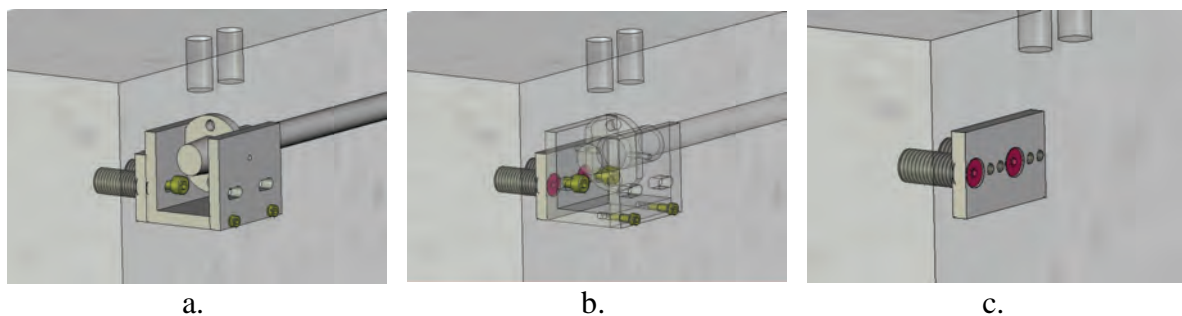


Figure 2-51 : dispositif de fixation des bases de mesure horizontale (a. vue générale après fixation sur une poutre ; b. illustration de la fixation ; c. plaque seule avec trous filetés pour réglage de position)

Le suivi des déformations locales du béton sur les faces externes des corps d'épreuve est assuré grâce à des cordes vibrantes de base 85 mm (cf. Annexe 1). Les pièces de fixation des capteurs sont maintenues en position sur les poutres grâce à des inserts filetés noyés dans les structures au moment du coulage (cf. Figure 2-52.e et f).

Le suivi des flèches de chaque poutre est réalisé à l'aide de 10 capteurs de déplacement (Solartron DP10) par poutre (cinq capteurs par face). Ces capteurs sont solidaires de règles parallèles aux faces latérales des poutres et fixes par rapport à elles. Le mouvement relatif de la poutre par rapport à la règle fixe permet la mesure de flèche (cf. Figure 2-52.c et d).

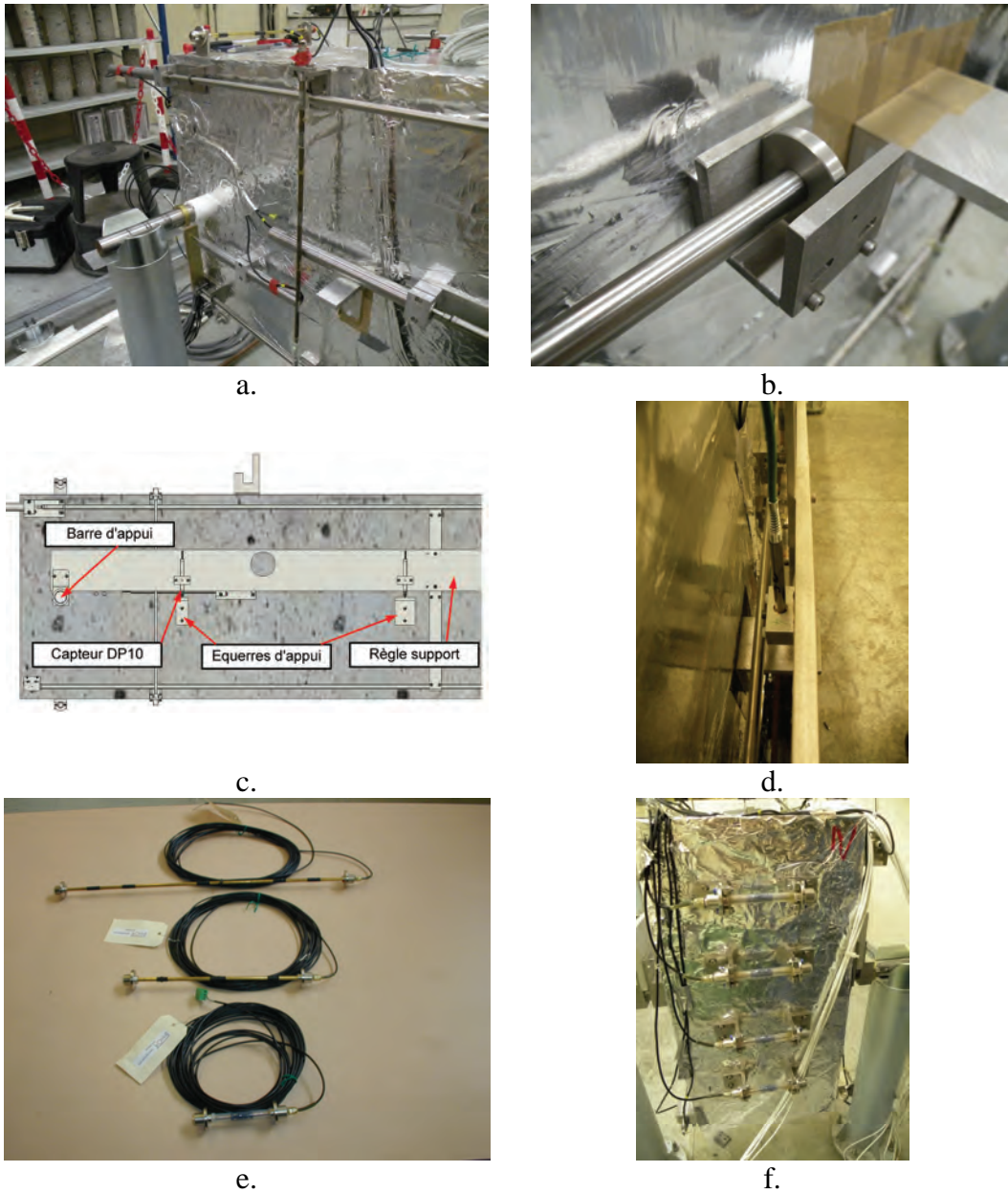


Figure 2-52 : instrumentation des poutres

a. dispositifs de fixation des capteurs LVDT
 c. dispositif de mesure de flèche (face)
 e. capteurs à corde vibrante

b. dispositif de fixation des bases de mesure LVDT
 d. dispositif de mesure de flèche (dessus)
 f. cordes vibrantes 85 mm (face nord d'une poutre)



Figure 2-53 : vue générale de P3 après instrumentation

2.3.1.2.1.2 Interrogation des capteurs

Lors de la phase d'instrumentation, des problèmes de parasites électriques ont été rencontrés. Les différentes technologies de capteurs mises en œuvre dans cette étude nécessitent l'utilisation de deux types de centrale différents, l'un étant dédié à l'acquisition des cordes vibrantes, l'autre étant destiné à l'enregistrement des capteurs de flèche, des extensomètres LVDT et des jauges de déformation. Tous ces capteurs sont en contact électrique du fait de la présence du scellement aluminium sur les faces latérales de la poutre (cf. Figure 2-53). La coexistence des deux centrales dans un même « circuit » électrique engendre des parasites qui en l'absence de précautions rendent inutilisables les dispositifs à cordes vibrantes. Une mise à la masse commune de ces deux centrales n'ayant pas permis de résoudre ce problème, les deux circuits ont été isolés l'un de l'autre pour permettre l'instrumentation des poutres.

Au total, quatre centrales d'acquisition différentes ont été mises en œuvre dans le cadre de ce programme (deux centrales pour les cordes vibrantes, une centrale pour les capteurs de déplacement et les jauges d'extensométrie et une centrale pour les capteurs de température/humidité).

2.3.1.2.2 Instrumentation interne

2.3.1.2.2.1 Mesure des déformations du béton

Des essais de tenue des extensomètres à corde vibrante noyés vis-à-vis de la cure thermique ont montré que les capteurs approvisionnés ne résistent pas aux conditions agressives qui leur sont appliquées durant le traitement thermique malgré les critères d'étanchéité et de résistance à la température déterminés par le cahier des charges lors de la conception. En particulier, la colle permettant de maintenir les aimants d'excitation des cordes sur le corps des capteurs ne résiste pas à la combinaison d'une agression thermique et chimique (cf. Figure 2-54) (tandis que la résistance à la température seule a été confirmée). Ces capteurs n'ont donc pu être utilisés en instrumentation noyée.



Figure 2-54 : diagnostic du problème des capteurs à corde vibrante après cure thermique (a. récupération du capteur ; b. déplacement d'un aimant)

Pour pallier ce problème, des jauges d'extensométrie à noyer dans le béton (dénommées jauges pain de sucre par la suite) ont été utilisées. Il s'agit de jauges résistives (fournisseur Vishay, référence EGP-5-120) noyées dans un revêtement assurant ainsi une cohésion entre la capteur et le matériau qui l'entoure (cf. Figure 2-55). Lorsque le matériau se déforme, la résistance de la jauge est modifiée proportionnellement et il est alors

possible de mesurer une déformation par calibration des capteurs. Afin d'assurer une meilleure résistance à la température, ces capteurs ont été équipés de câbles revêtus de téflon. Une qualification de ces instruments pour les applications de cette étude est donnée en Annexe 3.

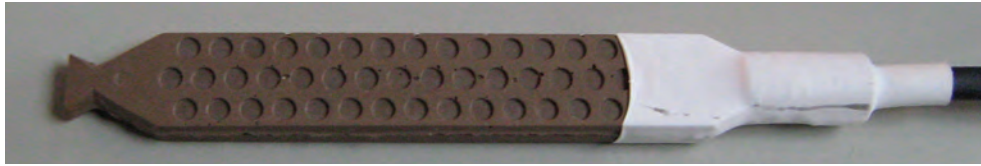
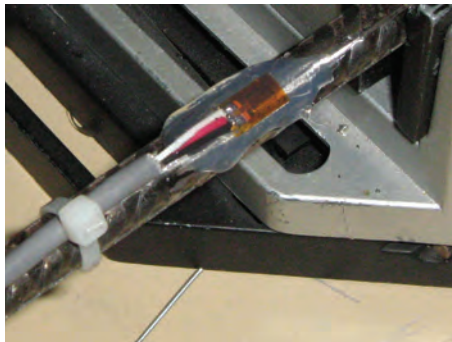


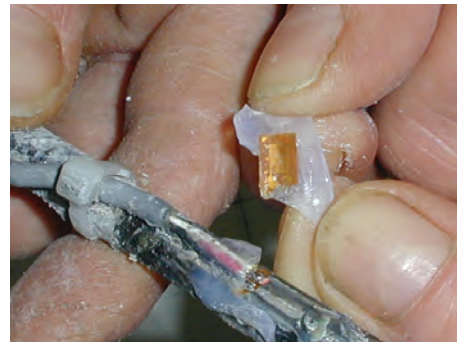
Figure 2-55 : jaugé pain de sucre

2.3.1.2.2 Mesure des déformations des aciers

Deux technologies de fixation des jauges de déformation sur support en acier existent : les jauges collées et les jauges soudées. Les premières présentent l'avantage d'être peu intrusives de par leur petite taille et leur flexibilité qui nécessite uniquement de meuler les verrous des armatures pour être mises en place (cf. Figure 2-56.a.). En contrepartie, leur liaison chimique avec les aciers est vulnérable aux conditions agressives régnant au sein des corps d'épreuve lors de la cure thermique. Les secondes ne présentent pas cet inconvénient puisqu'elles sont liées mécaniquement aux armatures par soudage. En revanche, outre leur encombrement plus important, leur mise en place ne peut se faire qu'en réalisant un méplat sur les aciers, créant ainsi une amorce de rupture (cf. Figure 2-56.c.).



a.



b.



c.



d.

Figure 2-56 : jauges d'extensométrie pour aciers

a. colle classique + silicone avant cure

c. jaugé soudée avant protection

a. colle classique + silicone après cure

d. jaugé soudée sur armature Ø32 après protection

De nombreuses solutions combinant 4 types de jauge, 5 types de colle, un vernis isolant, 2 types de silicone et 2 types de revêtement de protection ont été testées afin de trouver une solution technique permettant d'instrumenter les ferraillements des poutres (cf. Annexe 3). La quasi-totalité des solutions utilisant des jauges collées s'est montrée inefficace sous l'effet de l'action combinée de la haute température et des conditions chimiques agressives : on observe un décollement de la trame de la jauge (cf. Figure 2-56.b.). Au contraire, la solution des jauges soudées s'est révélée la plus pertinente en termes de liaison mécanique avec l'armature, conformément à nos attentes. Toutefois, cette solution ne doit être utilisée que ponctuellement compte tenu de son encombrement (cf. Figure 2-56.d.). C'est cette solution qui a été choisie pour l'instrumentation des ferraillements des poutres armées. Devant l'encombrement de ces éléments, seuls les aciers longitudinaux de diamètre supérieur à 16 mm ont été instrumentés (section médiane des poutres concernées).

2.3.1.2.3 Traitement des données

Les cinétiques de réaction de gonflement interne peuvent se révéler particulièrement rapides. Ainsi, pour le cas des poutres non armées, on a pu assister à une augmentation très rapide des déformations conduisant certains capteurs à être placés en dehors de leur course d'utilisation sans que l'expérimentateur ne puisse s'en rendre compte. D'autre part, certains dysfonctionnements des centrales d'acquisition ont pu conduire à la perte de données durant plusieurs jours. Enfin, les activités humaines dans ou à proximité des locaux de stockage des corps d'épreuve conduisent parfois à l'observation de « sauts » des valeurs mesurées correspondant à un choc ou une vibration transmis aux capteurs et aboutissant à un décalage instantané de la grandeur mesurée. Ces phénomènes impliquent donc la nécessité de recalibrer les données mesurées afin de les rendre exploitables : en d'autres termes, il est nécessaire d'introduire un décalage intermédiaire pour faire correspondre les données collectées juste avant le dysfonctionnement considéré à celles collectées juste après (cf. Figure 2-57). Lors de la présentation des suivis dimensionnels des poutres, les périodes ayant nécessité de telles extrapolations sont indiquées par une courbe grise (cf. Figure 2-58).

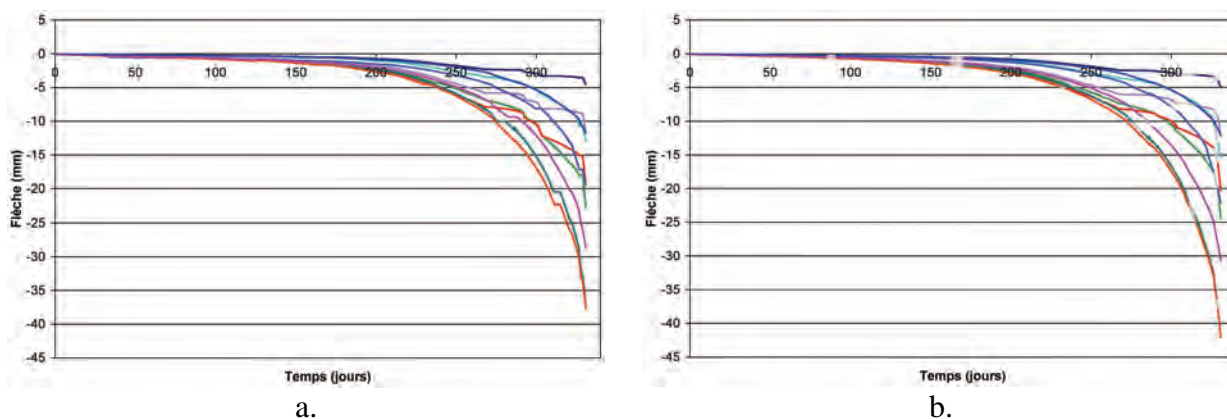


Figure 2-57 : exemple de données a. avant traitement b. après traitement

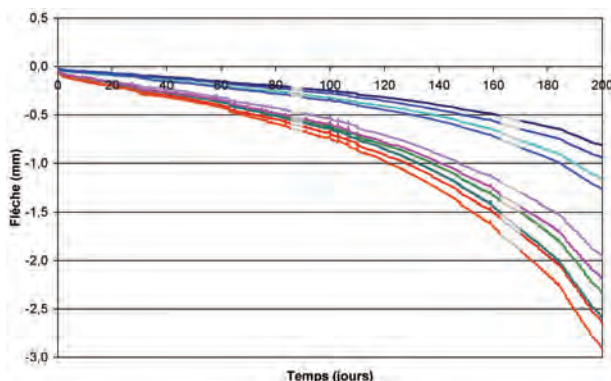


Figure 2-58 : repérage des zones ayant fait l'objet d'une extrapolation lors du traitement de données

2.3.2 Contrôle des conditions de conservation et suivi hydrique

2.3.2.1 Conditions de conservation

2.3.2.1.1 Salle à « 38°C / 30 % HR »

La salle de stockage à atmosphère régulée développée dans le cadre des travaux de (Multon 2004) a été utilisée pour l'ensemble du programme expérimental. Ses caractéristiques n'ont pas été modifiées. Un suivi des conditions de stockage a été mis en place à l'aide de capteurs d'humidité et de température de marque Sensirion. Ceux-ci sont répartis en quatre points de la salle de stockage représentatifs des lieux où sont entreposés les corps d'épreuve. La température de la salle est ainsi régulée à $37 \pm 1^\circ\text{C}$ (écart type des mesures inférieur à $0,6^\circ\text{C}$). Son humidité relative est maintenue à $36 \pm 2\%$ (écart type des mesures inférieur à 1%). Il est à noter que l'humidité relative initialement visée était de 30% . Toutefois, pour des humidités aussi faibles, il est plus compliqué de maintenir l'homogénéité de l'atmosphère de la salle de stockage. Il a donc été décidé de conserver cette valeur légèrement plus élevée pour laquelle l'homogénéité est plus aisément maintenue. Ces conditions de stockage sont maintenues stables et ce malgré des perturbations régulières nécessaires à la réalisation des mesures (ouverture des réacteurs à 100% de HR par exemple).

2.3.2.1.2 Réacteurs à 100 % HR

(Multon 2004) a montré que la régulation et l'homogénéisation d'une salle à 38°C et 100% d'humidité relative est complexe et difficile à garantir. Pour remédier à ce problème compte tenu d'un nombre relativement limité de corps d'épreuve à conserver dans ces conditions, deux réacteurs dont l'humidité est maintenue à 100% HR ont été développés pour stocker les éprouvettes de gonflement libre (cf. Figure 2-59). Il s'agit de cylindres de Plexiglas[®] étanches dans lesquels une circulation d'eau distillée sur la paroi intérieure vient saturer l'air en vapeur d'eau et ainsi atteindre une humidité relative de 100% .

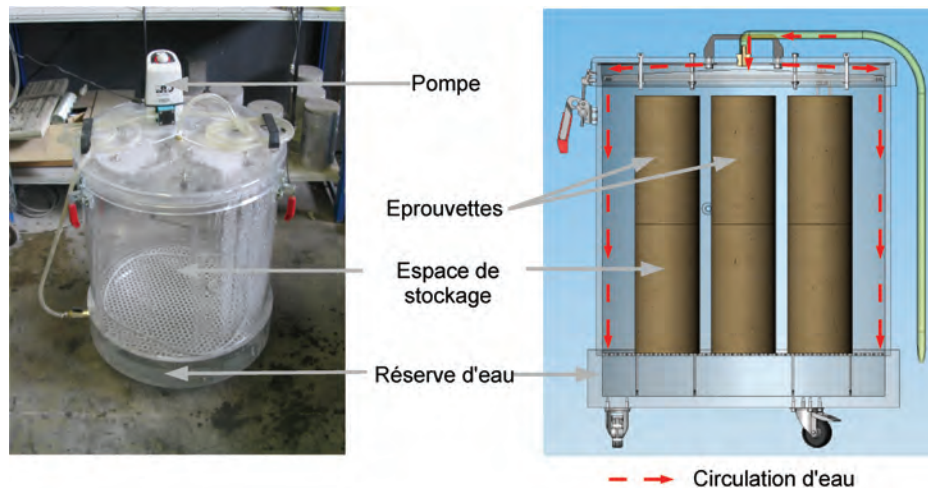


Figure 2-59 : réacteurs à 100 % HR

2.3.2.1.3 Scellement hydrique

Les corps d'épreuve à protéger de la dessiccation sont majoritairement conservés sous aluminium autoadhésif (trois couches en période de stockage) dont l'efficacité a été évaluée par (Toutlemonde & Le Maou 1996). Les éprouvettes de gonflement sous contraintes font l'objet d'une protection particulière décrite en section 2.3.1.1.2.

2.3.2.1.4 Conservation en eau

Les corps d'épreuve conservés en eau sont immergés dans des bacs remplis d'eau de ville et munis d'un couvercle, entreposés dans la même salle à 38°C/30 % de HR. Chaque type de corps d'épreuve est conservé dans un bac qui lui est propre afin d'éviter les contaminations qui pourraient provoquer l'apparition de phénomènes parasites. Ce type de conservation peut induire une lixiviation des alcalins relativement conséquente, le volume d'eau étant relativement important en comparaison du volume de béton (même si la limitation du volume d'eau et de son renouvellement a fait l'objet d'une attention particulière). Néanmoins, des stockages dans des volumes d'eau tels que ceux préconisés par (Pavoine & Divet 2007) s'avèrent délicats à mettre en œuvre pour un grand nombre de corps d'épreuve. Cette solution n'a donc pas été retenue pour cette étude. La lixiviation des alcalins en phase de stockage a été quantifiée et est présentée dans le Chapitre 3.

2.3.2.2 Suivi hydrique des poutres

2.3.2.2.1 Capteurs d'humidité relative

La mise en place de capteurs d'humidité relative noyés a pour objectif d'évaluer la progression du front de séchage puis d'humidification dans les poutres tout au long du programme expérimental. Ces capteurs à semi-conducteur (SHT75 Sensirion, précision de ± 4 % à 100 % HR) ont fait l'objet d'une protection spéciale pour assurer leur tenue à la cure thermique (cf. Figure 2-60). Le capteur est protégé par un tube en acier fermé par une pastille de Gore-Tex[®] du côté de la partie sensible, l'autre extrémité étant colmatée par un

silicone résistant à la température, protégeant ainsi les connexions (au préalable recouvertes de vernis de protection isolant). Le Gore-Tex[®] empêche la destruction du capteur par intrusion de béton mais permet la mesure de HR en autorisant les échanges de vapeur d'eau (*Grasley et al. 2006*).

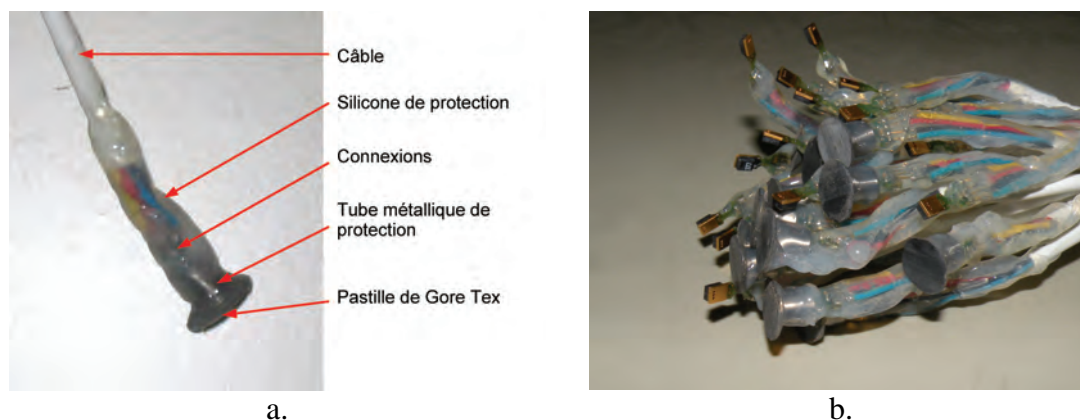


Figure 2-60 : capteurs de température et d'humidité relative Sensirion (a. détail sur le mode de préparation ; b. série de capteur après fabrication [avec ou sans protection Gore-Tex])

A l'issue de la cure thermique, la fonction de mesure de l'humidité de certaines voies s'est révélée inutilisable malgré les efforts de protection mis en œuvre (humidité mesurée erronée). Afin de pallier ce problème, une solution de remplacement a été mise en œuvre (perçage de la poutre jusqu'au cœur de la poutre, mise en place d'un nouveau capteur et colmatage du trou de positionnement par un bouchon silicone + aluminium autoadhésif). Cette solution s'est révélée bien adaptée pour le remplacement des voies défectueuses.

Cependant, le séjour prolongé de ces capteurs à des HR proches de 100 % a conduit à une dérive des grandeurs mesurées : après plusieurs mois de suivi, on mesure des valeurs d'humidité relative de l'ordre de 115 %. Dès lors, ces données deviennent inexploitable : quantitativement, il est évident que l'expérimentateur ne peut pas se prononcer sur l'humidité interne du matériau ; qualitativement, une augmentation de l'humidité relative durant plusieurs mois dans la partie supérieure qui devrait rapidement être affectée par le front de séchage semble étrange et suggère une réponse biaisée du capteur correspondant. Aucune solution palliative n'a pu être trouvée pour ce problème.

2.3.2.2.2 *Suivi de la teneur globale en eau : pesée*

Comme pour (*Multon 2004*), le suivi de la teneur globale en eau est réalisé à l'aide d'un banc de pesage différentiel (cf. Figure 2-61). Le principe de fonctionnement de celui-ci est exposé dans (*Multon 2004*).

Des essais de qualification ont été réalisés et conduisent à l'évaluation d'une incertitude de répétabilité de 9 grammes sur 1 tonne, valeur équivalente à celle déterminée par (*Multon 2004*). On trouvera en Annexe 3 le détail des opérations de qualification.

Cette technique de suivi de masse globale des poutres s'est révélée bien adaptée au cas de la RSI. Bien que les variations de masse soient bien plus importantes dans le cas de cette pathologie que dans celui de structures atteintes de RAG, les suivis réalisés se sont révélés précis et répétables au cours du temps (périodicité de mesure de l'ordre d'un mois). La principale source d'incertitude correspond à la quantité d'eau liquide encore présente à

la surface des corps d'épreuve, quantité fonction de l'essuyage de l'eau de ruissellement par un opérateur (l'objectif étant d'éponger la structure sans la sécher).



Figure 2-61 : banc de pesée (a. pesée d'une poutre ; b. pesée de la poutre étalon)

2.3.2.2.3 *Suivi de la teneur locale en eau : méthode de gammadensimétrie*

En complément du suivi de la teneur globale en eau des poutres, un suivi de teneur locale en eau est réalisé par méthode de gammadensimétrie (cf. Figure 2-62) : à l'aide d'une source de rayonnement ionisant, on suit au cours du temps l'évolution de l'intensité du faisceau transmis transversalement à la poutre à travers une zone cylindrique de 1 cm de diamètre, par rapport à l'intensité du faisceau à vide. L'évolution de ce paramètre permet d'évaluer localement la variation relative de masse (loi de Beer-Lambert). Le banc de gammadensimétrie est muni d'un dispositif de positionnement automatique permettant d'évaluer les variations relatives de masse en trois sections transversales différentes, d'une profondeur de 10 mm à 290 mm par rapport à la face supérieure de la poutre. Les variations en chaque profondeur sont estimées en moyennant les résultats de chacune des trois sections.

Une campagne de répétabilité a été menée en réalisant six mesures successives (soit 90 points de mesure au total) sur une même poutre en béton dont les échanges hydriques avec l'extérieur sont entièrement empêchés par un scellement aluminium. On obtient une incertitude de répétabilité de 0,18 % (incertitude absolue en variation relative de masse) sur la détermination de la variation relative de masse d'une zone de mesure (cylindre de 1 cm de diamètre et 25 cm de longueur).



Figure 2-62 : mesure de gammadensimétrie sur une poutre

D'un point de vue théorique, cette technique de mesure non destructive de la teneur en eau se révèle pertinente dans le cadre de nos expérimentations. Néanmoins, d'un point de vue pratique, elle se révèle particulièrement sensible aux variations de positionnement du banc de mesure. L'utilisation prolongée du dispositif (périodicité de mesure de l'ordre de 15 jours initialement) a mis en évidence l'existence de points de mesure aberrants attribués à des problèmes de positionnement : en cas de variation de la position du banc entre deux mesures sur un même point de la structure, le cylindre de matériau intersecté par le faisceau de particules est modifié et conduit à évaluer une variation de masse biaisée. De telles variations de positionnement ont été effectivement observées sous l'effet du vieillissement du vérin soutenant le banc (rotations non contrôlées suivant l'axe vertical). Par ailleurs, les déformations considérables des structures sous l'effet des gonflements ont également conduit à un décalage du banc de gammadensimétrie par rapport aux positions initiales et ont ainsi introduit une nouvelle source d'erreur (rotation des sections sous l'effet des gonflements).

Le suivi le plus pertinent se révèle être celui de la poutre P1 (non armée, formule NR) pour laquelle les faibles évolutions dimensionnelles ont permis un bon positionnement du dispositif de gammadensimétrie. Les données correspondantes seront utilisées par la suite pour caractériser le séchage de l'ensemble des structures (cf. Chapitre 4).

3 Retour d'expérience des fabrications

3.1 Fabrications des bétons

A l'exception de la classe granulaire 10/14 du gravillon_PR, les matériaux ont été approvisionnés en lots uniques afin de s'affranchir de la variabilité des caractéristiques des constituants inhérente à leur mode de fabrication. Un réapprovisionnement en gravillon_PR 10/14 s'est révélé nécessaire pour la dernière fabrication.

Le Tableau 2-23 synthétise les résultats des essais sur béton frais : les fabrications de béton se sont révélées répétables (faible dispersion des résultats). Les formules R1 et R2 présentent des affaissements conformes à la cible de 10 ± 2 cm fixée par le cahier des charges de l'étude. En revanche, la formule NR présente un affaissement supérieur à cette cible imputable au changement de ciment. Ce matériau ne présentant pas de risque de ségrégation, il a été choisi de ne pas modifier la quantité d'eau de la formule pour jouer sur la valeur d'affaissement et ce afin de disposer de bétons de rapports E/C identiques.

A l'exception des éprouvettes R1_38_L, l'ensemble des fabrications a été réalisé sur le même malaxeur. Avant chaque coulage, une gâchée de graissage dont le volume est égal à la moitié de la capacité de la cuve a été réalisée afin d'assurer un gâchage des matériaux le plus répétable possible. La procédure de malaxage des matériaux a été identique pour tous les coulages et est donnée en Annexe 2.

Tableau 2-23 : synthèse des essais sur béton frais

Date de fabrication	Corps d'épreuve	Affaissement (cm)			Air occlus (%)		
15/11/2007	Eprouvettes de caractérisation mécanique R1	11			2,4%		
15/11/2007	Eprouvettes de gonflement libre R1	9			2,5%		
03/04/2008	Eprouvettes de gonflement sous contraintes R1	9			2,6%		
24/01/2008	Eprouvettes de caractérisation mécanique R2	11			2,0%		
24/01/2008	Eprouvettes de gonflement libre R2	9			2,1%		
28/08/2008	Eprouvettes de gonflement sous contraintes R2 + R3	12			1,8%		
28/02/2008	Eprouvettes de caractérisation mécanique NR	12			2,6%		
28/02/2008	Eprouvettes de gonflement libre NR	18			2,3%		
02/10/2008	Eprouvettes de gonflement sous contraintes NR + BT	19			2,2%		
15/05/2008	P1	17	16	15	2,3%	2,4%	2,8%
		16			2,5%		
19/06/2008	P2	8	9	8	2,3%	2,1%	2,1%
		8			2,2%		
11/12/2008	P3	7	9	13	2,4%	2,9%	3,0%
		10			2,8%		
24/07/2008	P4	9	9	9	2,3%	2,4%	2,6%
		9			2,4%		
12/02/2009	P5	8	11	12	1,7%	1,7%	2,2%
		10			1,9%		
19/03/2009	P6	12	11	10	1,6%	1,5%	1,9%
		11			1,7%		
02/04/2009	Eprouvettes R1_38_L (lixiviation)*	6			2,5%		
-	Moyenne R1	9			2,5%		
-	Ecart type R1	1			0,2%		
-	Moyenne R2	11			1,9%		
-	Ecart type R2	1			0,2%		
-	Moyenne NR	16			2,4%		
-	Ecart type NR	3			0,2%		

* fabrication réalisée sur un malaxeur de 30 litres

La mise en œuvre des matériaux gâchés est effectuée sur une durée de l'ordre de une heure (le profil de cure thermique prévoit une fenêtre de deux heures pour pouvoir gérer d'éventuels imprévus).

Pour les cylindres 11-22 moulés, la vibration des matériaux est assurée à l'aide d'une table vibrante suivant la norme NF P 18-421 (AFNOR 1981-a). Les autres corps d'épreuve (poutres, blocs pour carottage d'éprouvettes de gonflement libre, éprouvettes de gonflement sous contrainte) sont vibrées à l'aiguille suivant la norme NF P 18-422 (AFNOR 1981-b).



a.



b.



c.



d.



e.



f.



g.



h.



i.



j.

Figure 2-63 : fabrication d'éprouvettes de gonflement libre et de caractérisation mécanique

- a. coulage de blocs pour carottage
- c. coulage de blocs et de cylindres 11-22
- e. cure d'un bloc pour carottage
- g. cure de 28 jours sous aluminium
- i. surfacage d'une éprouvette de gonflement libre

- b. éprouvettes de caractérisation mécanique
- d. vibration de cylindres
- f. cure de cylindres 11-22 moulés
- h. carottage d'éprouvettes de gonflement libre
- j. éprouvette de gonflement libre



Figure 2-64 : fabrication de poutres

a. capteurs de température et d'humidité
c. jauges pain de sucre (poutre armée)
e. remplissage du coffrage (2)
g. cure d'une poutre

b. jauges pain de sucre (poutre non armée)
d. remplissage du coffrage (1)
f. remplissage du coffrage (3)
h. protection vis-à-vis de la lixiviation



Figure 2-65 : fabrication d'éprouvettes de gonflement sous contraintes
 a. coulage d'éprouvettes b. protection vis-à-vis de la lixiviation
 c. cure d'éprouvettes d. éprouvette équipée pour la cure

3.2 Traitement thermique

3.2.1 Dispositif de cure thermique

L'énergie fournie aux corps d'épreuve lors de la cure thermique est évaluée en intégrant le profil de température du bain de cure au delà d'une température seuil de 60°C pour laquelle on considère un risque de RSI (cf. équation (2-8)). La Figure 2-66 représente l'évolution de température du bain de cure thermique lors des différentes fabrications. Ce procédé se révèle particulièrement répétable (comme confirmé par la faible dispersion des résultats donnés dans le Tableau 2-25). Les principales différences sont observées en fin de refroidissement, lorsque l'influence de la température extérieure se fait de plus en plus importante et rend plus compliqué le maintien d'une vitesse de refroidissement constante.

Le Tableau 2-25 fournit une estimation du potentiel d'expansion induit par la cure thermique sur la base du modèle proposé par (Baghdadi *et al.* 2008-b) présenté au Chapitre 1. Les paramètres de ce modèle ont été initialement calés sur les données présentées par (Baghdadi *et al.* 2008-b) mises à jour à l'aide de la poursuite du suivi dimensionnel des corps d'épreuve mis en œuvre dans leur étude. Cette étude a été menée sur un béton proche de R1 (composition identique mais rapport E/C égal à 0,49). Ceci a permis de déterminer un premier jeu de données du modèle. Par la suite, l'énergie d'activation de cette relation est ajustée pour chaque formule pour obtenir les potentiels de gonflement mesurés dans notre étude pour des cylindres de gonflement libre et présentés dans le Chapitre 3 (respectivement 0,34 %, 1,58 % et 1,55 % pour NR, R1 et R2) en intégrant les profils de traitement thermique correspondants (respectivement NR_GL+M, R1_GL+M et R2_GL+M). Il a donc été considéré que les paramètres α et T_0 sont identiques d'une formule à une autre. Les estimations de ces paramètres sont fournies dans le Tableau 2-24.

Avec des écarts maximaux de 0,01 % par rapport aux « potentiels visés », la réalisation de la cure thermique s'est révélée conforme à nos objectifs initiaux.

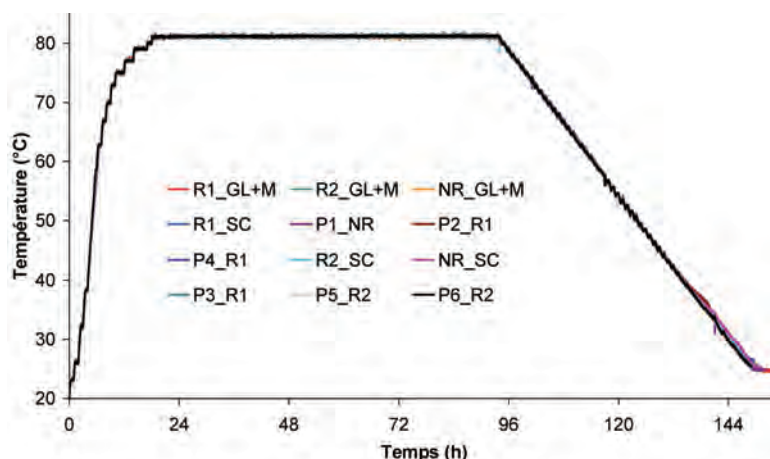


Figure 2-66 : réalisation expérimentale des traitements thermiques

Tableau 2-24 : paramètres du modèle de (Baghdadi et al. 2008-b) pour différents bétons

	R1	R2	NR
α (h ⁻¹)	6,48E-04	6,48E-04	6,48E-04
E (J.mol ⁻¹)	435	440	895
T ₀ (°C)	43,3	43,3	43,3

Tableau 2-25 : évaluation des énergies de traitement thermique

Corps d'épreuve	Potentiel RSI thermique (°C.h)	Potentiel de gonflement (Baghdadi et al. 2008-b)
NR_GL+M	1992	-
R1_GL+M	1989	-
R2_GL+M	1990	-
NR_SC	1993	0,34%
R1_SC	1989	1,58%
R2_SC	1994	1,56%
NR_P1	1998	0,34%
R1_P2	1995	1,58%
R1_P3	1991	1,58%
R1_P4	1998	1,59%
R2_P5	1998	1,56%
R2_P6	1995	1,56%
Moyenne (°C.h)	1994	-
Ecart type (°C.h)	3	-

3.2.2 Traitement thermique des poutres

Les réponses thermiques au point M4 (0,27 m de la face supérieure) de l'ensemble des poutres lors de leur traitement thermique sont représentées par la Figure 2-67, la Figure 2-68, la Figure 2-69 et la Figure 2-70. Ces relevés de température permettent d'identifier clairement les poutres en fonction de leur formule de béton constitutive (cf. Figure 2-68).

En revanche, la température ambiante lors du coulage des corps d'épreuve ne semble avoir une influence que lors des premières heures de traitement. De même, lors de la phase de palier, la poutre P1 se démarque de l'ensemble des corps d'épreuve par un dépassement de consigne plus marqué lors de la transition avec la phase de chauffe. Les poutres P5 et P6 fabriquées avec la formule R2 montrent quant à elles un comportement thermique similaire aux poutres P2, P3 et P4 coulées avec la formule R1 utilisant le même ciment_R. Enfin, les corps d'épreuve montrent des évolutions thermiques comparables lors du refroidissement, confirmant ainsi que les dégagements de chaleur par hydratation du ciment ne jouent plus à ce stade du traitement thermique qu'un rôle marginal par rapport à la température imposée par le bain de cure thermique.

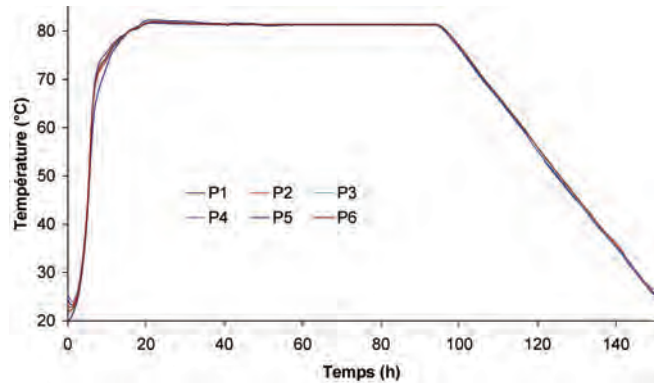


Figure 2-67 : réponse thermique des poutres au point M4 (0,27 m)

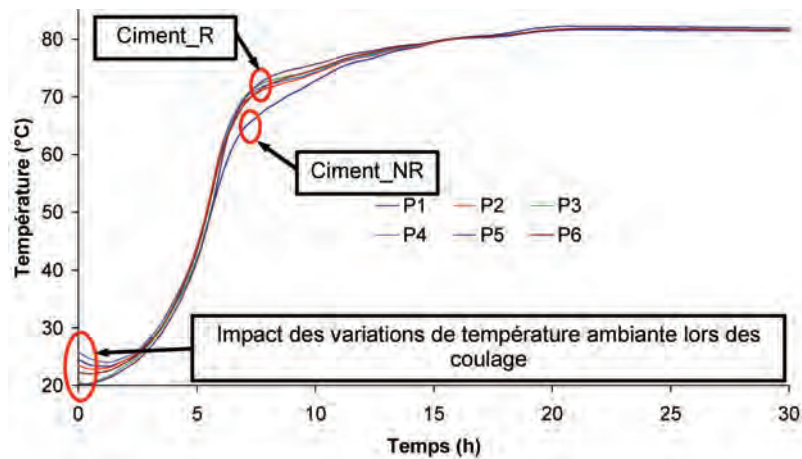


Figure 2-68 : réponse thermique des poutres au point M4 (0,27 m) – chauffe

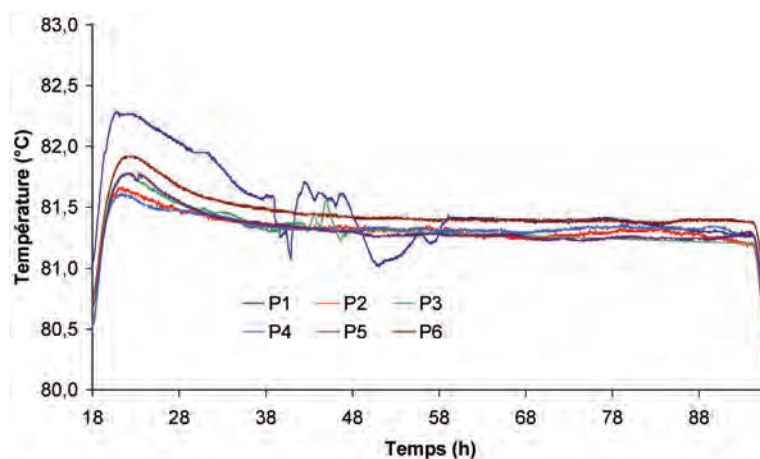


Figure 2-69 : réponse thermique des poutres au point M4 (0,27 m) – palier de température

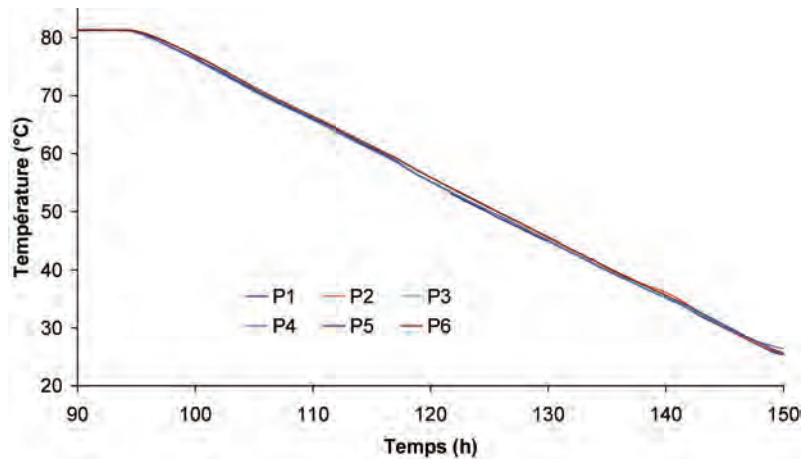


Figure 2-70 : réponse thermique des poutres au point M4 (0,27 m) – refroidissement

Le Tableau 2-26 et la Figure 2-71 représentent l'énergie de traitement thermique fournie à chaque corps d'épreuve lors de la cure. Ces données confirment la cohérence du traitement thermique avec les objectifs d'homogénéité et de répétabilité fixés par le cahier des charges. On note néanmoins que l'énergie de traitement thermique moyenne dans les poutres est légèrement supérieure d'environ 3 % à l'énergie délivrée par la cure thermique. Cet écart est induit par l'exothermie de l'hydratation des ciments et caractérise expérimentalement le biais de notre hypothèse considérant la phase de chauffe comme adiabatique.

Le Tableau 2-27 et la Figure 2-72 donnent une estimation des potentiels d'expansion tels qu'ils sont estimés par le modèle de (*Baghdadi et al. 2008-b*) établissant un couplage entre l'histoire thermique au jeune âge et l'amplitude finale des gonflements attendue. Les jeux de paramètres mis en œuvre sont ceux déterminés dans la Figure 2-24. Conformément à nos attentes, les profils de potentiel d'expansion se révèlent homogènes même si un effet d'inertie thermique est décelé en partie haute des structures. L'écart relatif reste néanmoins inférieur à 1 % par rapport à la valeur moyenne du potentiel dans une structure donnée.

On trouvera en Annexe 4 une représentation exhaustive des enregistrements de température de l'ensemble des corps d'épreuve au cours de leurs cures thermiques respectives.

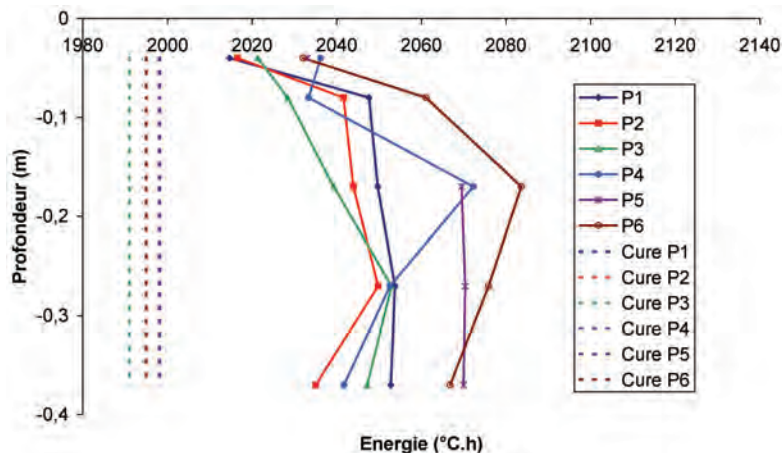
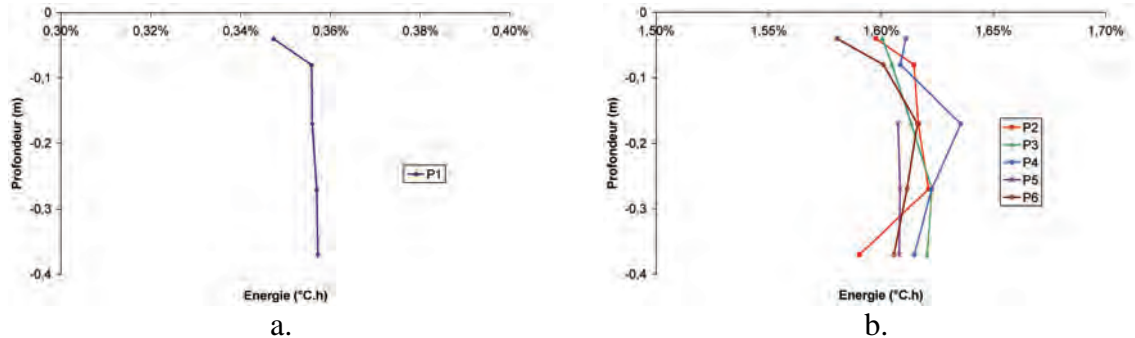


Figure 2-71 : profils d'énergie de traitement thermique des différentes poutres

Tableau 2-26 : énergies de traitement thermique au sein des différentes poutres

Point	Profondeur (m)	P1	P2	P3	P4	P5	P6	Moyenne (°C.h)	Ecart type (°C.h)
M1	-0,04	2015	2017	2021	2036	2033	2032	2026	9
M2	-0,08	2048	2042	2028	2033		2061	2042	13
M3	-0,17	2050	2044	2039	2072	2070	2084	2060	18
M4	-0,27	2054	2050	2053	2053	2070	2076	2059	11
M5	-0,37	2053	2035	2047	2042	2070	2067	2052	14
	Moyenne (°C.h)	2044	2037	2038	2047	2061	2064	2048	11
	<i>Ecart type (°C.h)</i>	16	13	13	16	18	20	14	


Figure 2-72 : profils de potentiel de gonflement dans les poutres estimés par le modèle de (Baghdadi et al. 2008-b) (a. Poutre P1 ; b. Poutres P2 à P5)
Tableau 2-27 : potentiel de gonflement dans les poutres estimés par le modèle (Baghdadi et al. 2008-b)

Point	Profondeur (m)	P1	P2	P3	P4	P5	P6
M1	-0,04	0,35%	1,60%	1,60%	1,61%	1,58%	1,58%
M2	-0,08	0,36%	1,61%	1,60%	1,61%		1,60%
M3	-0,17	0,36%	1,62%	1,61%	1,64%	1,61%	1,62%
M4	-0,27	0,36%	1,62%	1,62%	1,62%	1,61%	1,61%
M5	-0,37	0,36%	1,59%	1,62%	1,61%	1,61%	1,61%
	Moyenne (°C.h)	0,35%	1,61%	1,61%	1,62%	1,60%	1,60%
	<i>Ecart type (°C.h)</i>	0,00%	0,01%	0,01%	0,01%	0,01%	0,01%

3.2.3 Lixiviation des alcalins

La Figure 2-73 synthétise les résultats des essais de caractérisation de la lixiviation en phase de cure thermique tels qu'ils sont définis dans la section 1.2.2.4.1. Les résultats de ces investigations semblent beaucoup plus disparates que ceux issus des essais de qualification des méthodes de protection vis-à-vis de la lixiviation présentés en section 2.2.4.6. Les matériaux ont donc été plus soumis que prévu à la lixiviation des alcalins.

Le corps d'épreuve R2_T_L_GL+M présente un comportement remarquable vis-à-vis de la lixiviation : la teneur en alcalins finale estimée dans le matériau est de l'ordre de 0,2 % de la masse de ciment, très loin de la teneur « théorique » du matériau. L'évaluation de la teneur en silice des échantillons correspondants conduit à l'estimation d'un dosage en ciment de l'ordre de 250 kg/m³ (410 kg/m³ en réalité). Une vérification du matériel a montré une défaillance ce qui laisse penser que ce résultat est certainement incorrect. Il apparaît en effet très peu probable que la lixiviation des alcalins ait été telle dans cet échantillon que la quasi-totalité des alcalins présents initialement dans le matériau aient disparu au cours de la cure thermique.

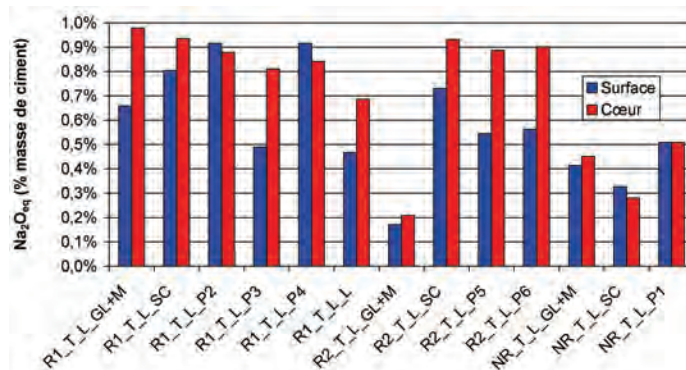


Figure 2-73 : synthèse des essais de caractérisation de la lixiviation des alcalins en phase de cure

3.3 Conclusions

La présente section a décrit de manière exhaustive la mise au point du programme expérimental de cette étude. Les principales innovations apportées, en particulier par rapport aux travaux de (Multon 2004), ont été décrites en détail, de même que les qualifications métrologiques correspondantes.

Le gâchage des matériaux s'est révélé très répétable, garantissant ainsi la production de matériaux similaires entre deux coulages successifs. Cet élément se révèle particulièrement important car il conditionne par la suite une grande partie des interprétations des suivis de corps d'épreuve.

Le procédé de cure thermique mis au point pour cette étude s'est révélé adapté aux attentes fixées par le cahier des charges. Il a permis d'appliquer à l'ensemble des corps d'épreuve un « potentiel de gonflement de RSI d'origine thermique » équivalent, quelle que soit leur géométrie et/ou leur composition. Pour cela, les vitesses d'échauffement des matériaux ont été calées sur les dégagements de chaleur du béton R1 en conditions adiabatiques : ceci a permis de limiter expérimentalement les échanges thermiques entre les corps d'épreuve et le bain de cure environnant en réalisant un « pseudo-asservissement » de la phase de chauffe sur les résultats d'un essai Q_{AB} . Le procédé a été validé numériquement et expérimentalement avant le lancement du programme d'essais. Le retour d'expérience des fabrications fait quant à lui état d'une très bonne répétabilité du procédé de cure thermique.

Enfin, du point de vue de la lixiviation des alcalins, les résultats des essais de caractérisation réalisés à l'issue des coulages ont révélé des performances moins bonnes que celles escomptées à l'issue des essais de qualification des méthodes de protection. Il semble que le lessivage ait touché la quasi-totalité des corps d'épreuve, sans pour autant atteindre le cœur du matériau. Ceci peut induire des gradients de potentiel de gonflement assez complexes à analyser : un départ précoce des alcalins en phase de cure peut conduire à une diminution de la quantité de sulfates adsorbés sur les CSH et donc potentiellement représenter une diminution de la réserve en réactifs pour la formation d'ettringite si on considère que les sulfates non fixés sont évacués dans le milieu environnant ; en revanche, si ce départ d'alcalins est plus tardif, il peut se traduire par une accélération de la désorption des sulfates contenus dans les CSH et donc accélérer les cinétiques de gonflement. En ce qui concerne les formules susceptibles de RAG, une diminution de la teneur en alcalins est en revanche systématiquement synonyme d'une diminution du potentiel de gonflement. En tout état de cause, il conviendra de garder à l'esprit ces résultats lors de l'interprétation des résultats du programme.

En ce qui concerne la qualification et le retour d'expérience des moyens métrologiques, l'utilisation d'un dispositif d'extensométrie à pointeaux s'est révélée bien adaptée à nos besoins : cette technique permet de suivre simplement et de manière robuste les gonflements des corps d'épreuve. En revanche, elle se révèle coûteuse en temps et nécessite de prendre des précautions vis-à-vis de la dépendance des résultats à l'opérateur.

L'utilisation des robots de mesure dimensionnelle semi-automatiques développés dans le cadre de l'étude de (*Multon 2004*) a mis en évidence la nécessité d'apporter un soin tout particulier à ce type de mesure. En particulier, l'espace restreint dont on dispose pour effectuer les suivis dimensionnels de corps d'épreuve sous chargement dans des bâtis de fluage s'est révélé délicat.

Les conditions d'exposition thermique et chimique agressives régnant durant la cure thermique se sont révélées critiques vis-à-vis de la mise en œuvre d'une instrumentation noyée dans les poutres. Ainsi, malgré toutes les précautions prises en phase de conception, les extensomètres à corde vibrante n'ont pu être coulés dans les corps d'épreuve. Une solution alternative de jauges d'extensométrie dites « pains de sucre » a été testée avec succès. De même, les mesures d'extensométrie sur armatures ont été effectuées à l'aide de jauges soudées, plus résistantes.

La phase de vieillissement des corps d'épreuve a nécessité une attention particulière pour collecter des données fiables. Les amplitudes d'expansion considérablement plus importantes dans le cas d'une RSI que dans celui d'une RAG ont notamment conduit à la destruction de certaines voies de mesure (mesures dimensionnelles, thermiques ou hydriques).

Par ailleurs, l'utilisation de plusieurs centrales d'acquisition a été nécessaire étant donné le nombre de voies de mesure mises en œuvre. Les problèmes de parasitage des signaux ont été résolus en isolant électriquement les différentes chaînes de mesure.

Chapitre 3 Caractérisation des couplages entre humidité et expansions sur des réactions de gonflement interne

1	Introduction	173
2	Modélisation mathématique des gonflements libres	173
3	Cas de la réaction sulfatique interne.....	175
3.1	Eprouvettes soumises à un apport d'eau	175
3.2	Eprouvettes soumises à un séchage à 30 % HR	177
3.3	Eprouvettes non soumises à des échanges hydriques.....	180
3.4	Conclusions.....	183
4	Cas du couplage entre RSI et RAG.....	183
4.1	Eprouvettes immergées	184
4.2	Eprouvettes conservées sous 100 % HR	186
4.2.1	Suivi massique et dimensionnel	186
4.2.2	Mécanisme de gonflement suggéré.....	188
4.2.3	Modélisation proposée	190
4.2.4	Investigations complémentaires utiles à l'évaluation de la pertinence du modèle de superposition RAG-RSI.....	192
4.2.4.1	Evaluation du potentiel de RAG de la formule R2.....	192
4.2.4.1.1	Suivis dimensionnel et hydrique.....	192
4.2.4.1.2	Comportements hydriques.....	196
4.2.4.2	Caractérisation de la lixiviation en phase de stockage	196
4.2.4.3	Caractérisation microscopique des matériaux	198
4.3	Eprouvettes non soumises à un apport d'eau	205
4.4	Influence de la température de conservation.....	206
4.4.1	Suivis des corps d'épreuve et lixiviation des alcalins	206
4.4.2	Comportement hydrique	209
4.5	Conclusions.....	210
5	Influence de la composition du ciment : cas d'un ciment CEM I PM ES.....	212
5.1	Eprouvettes soumises à un apport d'eau	212
5.2	Eprouvettes non soumises à un échange hydrique	214
5.3	Eprouvettes soumises à un séchage à 30 % HR	215
5.4	Conclusions.....	216
6	Suivi d'un béton non réactif.....	217
6.1	Corps d'épreuve immergés	217
6.2	Corps d'épreuve soumis à un séchage.....	218
6.3	Conclusions.....	219
7	Comportement hydrique des matériaux : interprétations	220
7.1	Retrait de dessiccation.....	220
7.2	Cas d'une expansion : origine de la prise de masse ?.....	223
8	Essais d'expansion résiduelle et expansion complète reconstituée.....	232
8.1	Quantification des expansions et estimation des paramètres.....	232
8.2	Cohérence des essais d'expansion résiduelle et des essais de gonflement libre.....	233
8.3	Interprétations	235

9	Influence du mode de préparation des corps d'épreuve	236
9.1	Carottage et moulage	236
9.2	Répétabilité de fabrication	239
10	Effets d'une humidification ou d'un séchage tardifs.....	241
10.1	Cas de la réaction sulfatique interne	241
10.1.1	Effets d'un séchage tardif	241
10.1.1.1	Eprouvettes de gonflement libre	241
10.1.1.2	Influence de l'histoire du matériau : effets de l'échéance de carottage	245
10.1.1.3	Conclusions.....	246
10.1.2	Effets d'une humidification tardive	246
10.1.2.1	Eprouvettes de gonflement libre	246
10.1.2.2	Couplage entre gonflements et degré de saturation	250
10.1.2.3	Influence de l'histoire du matériau : effets de l'échéance de carottage	252
10.2	Influence de la réactivité du matériau	254
10.2.1	Effets d'un séchage tardif	254
10.2.2	Effets d'une humidification tardive	258
10.2.2.1	Eprouvettes de gonflement libre	258
10.2.2.2	Couplage entre gonflements et degré de saturation	262
10.2.2.3	Influence de l'échéance de carottage des corps d'épreuve	264
11	Evaluation des couplages entre contraintes et gonflements.....	266
11.1	Introduction	266
11.2	Eprouvettes susceptibles de RSI – formule R1	267
11.3	Comportement des corps d'épreuve en fonction de leur réactivité	268
11.4	Suspensions d'expansion	269
11.5	Conclusions	270
12	Conclusions	270

1 Introduction

L'étude bibliographique du Chapitre 1 a montré que l'humidité joue un rôle déterminant vis-à-vis du développement de la RSI. Ainsi, les investigations menées *in situ* font souvent état de dégradations plus marquées (et/ou plus précoces) dans les zones plus exposées à l'humidité (e.g. *Shayan & Quick 1992, Lawrence et al. 1999*) ou soumises à des cycles d'humidification / séchage (e.g. *Fu et al. 1997, Petrov 2003, Pavoine et al. 2006-a*). le programme expérimental de cette thèse s'est donc largement consacré à l'étude de(s) couplage(s) existant entre les gonflements (aussi bien en termes d'occurrence, d'amplitude et de cinétique) et l'humidité environnante du matériau, afin d'apporter des éléments quantitatifs permettant de caractériser ces couplages et de comprendre les mécanismes physico-chimiques sous-jacents pour formuler/valider les lois de couplages nécessaires aux outils de re-calcul.

Dans ce cadre, cette section décrit et interprète les résultats des essais visant l'étude de ces couplages menés au cours de ces travaux. Il s'agit principalement d'essais de gonflement libre réalisés sur des éprouvettes de petite taille ($\varnothing = 110$ mm ; H = 220 mm) dont on a donné une description détaillée dans le Chapitre 2. L'utilisation de ce type de corps d'épreuve a pour objectif de caractériser les effets de l'humidité à l'échelle du matériau (même si, dans certaines conditions telles qu'un séchage sévère dans une atmosphère à 30 % HR, le développement de gradients hydriques dans de telles éprouvettes conduit à un comportement de « mini-structures »). Dans un premier temps, des essais de gonflement libre sont réalisés sur des formules de réactivités diverses vis-à-vis de la RSI (mais également de la RAG) dans différentes conditions d'exposition à l'humidité. Dans ce contexte, des quantifications des gonflements (cinétiques et amplitudes) sont proposées afin de caractériser les effets de la présence d'eau sur les phénomènes pathogènes. Dans un second temps, une évaluation des effets d'une humidification ou d'un séchage tardifs est effectuée. Ce changement de conditions hydriques est destiné à vérifier le caractère irréversible ou non des déformations chimiques dans leur superposition aux gonflements/retraits hydriques du matériau supposé sain.

L'objectif à terme pour la mise en œuvre de méthodes de re-calcul est de disposer d'informations précises concernant les déformations chimiques irréversibles d'une part (dont on considère les caractéristiques d'amplitude et de cinétique couplées à l'humidité à l'image des phénomènes de RAG comme l'ont suggéré (*Poyet 2003*) et (*Li et al. 2004*) par exemple) et les déformations hydriques plus ou moins réversibles (*Granger et al. 1997-a, Torrenti et al. 1999-b, Baghdadi 2008*) d'autre part.

Pour chaque représentation graphique, les données tracées correspondent à la moyenne des estimations obtenues pour les différents corps d'épreuve des essais concernés. Les barres d'erreur représentent la dispersion des résultats et leur longueur correspond à plus ou moins un écart-type de part et d'autre de la moyenne.

2 Modélisation mathématique des gonflements libres

Afin de quantifier les amplitudes et les cinétiques de gonflements, on utilise une loi sigmoïde proposée par (*Brunetaud 2005*) après adaptation de la modélisation de la RAG développée par (*Larive 1998*) et permettant de décrire mathématiquement l'évolution des gonflements libres des matériaux. Cette loi a été utilisée par (*Baghdadi 2008*) pour

modéliser l'avancement des expansions de réaction sulfatique interne et est donnée par la relation (3-1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon(t) = \varepsilon_{\infty} \cdot \frac{1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_C}\right)}{1 + \exp\left(-\frac{t - \tau_L}{\tau_C}\right)} \cdot \left(1 - \frac{\phi}{\delta + t}\right) \\ 0 \leq \phi \leq \delta \text{ pour que } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{\infty} \quad \forall t > 0 \end{array} \right. \quad (3-1)$$

ε_{∞} représente la déformation atteinte en fin de réaction. τ_l représente le temps de latence, c'est à dire l'instant où la réaction s'accélère par augmentation de la diffusion au sein du matériau du fait de la microfissuration (*Larive 1998*). Le temps caractéristique τ_c est lié quant à lui à la « nervosité » de la réaction à savoir la vitesse à laquelle la phase de stabilisation des déformations est atteinte (τ_c est inversement proportionnel à la pente de la courbe de gonflement au point d'inflexion). ϕ et δ sont deux paramètres introduits par (*Brunetaud 2005*) permettant de modéliser une phase asymptotiquement linéaire en fin de réaction qui représente de manière plus pertinente la RSI (cf. Figure 3-1 et Figure 3-2). Le calage numérique de la loi se fait en ajustant les paramètres aux données expérimentales par une méthode des moindres carrés. L'objectif est ainsi de corréliser les paramètres de gonflement libre à la saturation des corps d'épreuve supposée homogène dans les conditions expérimentales proposées dans cette étude (immersion, atmosphère saturée et scellement hydrique), exception faite des éprouvettes soumises à un séchage à 30 % HR pour lesquelles un gradient hydrique sévère se développe (cf. section 3.2).

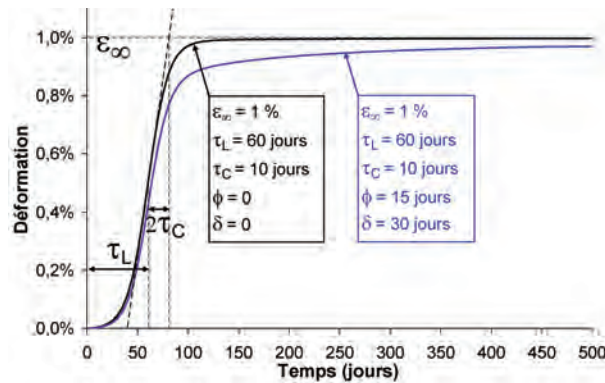


Figure 3-1 : description du modèle de gonflement libre RSI

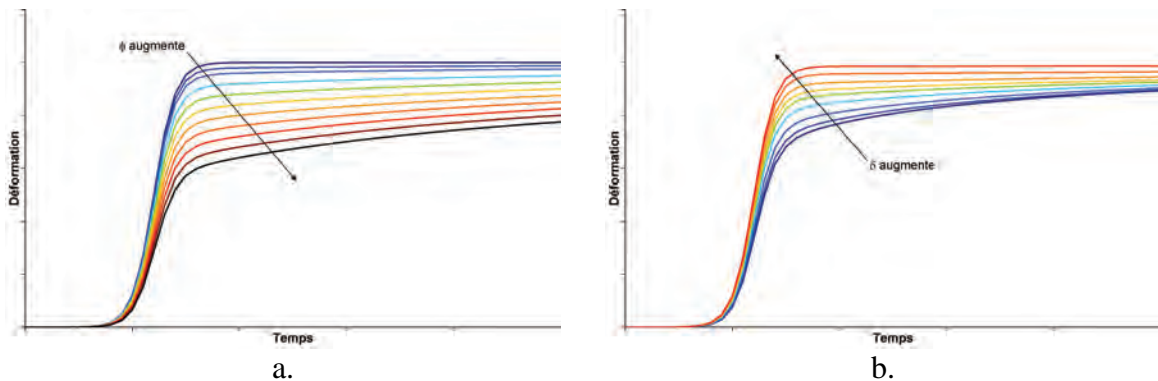


Figure 3-2 : influence des paramètres ϕ (a.) et δ (b.) sur la modélisation des gonflements libres

3 Cas de la réaction sulfatique interne

3.1 Eprouvettes soumises à un apport d'eau

La Figure 3-4 représente les suivis dimensionnels et massiques des échantillons de gonflement libre R1 conservés en eau et à 100 % HR. Le Tableau 3-1 donne les jeux de paramètres du modèle de (Brunetaud 2005) déterminés pour ces données expérimentales. Il apparaît que les cinétiques de gonflement sont plus rapides (temps de latence et temps caractéristiques plus courts) et les amplitudes plus importantes pour les échantillons conservés en eau que pour les échantillons conservés à 100 % HR. Ceci est cohérent avec d'autres études expérimentales, notamment les travaux sur mortiers soumis à une cure thermique étudiés par (Famy et al. 2001). Ces différences de cinétiques et d'amplitude peuvent trouver leur origine dans la présence d'une plus grande quantité d'eau sous forme liquide pour les échantillons immergés, source de réactifs d'une part (une molécule d'ettringite contient 32 molécules d'eau) comme le mentionnent par exemple (Taylor et al. 2001), mais aussi responsable d'une lixiviation des alcalins induisant une chute de pH et favorisant la précipitation d'ettringite (e.g. Brown & Bothe 1993, Divet & Randriambololona 1998). Par ailleurs, l'eau en tant que milieu réactionnel est également favorable à la mobilité des réactifs. Durant leur gonflement, les corps d'épreuve considérés développent une fissuration modérée qui semble être répartie de manière homogène sur l'ensemble des corps d'épreuve (cf. Figure 3-3).

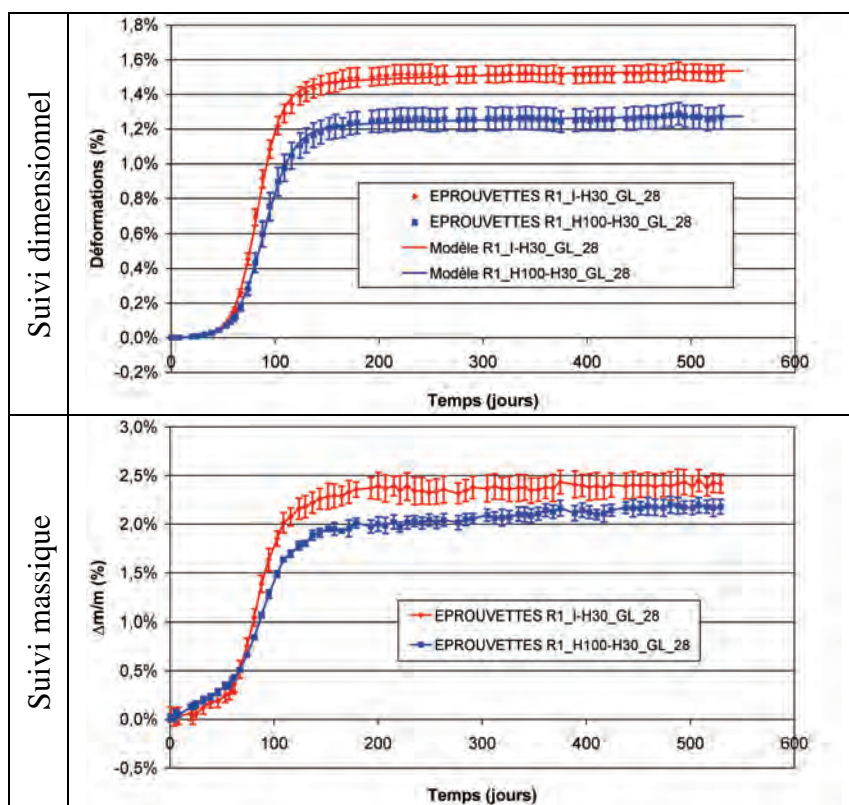
Par ailleurs, on note que les cinétiques et les amplitudes apparaissent nettement différentes de celles obtenues « classiquement » pour la RAG comme par exemple dans l'étude de (Multon 2004) ou celle de (Larive 1998) : dans le cas de ces deux recherches, les amplitudes d'expansion apparaissent nettement moins importantes (de l'ordre de 0,3 % au maximum) ; en termes de cinétique, la principale différence porte sur le temps caractéristique largement plus faible dans le cas de RSI présenté dans ce mémoire en comparaison aux résultats des deux recherches sur la RAG mentionnées précédemment. Avec des amplitudes d'expansion supérieures à 1 % dans le cas d'une humidité environnante élevée, les expansions développées par la formule R1 se révèlent caractéristiques d'une RSI « intense » à l'image des travaux de (Pavoine 2003) ou (Brunetaud 2005) par exemple.



Figure 3-3 : fissuration d'une échantillon de gonflement libre R1 après 450 jours de conservation en eau

Tableau 3-1 : calage des paramètres du modèle de gonflement libre – éprouvettes R1 – conservation en eau et à 100 % HR

	R1_I-H30_GL_28	R1_H100-H30_GL_28
ε_{∞}	1,58%	1,31%
τ_C (jours)	11	13
τ_L (jours)	83	89
ϕ (jours)	18	18
δ (jours)	120	120

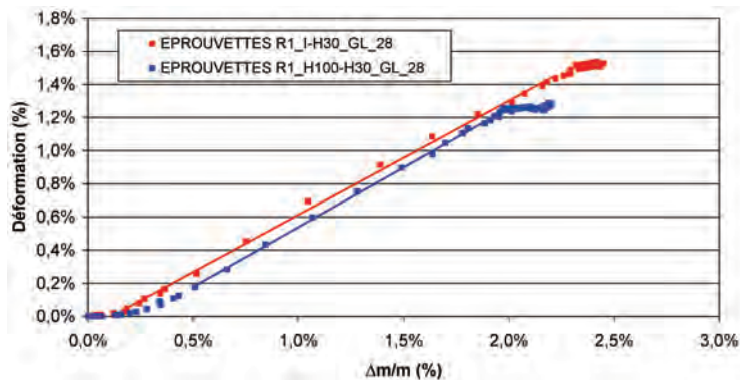
**Figure 3-4 : suivis dimensionnels et massiques – éprouvettes R1 – conservation en eau et à 100 % HR**

Le Tableau 3-2 compare les calages de paramètres de gonflement libre, pour chaque éprouvette considérée indépendamment, au calage obtenu à l'aide de la moyenne des déformations du même lot de corps d'épreuve présenté en Tableau 3-1. On note que les valeurs déterminées sont très proches pour les deux méthodes considérées, justifiant ainsi par la suite notre détermination des paramètres de gonflement libre sur la moyenne des suivis dimensionnels. Par ailleurs, la dispersion des résultats est limitée, la plus grosse incertitude portant sur la détermination du paramètre ϕ et traduisant la difficulté plus importante pour caler la fraction linéaire du modèle de (Brunetaud 2005). A la lumière de ces résultats, il semble donc que les différences de temps de latence observées entre les éprouvettes conservées immergées et en atmosphère saturée puissent être considérées comme significatives (cf. Tableau 3-1). En revanche, les différences de temps caractéristique apparaissent moins évidentes. Cette dispersion des données peut être considérée comme un ordre de grandeur de la représentativité des variations des paramètres de modélisation des gonflements.

Tableau 3-2 : influence de la méthode de calage des paramètres de gonflement libre – éprouvettes R1 – conservation en eau

Epreuves R1_I-H30_GL_28							
N° éprouvette	1	2	3	4	Moyenne	Ecart-type	Calage moyen
ε_{∞}	1,56%	1,63%	1,58%	1,54%	1,58%	0,04%	1,58%
τ_C (jours)	11	11	11	11	11	0	11
τ_L (jours)	82	83	82	84	83	1	83
ϕ (jours)	17	14	21	22	19	4	18
δ (jours)	120	120	120	119	120	1	120

Au delà d'un seuil de prise de masse de l'ordre de 0,3 %, les déformations et les variations massiques des corps d'épreuve sont liées par une relation affine (cf. Figure 3-5) : la RSI semble jouer le rôle de « pompe à eau » et modifie le comportement hydrique du matériau. Cette absorption peut être attribuée à l'ouverture du réseau poreux du matériau : la fissuration du corps d'épreuve facilite la pénétration d'eau (*Petrov & Tagnit-Hamou 2004, Bary 2010*). Le comportement hydrique du matériau ne semble pas en revanche être affecté par le mode de conservation (les pentes des régressions linéaires sont assez proches – cf. Tableau 3-3).


Figure 3-5 : évolution des déformations en fonction de la prise de masse – éprouvettes R1 – conservation en eau et à 100 % HR
Tableau 3-3 : régression linéaire entre déformation et variations de masse – éprouvettes R1 – conservation en eau et à 100 % HR

	Pente	Ordonnée à l'origine	Coefficient de corrélation
R1_I-H30_GL_28	0,690	-0,077%	0,9992
R1_H100-H30_GL_28	0,721	-0,182%	0,9994

3.2 Eprouvettes soumises à un séchage à 30 % HR

La Figure 3-6 représente les suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes R1_H30-I_GL_28. Après 530 jours d'exposition, on note une perte relative de masse de l'ordre de 4 % et un retrait de dessiccation de l'ordre de -0,7 ‰. Il semble que le séchage sévère imposé à ces corps d'épreuve conduise au blocage de la RSI par manque d'eau.

Devant le séchage sévère imposé aux corps d'épreuve, les éprouvettes 11-22 considérées ici développent des gradients de séchage et se comportent donc comme des « mini-structures ». Il convient donc d'estimer la progression du front de séchage dans ces

corps d'épreuve. En l'absence de caractérisation des propriétés de diffusion d'un matériau, (Multon 2004) a proposé une approche permettant d'évaluer les profils de séchage dans de telles éprouvettes. Dans ce raisonnement, en considérant que les pertes de masse sont exclusivement radiales, on adopte une écriture du profil de perte de masse sous la forme de la relation (3-2). Dans cette relation, a et b sont les paramètres de la loi définissant le profil de perte de masse et sont les inconnues du problème. La Figure 3-7 illustre le résultat du modèle proposé.

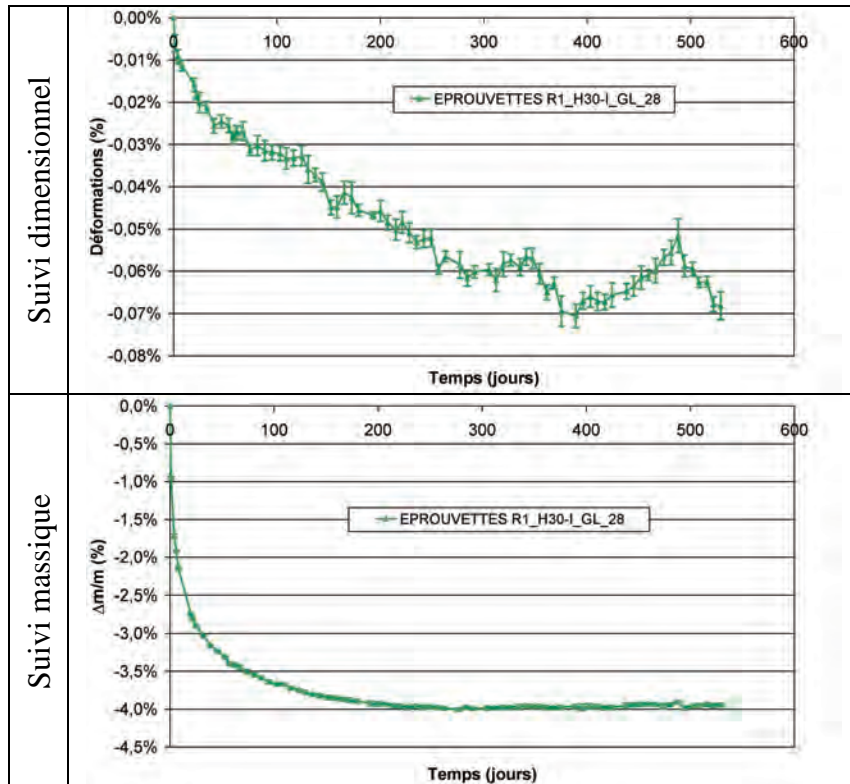


Figure 3-6 : suivis dimensionnels et massiques – éprouvettes R1 – conservation à 30 % HR

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\delta m}{m} = 2 \cdot \pi \cdot \rho \cdot h \cdot (a \cdot \rho^4 + b) \cdot d\rho \\ \frac{\delta m}{m} = \text{perte de masse de la couronne de béton} \\ \rho = \text{rayon moyen de la couronne de béton} \\ d\rho = \text{épaisseur de la couronne de béton} \\ h = \text{hauteur de la couronne de béton} \end{array} \right. \quad (3-2)$$

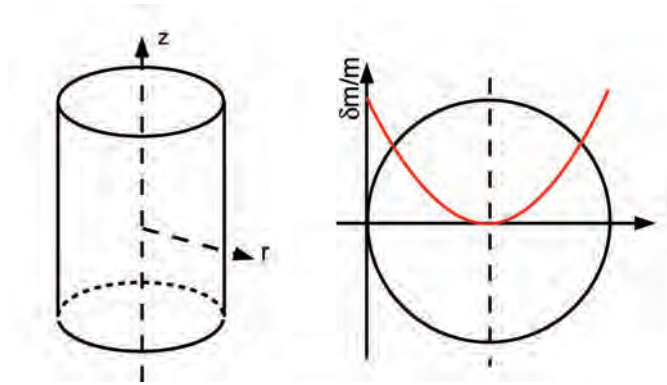


Figure 3-7 : modélisation du profil de séchage dans des éprouvettes conservées à 30 % HR

Afin d'identifier les deux constantes du modèle (a et b), il est nécessaire de disposer de deux équations. La première porte sur la variation globale de masse : l'intégrale du profil de séchage le long du rayon de l'éprouvette doit être égale à la variation relative de masse globale à chaque instant. Cette condition s'exprime mathématiquement par la relation (3-3).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta m}{m} = \int_0^R 2 \cdot \pi \cdot \rho \cdot h \cdot (a \cdot \rho^4 + b) \cdot d\rho \\ \frac{\Delta m}{m} = \text{variation de masse relative globale à un instant } t \\ R = \text{rayon de l'éprouvette} \end{array} \right. \quad (3-3)$$

La seconde condition porte sur le comportement de la couronne de béton extérieure de l'éprouvette dont l'épaisseur est notée e. Une fois que cette couronne a atteint la valeur limite de séchage du matériau (dans le cas présent, 4 % pour l'éprouvette entière, cf. Figure 3-6), la condition (3-4) s'applique, en prenant garde au fait que les variations relatives de masse se calculent en référence à la masse initiale de l'élément considéré (couronne ou éprouvette entière).

Il suffit alors de résoudre le système constitué des équations (3-3) (variation massique globale) et (3-4) (variation massique locale) pour obtenir une évaluation du profil de séchage dans l'éprouvette à chaque instant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \left. \frac{\delta m}{m} \right|_{\text{couronne}} \cdot \frac{V_{\text{éprouvette}}}{V_{\text{couronne}}} = \left(\int_{R-e}^R 2 \cdot \pi \cdot \rho \cdot h \cdot (a \cdot \rho^4 + b) \cdot d\rho \right) \cdot \frac{R^2}{R^2 - (R-e)^2} = \left. \frac{\Delta m}{m} \right|_{\text{asymptotique}} \\ \left. \frac{\Delta m}{m} \right|_{\text{asymptotique}} = \text{variation relative de masse globale une fois le processus stabilisé} \\ e = \text{épaisseur de la couronne de béton extérieure} \end{array} \right. \quad (3-4)$$

La Figure 3-8 illustre la progression du front de séchage ainsi calculée au sein des éprouvettes. On observe que le séchage touche très rapidement le cœur de l'éprouvette, après seulement 8 jours d'exposition. Après 30 jours, la perte de masse s'élève à 2 % au centre du corps d'épreuve et se stabilise complètement après 300 jours à une valeur de 4 %. Cette approche, bien que relativement simple, indique qu'après une durée

d'exposition équivalente au temps de latence du gonflement en eau, la perte de masse à cœur est de l'ordre de 3 %, bloquant ainsi probablement le développement de potentiels gonflements de RSI.

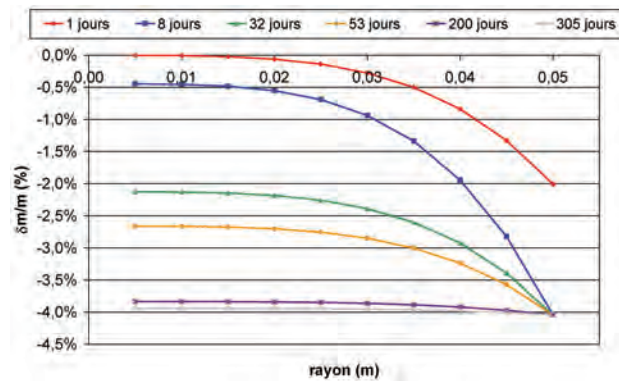


Figure 3-8 : profil de séchage des éprouvettes R1 – conservation à 30 % HR

3.3 Eprouvettes non soumises à des échanges hydriques

Afin d'évaluer la possibilité de développer une RSI sans apport d'eau extérieure, une partie des expérimentations consiste en un suivi d'éprouvettes de gonflement libre conservées sous scellement aluminium étanche (Toutlemonde & Le Maou 1996). La Figure 3-9 représente les suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes de gonflement libre R1_S-I_GL_28.

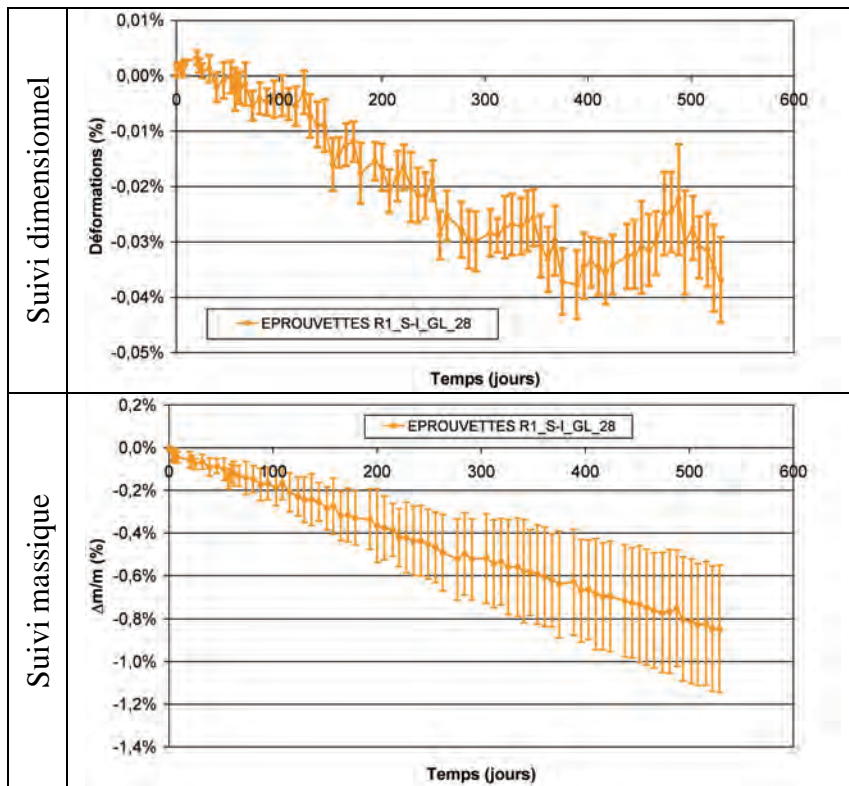


Figure 3-9 : suivis dimensionnels et massiques – éprouvettes R1 – conservation sous scellement

Aucun gonflement n'est observé durant les 530 jours d'exposition des corps d'épreuve. Les pertes de masse atteignent une valeur de -0,8 % correspondant à un retrait

de dessiccation de l'ordre de -0,4 %. Ces deux grandeurs ne semblent pas stabilisées en fin de suivi. Les pertes de masse n'ont pu être évitées et sont liées à des défauts d'étanchéité du scellement au droit des zones instrumentées : malgré toutes les précautions prises, elles se sont révélées inévitables. Ce séchage semble toutefois modéré. La question se pose alors de savoir si l'absence de gonflement est liée à un manque d'eau bloquant la réaction (manque de réactif ou HR ambiante trop faible pour permettre la formation d'ettringite [Graf 2007]) ou si les déformations sont simplement retardées par un effet de cinétique : en effet, en l'absence d'apports d'eau extérieure, la lixiviation des alcalins est impossible. Le pH interne du matériau est ainsi maintenu élevé, ralentissant de ce fait considérablement la désorption des sulfates adsorbés sur les CSH lors de la cure thermique (Divet & Randriambololona 1998). Par ailleurs, dans ces conditions, des espèces telles que les sulfates sont moins mobiles et peuvent ainsi ralentir les cinétiques d'expansion.

Les pertes d'eau sont localisées au droit des zones instrumentées. Néanmoins, pour simplifier le raisonnement, on considère la surface d'échange hydrique égale à la surface latérale de l'éprouvette, comme indiqué en section 3.2. Cette hypothèse a pour conséquence de « lisser » les profils de séchage au sein de l'éprouvette en propageant (mathématiquement) au reste de l'éprouvette les pertes de masse plus importantes localisées au niveau des zones instrumentées. Ainsi, à l'exception des zones de fuite, cette hypothèse conduit à une évaluation surestimée (et donc « sécuritaire » dans le cadre de notre raisonnement) des pertes de masse au sein du matériau. Le profil de variation de masse correspondant à la relation (3-5) est proposé. Ce modèle reprend la forme de profil de séchage pour une éprouvette en séchage sévère proposée par (Multon 2004) en l'adoucissant considérablement (modèle linéaire plutôt que d'ordre 4). Cela revient à considérer des variations de masse atténuées le long du rayon de l'éprouvette, i.e. un front de séchage beaucoup plus diffus (cf. Figure 3-10). Ce calcul n'a pas pour objectif de fournir une estimation quantifiée du séchage à cœur (les hypothèses formulées étant très fortes, notamment sur les zones d'échange hydrique) mais d'étudier qualitativement la possibilité d'un séchage à cœur pour les corps d'épreuve. Une étude numérique plus poussée avec des modèles tels que celui développé par (Acker 1988) et (Mensi et al. 1988) permettrait de quantifier ce séchage et d'affiner les profils de perte de masse moyennant des investigations expérimentales complémentaires afin d'évaluer les propriétés de diffusion des matériaux notamment.

$$\frac{\delta m}{m} = 2 \cdot \pi \cdot \rho \cdot h \cdot (a \cdot \rho + b) \cdot dp \quad (3-5)$$

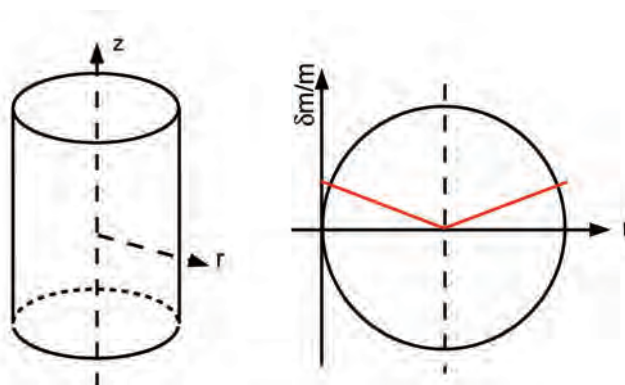


Figure 3-10 : modélisation du profil de séchage dans des éprouvettes conservées sous scellement aluminium

Le système d'équations à résoudre est alors le suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta m}{m} = \int_0^R 2 \cdot \pi \cdot \rho \cdot h \cdot (a \cdot \rho + b) \cdot d\rho \\ \frac{\Delta m}{m} = \text{variations de masse des éprouvettes conservées sous scellement} \end{array} \right. \quad (3-6)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\int_{R-e}^R 2 \cdot \pi \cdot \rho \cdot h \cdot (a \cdot \rho + b) \cdot d\rho \right) \cdot \frac{R^2}{R^2 - (R - e)^2} = \frac{\Delta m}{m} \Big|_{\text{asymptotique}} \\ \frac{\Delta m}{m} \Big|_{\text{asymptotique}} = \text{asymptote de perte de masse des éprouvettes} \\ \text{séchées à 30 \% HR} \end{array} \right. \quad (3-7)$$

Dans l'équation (3-7), le second membre est pris égal à la variation massique des éprouvettes séchées à 30 % HR après stabilisation : en effet, cette valeur limite est identique pour les éprouvettes séchées et pour les éprouvettes conservées sous scellement : les évolutions massiques des éprouvettes conservées sous scellement sont plus lentes mais l'humidité interne d'équilibre des matériaux est la même, quel que soit le revêtement appliqué en surface de l'éprouvette. Cette valeur est en effet propre aux propriétés d'échange des matériaux et aux conditions de séchage imposées.

La Figure 3-11 représente les profils de séchage obtenus suivant l'approche proposée. Le cœur de l'éprouvette ne semble que très peu touché par le séchage après 530 jours d'exposition. Tout en gardant à l'esprit les approximations réalisées dans cette section, ceci semble indiquer qualitativement que le béton à cœur de l'éprouvette est encore très humide en fin de suivi (variation massique inférieure à 0,1 % après une période d'exposition similaire au temps de latence des gonflements en atmosphère humide). Ainsi, il est possible que la réaction soit encore dans sa période latente à ce stade des expérimentations et donc que les gonflements se développent plus tardivement. Si on réalise une analogie avec les observations *in situ*, ceci correspondrait au cas d'élément d'ouvrages ayant gonflé tardivement sans être soumis à un apport d'eau marqué (cas d'un chevêtre massif de pont sous un tablier par exemple) : des mouvements hydriques lents auraient pour conséquence de retarder les gonflements.

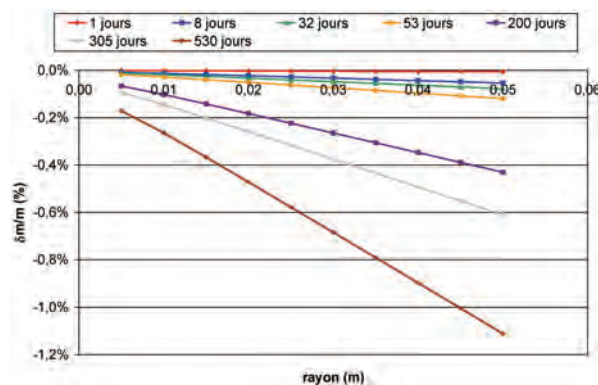


Figure 3-11 : profil de séchage des éprouvettes R1 – conservation sous scellement

Ces résultats indiquent en tout état de cause qu'aucun gonflement de RSI ne s'est déclaré au cours des 530 jours de suivi des corps d'épreuve R1 (on mesure même un retrait). Le programme expérimental de suivi des performances mécaniques lors du développement d'expansions a été prévu pour des corps d'épreuve conservés sous scellement hydrique (cf. Chapitre 2). L'absence de gonflements sur la période de suivi n'a pas non plus permis d'observer de variations des caractéristiques mécaniques. Afin d'étudier ces phénomènes, une caractérisation mécanique sur des éprouvettes conservées en eau ou à 100 % HR pourrait être envisagée. Une telle étude n'a pu être réalisée dans le cadre de ces travaux. Néanmoins, des essais mécaniques sur des cylindres conservés en eau sont prévus à l'issue de la phase de vieillissement des poutres (soit après environ deux ans).

3.4 Conclusions

Cette section présente les résultats des essais de gonflement libre sur la formule R1 visant à quantifier le couplage entre gonflements d'une formule développant une RSI intense et l'humidité environnante. Les résultats obtenus confirment ceux issus de la littérature (e.g. *Famy et al. 2001*) : les gonflements sont d'autant plus rapides et conséquents que l'humidité environnante est importante. Ceci peut notamment provenir de la lixiviation des alcalins en milieu aqueux qui favorise la désorption des sulfates et donc la précipitation d'ettringite (*Brown & Bothe 1993, Divet & Randriambololona 1998*) mais également de la présence d'eau en quantité plus importante, réactif utile à la formation d'ettringite. Par ailleurs, la présence d'eau liquide dans le matériau poreux facilite les transports de réactifs. On notera toutefois que, même si les écarts d'amplitude d'expansion sont significatifs, ils ne conduisent pas à des différences « dramatiques » de résultats (écart relatif d'amplitudes de l'ordre de 20 % entre le cas I et le cas H100 pour la formule R1).

Les éprouvettes soumises à un séchage sévère à 30 % HR ne montrent aucun gonflement mais plutôt un retrait sur toute la période de suivi. Cette absence d'expansion est attribuée au séchage rapide du matériau jusqu'au cœur des corps d'épreuve : en dessous d'un certain seuil d'humidité, la RSI ne peut se développer par manque d'eau (existence d'un seuil de HR de l'ordre de 90-92 % en dessous duquel la RSI ne se déclenche plus [*Graf 2007*]). Cette raréfaction de l'eau peut induire un manque de réactif et/ou une limitation du transport des réactifs utiles à la formation d'ettringite.

Les éprouvettes pour lesquelles les échanges hydriques avec le milieu extérieur sont limités (scellement aluminium) n'ont pas présenté de gonflements après 530 jours de suivi mais également un retrait. L'évaluation du profil de séchage au sein de ces corps d'épreuve semble montrer qu'une grande partie du matériau est maintenue à une humidité importante (perte de masse inférieure à 0,1 % à cœur après une durée d'exposition équivalente au temps de latence des expansions en milieu humide). Ainsi, la possibilité de gonflements retardés (par l'absence de lixiviation des alcalins notamment) et non supprimés reste envisageable. Néanmoins, des investigations expérimentales complémentaires menées à long terme sont nécessaires pour confirmer ce point.

4 Cas du couplage entre RSI et RAG

La RSI et la RAG sont deux pathologies aux effets macroscopiques similaires. Il est donc délicat d'identifier la réaction responsable des désordres sur un ouvrage atteint (*Godart et al. 2004, Ekolu et al. 2007a*). Certains travaux montrent en outre que les deux

réactions peuvent être responsables simultanément des désordres observés (*Shayan & Quick 1992, Johansen et al. 1993, Thomas et al. 2008*). Néanmoins, la formulation d'un diagnostic se révèle particulièrement délicate, comme en attestent par exemple les travaux de (*Tepponen & Ericksson 1987*) et (*Shayan & Quick 1994*) : les premiers établissent un lien direct entre la dégradation de traverses de chemin de fer et le développement de RSI tandis que les seconds l'attribuent à la RAG. L'étude des données disponibles dans la littérature révèle ainsi de nombreux cas de controverses quant à l'attribution des désordres à l'une ou l'autre des pathologies. En tout état de cause, l'établissement d'un diagnostic clair ne semble pas pouvoir faire l'économie d'observations microscopiques (*Marusin 1994*) et d'essais en laboratoire (*Thomas et al. 2008*). De plus, outre des effets macroscopiques proches pour les deux réactions, la difficulté de diagnostic trouve également sa source dans les couplages chimiques et mécaniques entre les deux réactions (*Pettifer & Nixon 1980, Brown & Bothe 1993, Shayan & Ivanusec 1996, Ekolu et al. 2007b*). Pour certains auteurs, la RAG semble être une condition initiatrice de la RSI (*Diamond & Ong 1994*). La présente section détaille les expérimentations mises en œuvre dans ce programme pour compléter les connaissances déjà existantes sur les couplages entre RSI et RAG et leurs effets mécaniques, et pour disposer de données quantifiées utiles à la modélisation de ces phénomènes souvent concomitants *in situ* (*Shayan & Quick 1992, Mielenz et al. 1995, Meland et al. 1997, Thomas et al. 2008, Santos Silva et al. 2008*).

4.1 Eprouvettes immergées

La Figure 3-12 compare les suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes R2_I-H30_GL_28 et R1_I-H30_GL_28. On observe que les cinétiques de gonflement sont plus rapides dans le cas d'une superposition entre RSI et RAG (formule R2) que dans le cas d'une RSI simple (formule R1) comme en atteste le calage des paramètres de la loi de gonflement libre (cf. Tableau 3-4) : le temps caractéristique et le temps de latence sont plus faibles dans les cas des corps d'épreuve R2. En revanche, les amplitudes de gonflement sont équivalentes (écarts similaires à la dispersion des résultats présentés dans le Tableau 3-2). Ce constat pose la question d'un éventuel rôle initiateur de la RAG vis-à-vis de la RSI dans les conditions expérimentales que nous appliquons. Cet effet déclencheur peut s'expliquer potentiellement par deux types de couplages entre RSI et RAG :

- Couplage physique :

La RAG est une réaction thermoactivée : il se peut qu'elle se développe de manière conséquente lors de la phase de cure thermique (*Diamond & Ong 1994, Shayan & Ivanusec 1996, Ekolu et al. 2007-a*), induisant ainsi une microfissuration initiale qui peut constituer une faiblesse du matériau favorable à la précipitation d'ettringite et aux gonflements (*Fu et al. 1994, Ekolu et al. 2007-a*) et facilitant la circulation d'eau liquide dans les matériaux.

- Couplage chimique :

La formation de gels de RAG implique une consommation d'alcalins qui peut se révéler favorable à la précipitation d'ettringite (*Brown & Bothe 1993*). Ainsi, le développement de RAG durant la cure thermique pourrait logiquement accélérer le démarrage des gonflements de RSI lors de la phase de stockage des corps d'épreuve. Par ailleurs, la microfissuration induite par la formation des gels peut également faciliter les mouvements d'eau au sein du matériau et donc la lixiviation des alcalins (et le transport

des réactifs). Ceci accélérerait d'autant plus la désorption des sulfates contenus dans les CSH (*Divet & Randriambololona 1998*) et donc la précipitation d'ettringite.

Il convient ici de noter que, si cet effet initiateur était avéré, cette conclusion ne s'appliquerait que dans les conditions expérimentales spécifiques correspondant à ces essais (i.e. pour ces compositions, ce traitement thermique et ce mode de conservation thermo-hydrigue). En effet, les couplages potentiels entre ces deux réactions sont tels qu'une modification de la cure thermique ou de la température de conservation par exemple pourrait conduire à un comportement expansif totalement différent en favorisant plus une réaction par rapport à l'autre.

Tableau 3-4 : calage des paramètres du modèle de gonflement libre – éprouvettes R1 et R2 – conservation en eau

	R1_I-H30_GL_28	R2_I-H30_GL_28
ε_{∞}	1,58%	1,55%
τ_C (jours)	11	9
τ_L (jours)	83	62
ϕ (jours)	18	15
δ (jours)	120	120

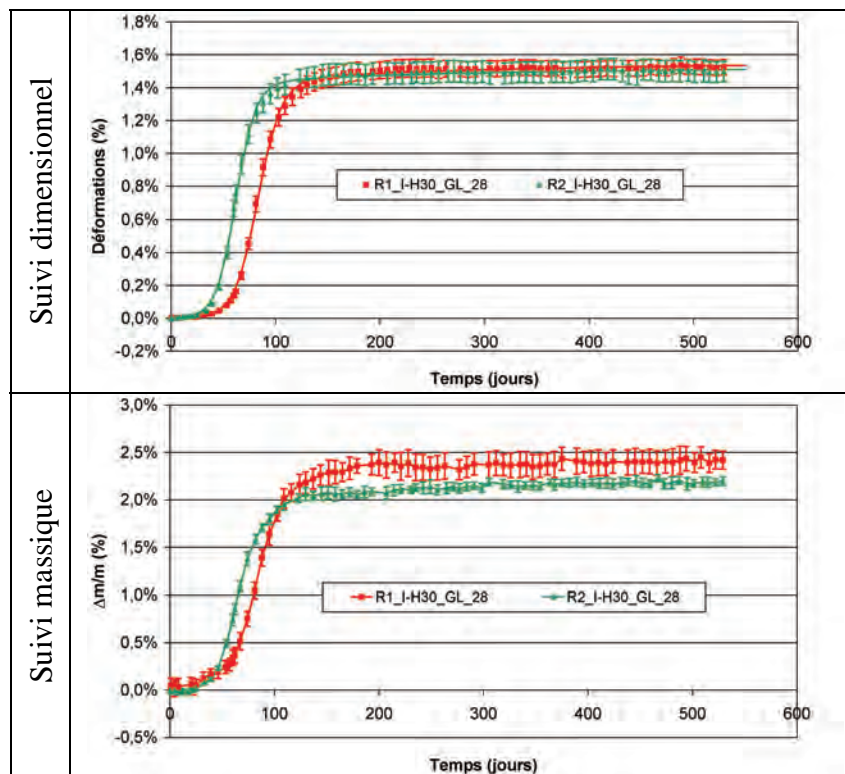


Figure 3-12 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes R1 et R2 – conservation en eau

La Figure 3-13 compare l'évolution des déformations en fonction des variations relatives de masse pour les éprouvettes de gonflement libre R1 et R2 conservées en eau. Les paramètres issus de la régression linéaire de ces données sont reportés dans le Tableau 3-5. On note l'existence d'une relation affine entre déformations et variations de masse. De plus, ces données révèlent des comportements hydriques similaires des deux matériaux puisque les pentes de régression sont comparables.

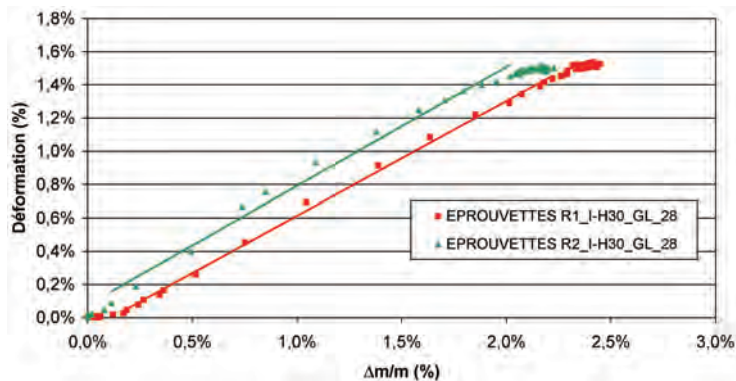


Figure 3-13 : évolution des déformations en fonction de la prise de masse – éprouvettes R1 et R2 – conservation en eau

Tableau 3-5 : régression linéaire entre déformation et variations de masse – éprouvettes R1 et R2 – conservation en eau

	Pente	Ordonnée à l'origine	Coefficient de corrélation
R1_I-H30_GL_28	0,690	-0,077%	0,9992
R2_I-H30_GL_28	0,716	0,076%	0,9936

4.2 Eprouvettes conservées sous 100 % HR

4.2.1 Suivi massique et dimensionnel

La Figure 3-14 représente les suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes de gonflement libre R2_I-H30_GL_28 et R2_H100-H30_GL_28. Dans un premier temps, on observe un comportement du matériau R2 similaire à celui du béton R1 (cf. Figure 3-4) : les éprouvettes conservées en eau développent des gonflements de manière plus importante et plus rapide que les éprouvettes conservées en atmosphère saturée (phases 1 et 2 d'une durée d'une centaine de jours, cf. Figure 3-14). A la fin de la phase 2, on observe une poursuite marquée des déformations des éprouvettes conservées à 100 % HR contrairement aux éprouvettes R1 qui atteignent un palier de déformation à ce stade (cf. Figure 3-4). Ces gonflements se poursuivent de manière significative durant 200 jours jusqu'à dépasser nettement le potentiel de déformation évalué lors du suivi des éprouvettes R2_I-H30_GL_28 (phase 3). Les déformations des corps d'épreuve conservés à 100 % HR se stabilisent alors et atteignent un palier de l'ordre de 2,1 % (contre 1,5 % pour des éprouvettes immergées). Durant la phase 3, on note le développement de fissures importantes (ouverture de l'ordre du millimètre, cf. Figure 3-15) apparaissant de manière beaucoup plus localisée que pour le matériau R1. Ceci suggère qu'un mécanisme d'expansion de RAG pourrait être mis en jeu durant cette phase (faciès de fissuration cohérent avec cette réaction).

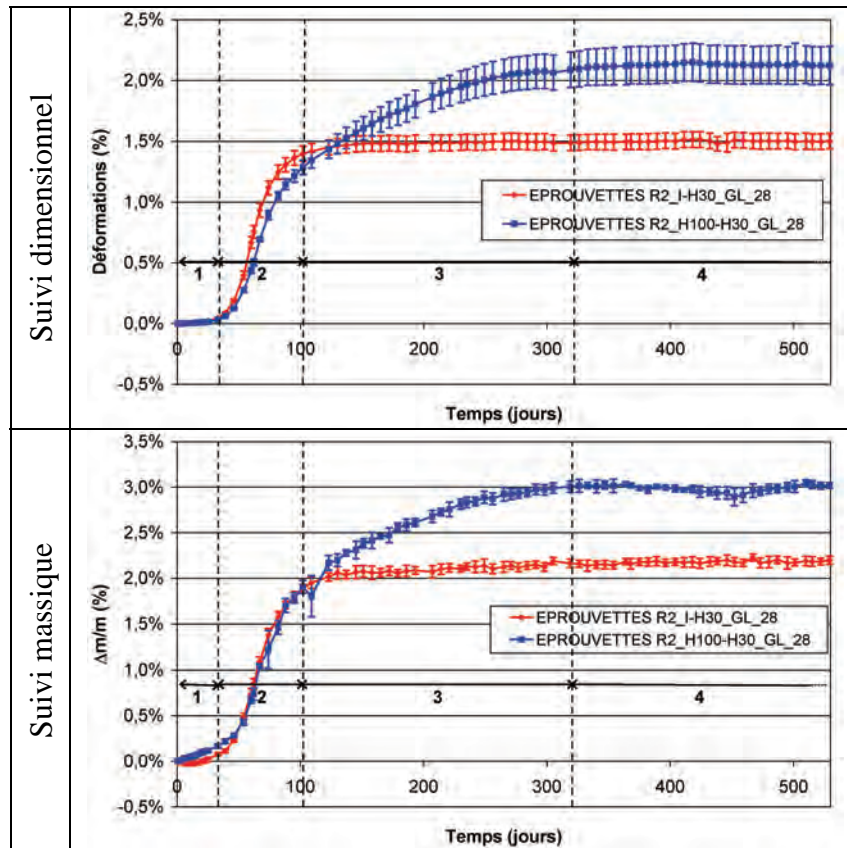


Figure 3-14 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes R2 – conservation en eau et à 100 % HR

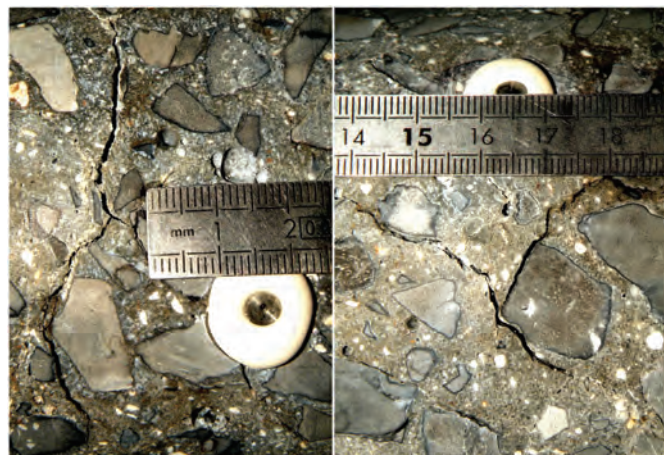


Figure 3-15 : fissuration d’une éprouvette de gonflement libre R2 après 400 jours de conservation à 100 % HR

La Figure 3-16 compare l’évolution des déformations en fonction des variations de masse des éprouvettes R1 et R2 conservées à 100 % HR. Malgré des gonflements nettement plus importants pour les éprouvettes atteintes de RSI et de RAG, on observe un comportement hydrique similaire des deux matériaux. Ceci est confirmé par la réalisation d’une régression linéaire sur ces données : le Tableau 3-6 indique des pentes similaires pour les deux matériaux.

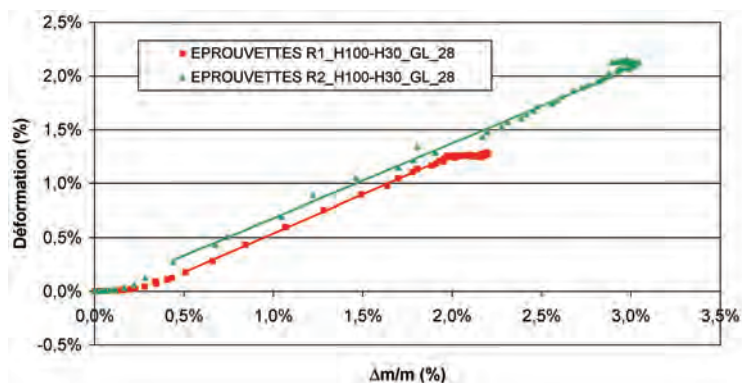


Figure 3-16 : évolution des déformations en fonction de la prise de masse – éprouvettes R1 et R2 – conservation à 100 % HR

Tableau 3-6 : régression linéaire entre déformation et variations de masse – éprouvettes R1 et R2 – conservation à 100 % HR

	Pente	Ordonnée à l'origine	Coefficient de corrélation
R1_H100-H30_GL_28	0,721	-0,182%	0,9994
R2_H100-H30_GL_28	0,694	-0,014%	0,9977

4.2.2 Mécanisme de gonflement suggéré

La poursuite des gonflements du béton R2 en fin de phase 2 (cf. Figure 3-14) peut potentiellement s'expliquer par un couplage entre RSI et RAG et par l'effet de la lixiviation des alcalins.

Dans un premier temps, que les corps d'épreuve R2 soient conservés en eau ou en atmosphère saturée, on observe une phase latente (phase 1, cf. Figure 3-14) : aucun gonflement n'est mesuré macroscopiquement. En revanche, à l'échelle microscopique, il est possible qu'une préfissuration du matériau soit engendrée par la formation de gels de RAG, notamment durant la cure thermique. Cette considération serait en accord avec plusieurs études reportées dans la littérature (*Diamond & Ong 1994, Shayan & Ivanusec 1996, Ekolu et al. 2007-a*). De plus, la température de stockage des corps d'épreuve (38°C) semble favorable au développement de la RAG au moins initialement. Néanmoins, très peu de gels de RAG ont été observés à l'échelle microscopique à l'issue de la cure thermique, ce qui pose la question de la possibilité de développer une fissuration significative dans le matériau durant cette phase expérimentale. A la lumière des résultats de notre étude, il apparaît délicat d'apporter une réponse définitive à cette interrogation.

Lors de la deuxième phase, on peut supposer que les déformations considérables mesurées (supérieures à 1 % que ce soit dans le cas d'une immersion ou d'une conservation à 100 % HR) sont imputables pour l'essentiel à la RSI (phase 2, cf. Figure 3-14). En effet, bien que les corps d'épreuve soient conservés à une température de 38°C, l'amplitude et la cinétique des déformations mesurées semblent plus cohérentes avec cette pathologie qu'avec la RAG (les temps caractéristiques issus de cette étude sont en particulier beaucoup plus courts que ceux présentés par [*Multon 2004*] dans le cas d'une RAG pure). Les gonflements induisent alors l'ouverture du réseau poreux du matériau. Dans le cas des éprouvettes conservées en eau, ceci entraîne une entrée d'eau importante potentiellement responsable d'une lixiviation des alcalins. En revanche, pour les éprouvettes conservées à 100 % HR, ce phénomène est probablement nettement moins important du fait de la moins grande quantité d'eau liquide au sein de la matrice. Des essais quantitatifs sont présentés en section 4.2.4.2 pour justifier ce point.

Dans un troisième temps, une fois la RSI en « perte de vitesse » (i.e. lorsqu'un matériau atteint d'une RSI seule atteint un palier de déformation), la poursuite des déformations dans le cas des éprouvettes conservées en atmosphère saturée peut s'expliquer par la formation de gels de RAG. En effet, les éprouvettes immergées sont à ce stade des expérimentations pauvres en alcalins. Il n'y a donc pas suffisamment de réactifs dans le matériau pour la formation de produits expansifs et on atteint par conséquent un palier de déformation. En revanche, les éprouvettes conservées à 100 % HR peuvent encore être suffisamment riches en alcalins pour permettre la formation de gels de RAG induisant une poursuite des déformations comme indiqué par la phase 3 des gonflements (cf. Figure 3-14).

Enfin, lorsque la totalité des alcalins disponibles dans le matériau a été consommée (soit pour la formation des gels, soit par lixiviation tout de même possible dans le cas de corps d'épreuve conservés à 100 % HR), les réactions de gonflement interne s'arrêtent et on atteint alors un palier de déformation.

La Figure 3-17 propose une représentation schématique du mécanisme proposé.

Ce mécanisme est basé sur l'hypothèse d'un développement de la RSI préalablement à la RAG. Il faut néanmoins garder à l'esprit que cette « priorité » d'une réaction par rapport à une autre peut être fonction de nombreux paramètres tels que la formulation du béton, les conditions de conservation thermiques (a priori ici favorable à la RAG) et hydriques et bien sûr l'histoire thermique du matériau au jeune âge. On va dans la suite de ce mémoire vérifier les hypothèses associées à l'explication proposée.

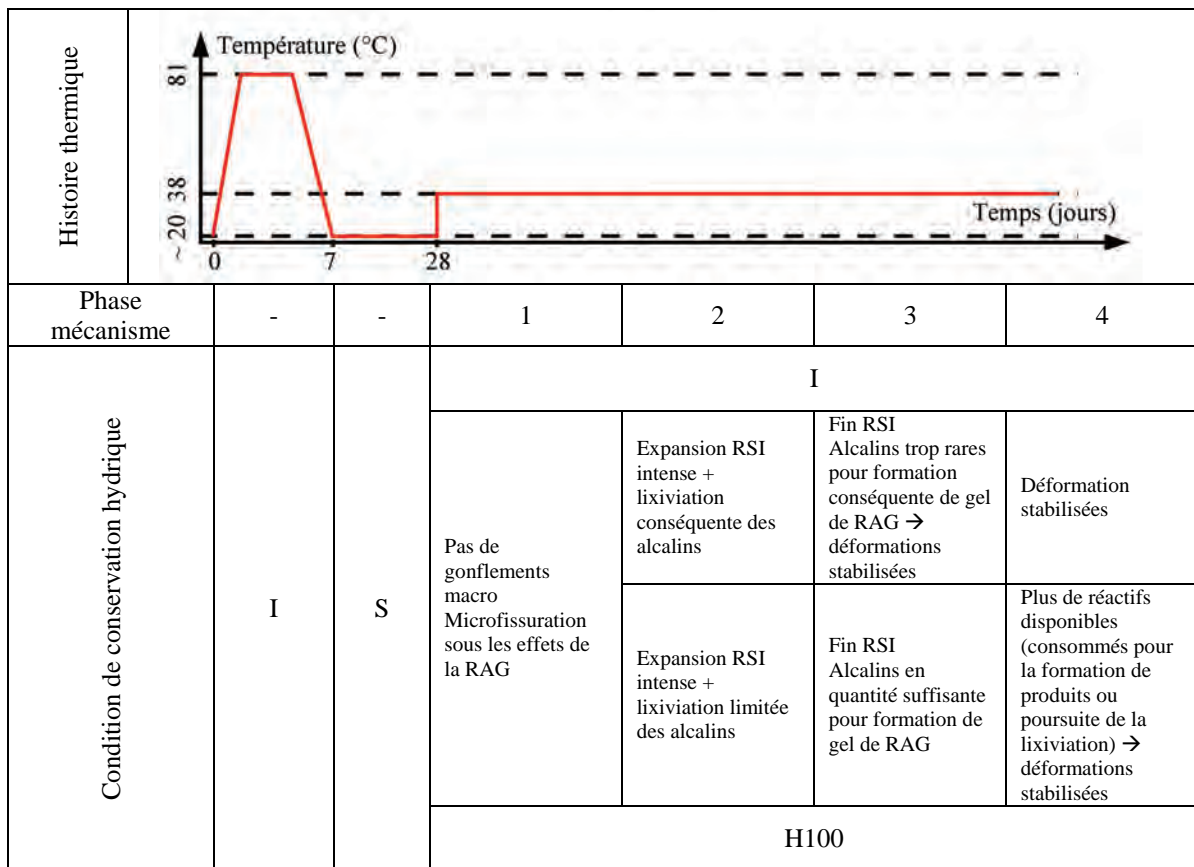


Figure 3-17 : mécanisme de couplage RSI-RAG proposé

4.2.3 Modélisation proposée

La Figure 3-18 représente graphiquement les modèles de gonflement libre développés par (*Brunetaud 2005*) pour la RSI et (*Larive 1998*) pour la RAG après calage des paramètres par la méthode des moindres carrés. L'application numérique du modèle décrivant la RSI ne permet pas de définir un jeu de paramètres physiquement réalistes : le paramètre Φ est supérieur à δ et le modèle conduit donc à l'évaluation d'avancement négatifs pour la réaction (cf. Tableau 3-7). Le modèle décrivant la RAG ne permet pas non plus de déterminer un jeu de paramètres reproduisant de manière satisfaisante les résultats expérimentaux. Ainsi, ces deux lois disponibles dans la littérature ne semblent pas être adaptées à la description des phénomènes observés lors du suivi des éprouvettes atteintes de RSI et de RAG et conservées à 100 % HR.

Tableau 3-7 : calage des paramètres des lois de gonflement libre RSI et RAG

	RSI (Brunetaud)	RAG (Larive)
ε_{∞}	2,44%	2,10%
τ_C (jours)	7	44
τ_L (jours)	55	87
ϕ (jours)	53	-
δ (jours)	13	-

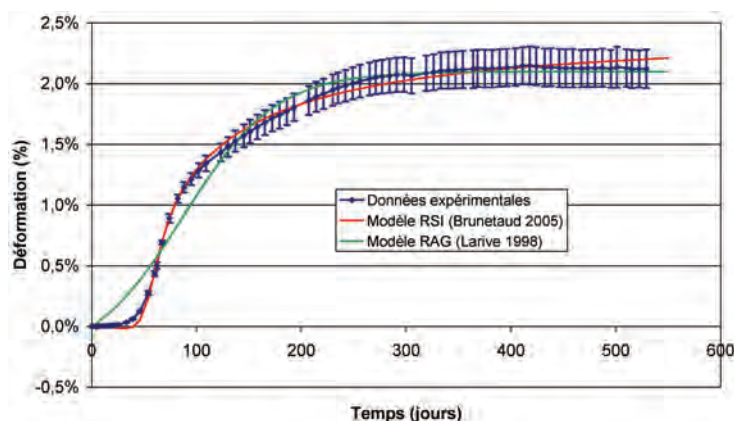


Figure 3-18 : comparaison des modèles de gonflement libre de (*Brunetaud 2005*) et (*Larive 1998*) appliqués au suivi dimensionnel des corps d'éprouve R2_H100-H30_GL_28

Le modèle mathématique donné par l'équation (3-8) est proposé pour décrire les gonflements libres des éprouvettes R2_H100-H30_GL_28. A l'instar du mécanisme exposé en section 4.2.2, ce modèle découple mathématiquement les phénomènes expansifs en sommant une contribution RSI (modèle de [*Brunetaud 2005*]) et une contribution RAG (modèle de [*Larive 1998*]).

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_{RSI} + \varepsilon_{RAG} = \varepsilon_{\infty_RSI} \cdot \frac{1 - e^{-\left(\frac{t}{\tau_{C_RSI}}\right)}}{1 + e^{-\left(\frac{t - \tau_{L_RSI}}{\tau_{C_RSI}}\right)}} \cdot \left(1 - \frac{\phi}{\delta + t}\right) + \varepsilon_{\infty_RAG} \cdot \frac{1 - e^{-\left(\frac{t}{\tau_{C_RAG}}\right)}}{1 + e^{-\left(\frac{t - \tau_{L_RAG}}{\tau_{C_RAG}}\right)}} \quad (3-8)$$

La Figure 3-19 compare les prévisions du modèle de l'équation (3-8) aux données expérimentales. On constate que cette formulation mathématique semble être bien adaptée à la description des phénomènes observés lors du suivi des éprouvettes R2_H100-

H30_GL_28. Néanmoins, il convient de noter qu'une décomposition mathématique telle que celle proposée par le modèle présente l'inconvénient de ne pas être unique. Toutefois, étant donné la description de chaque membre de l'équation (3-8), l'expérimentateur peut évaluer la pertinence de la solution obtenue sur la base des amplitudes et des cinétiques évaluées. La Figure 3-19 représente également graphiquement l'importance de chacune des contributions « RSI » et « RAG » du modèle.

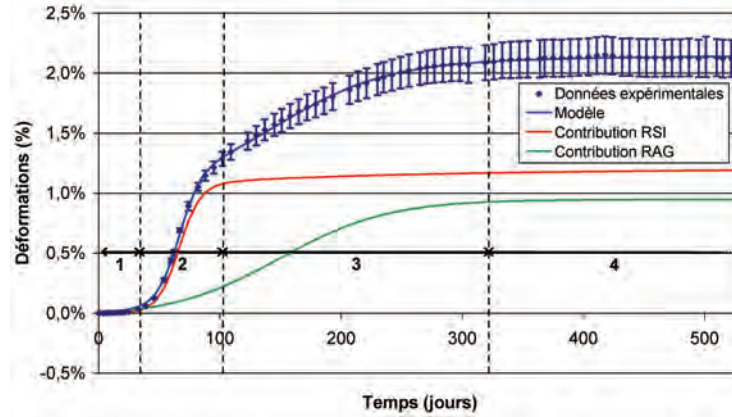


Figure 3-19 : corrélation du modèle proposé avec les données expérimentales et importance relative des contributions RSI et RAG

Tableau 3-8 : calage des paramètres du modèle de gonflement libre – éprouvettes R2 – conservation à 100 % HR

$\varepsilon_{\infty \text{ RSI}}$	$\tau_{C \text{ RSI}} (j)$	$\tau_{L \text{ RSI}} (j)$	$\phi (j)$	$\delta (j)$	$\varepsilon_{\infty \text{ RAG}}$	$\tau_{C \text{ RAG}} (j)$	$\tau_{L \text{ RAG}} (j)$
1,24%	9	66	26	119	0,95%	45	149

La fraction RSI semble cohérente avec les observations faites pour les corps d'épreuve coulés à l'aide de la formule R1 (cf. Figure 3-20) : le temps de latence est plus long pour les corps d'épreuve conservés en atmosphère saturée tandis que les cinétiques semblent équivalentes dans le cas du béton R2 comme l'indique le Tableau 3-9. En termes d'amplitude, si les potentiels de gonflement des éprouvettes immergées sont très proches, on note un écart un peu plus important entre le potentiel de gonflement des éprouvettes R1 conservées à 100 % HR (évalué expérimentalement à environ 1,3 %) et celui des éprouvettes R2 correspondantes (évalué à 1,24 % à temps infini par le modèle ; en fin d'expérimentations, à $t = 530$ jours, il est de l'ordre de 1,2 %). L'importance de cet écart reste toutefois comparable à la dispersion de l'amplitude d'expansion notée au sein d'une même famille d'éprouvettes (cf. Tableau 3-2).

Tableau 3-9 : comparaison des paramètres de modélisation des comportements RSI pour les formules R1 et R2 conservées en eau ou à 100 % HR

	R1_I-H30_GL_28	R1_H100-H30_GL_28	R2_I-H30_GL_28	R2_H100-H30_GL_28
ε_{∞}	1,58%	1,31%	1,55%	1,24%
$\tau_{C} (j)$	11	13	9	9
$\tau_{L} (j)$	83	89	62	66
$\phi (j)$	18	18	15	26
$\delta (j)$	120	120	120	119

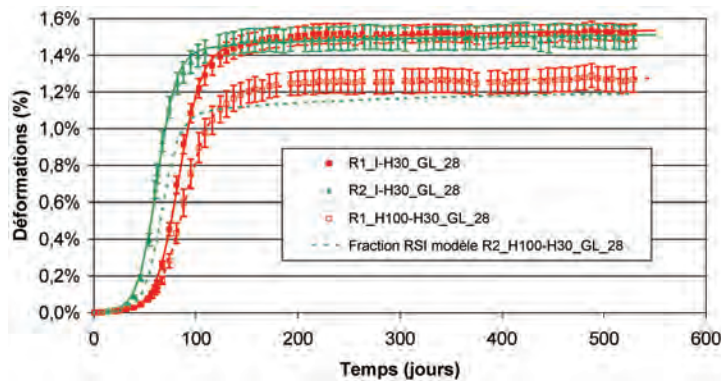


Figure 3-20 : comparaison de la fraction RSI du modèle de gonflement libre des éprouvettes R2_H100-H30_GL_28 au comportement réel de la formule R1 conservée en eau et à 100 % HR

La fraction RAG du modèle est cohérente avec le mécanisme proposé en section 4.2.2 : les phénomènes expansifs se développent de manière importante après une centaine de jours, une fois la fraction RSI « consommée » dans sa plus grande partie. La cinétique évaluée est cohérente avec celles présentées par (Multon 2004) dans des conditions d'exposition similaires et avec des bétons utilisant la même source de granulats. Néanmoins, avec une amplitude estimée à 0,95 %, la contribution RAG du modèle semble bien supérieure aux ordres de grandeurs estimés habituellement pour une RAG (Multon 2004). Cette fraction du modèle n'est probablement pas à considérer comme une RAG « pure » : il existe certainement un mécanisme d'entraînement chimique entre la RSI et la RAG à ce stade : les gels, en consommant les alcalins du matériau, contribuent à la diminution du pH interne, favorisant alors la poursuite de la désorption des sulfates adsorbés par les CSH (Brown & Bothe 1993) et donc la précipitation d'ettringite (Divet & Randriambololona 1998). Ceci peut avoir pour conséquence d'augmenter le potentiel de gonflement. Il est ainsi difficile d'attribuer ce dernier à une pathologie en particulier, les phénomènes de gonflement étant issus à la fois de la RSI et de la RAG dans ce cas. En tout état de cause, il convient d'évaluer expérimentalement le potentiel de RAG du matériau R2 afin d'évaluer la pertinence du modèle proposé.

4.2.4 Investigations complémentaires utiles à l'évaluation de la pertinence du modèle de superposition RAG-RSI

4.2.4.1 Evaluation du potentiel de RAG de la formule R2

4.2.4.1.1 Suivis dimensionnel et hydrique

Afin d'estimer la pertinence de l'amplitude de RAG déterminée par le modèle de la section 4.2.3, des essais de gonflement libre ont été réalisés pour le béton R3 (de composition identique à R2 mais non soumis à une cure thermique au jeune âge) et pour le béton R2 conservés dans une solution alcaline (favorisant ainsi la RAG au détriment de la RSI). L'objectif est ici d'identifier la contribution de RAG de la formule R2.

La Figure 3-21 représente les suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes R3_I-H30_GL_28. Le Tableau 3-10 donne l'estimation des paramètres obtenus pour le modèle développé par (Larive 1998) pour la description des gonflements libres de RAG : on évalue le potentiel de gonflement de la formule R3 à 0,16 %. Cette valeur se révèle être bien inférieure aux 0,95 % estimés par le modèle. Néanmoins, trois points sont à garder en mémoire pour l'interprétation de ces données : premièrement, dans le cadre de l'évaluation

du potentiel de RAG par le modèle de la section 4.2.3, le couplage chimique entre RSI et RAG peut influencer sur le potentiel (par le biais de la consommation des alcalins notamment) ; deuxièmement, la RAG est une réaction thermoactivée : la cure thermique a donc une influence importante sur l'amplitude de gonflement du matériau mesurée lors de la phase de suivi qu'il convient d'évaluer ; troisièmement, l'application d'une cure thermique à un matériau conduit à une modification de la microstructure de celui-ci par rapport à un béton de composition identique mais non soumis à un échauffement.

Tableau 3-10 : comparaison des paramètres de modélisation des gonflements libres des corps d'épreuve R2_I-H30_GL_28, R3_I-H30_GL_28 et R2_I_GLA_28

	R2_I-H30_GL_28	R2_I_GLA_28	R3_I-H30_GL_28
ε_{∞}	1,55%	1,05%	0,16%
τ_C (jours)	9	11	20
τ_L (jours)	62	78	124
ϕ (jours)	15	66	-
δ (jours)	120	151	-

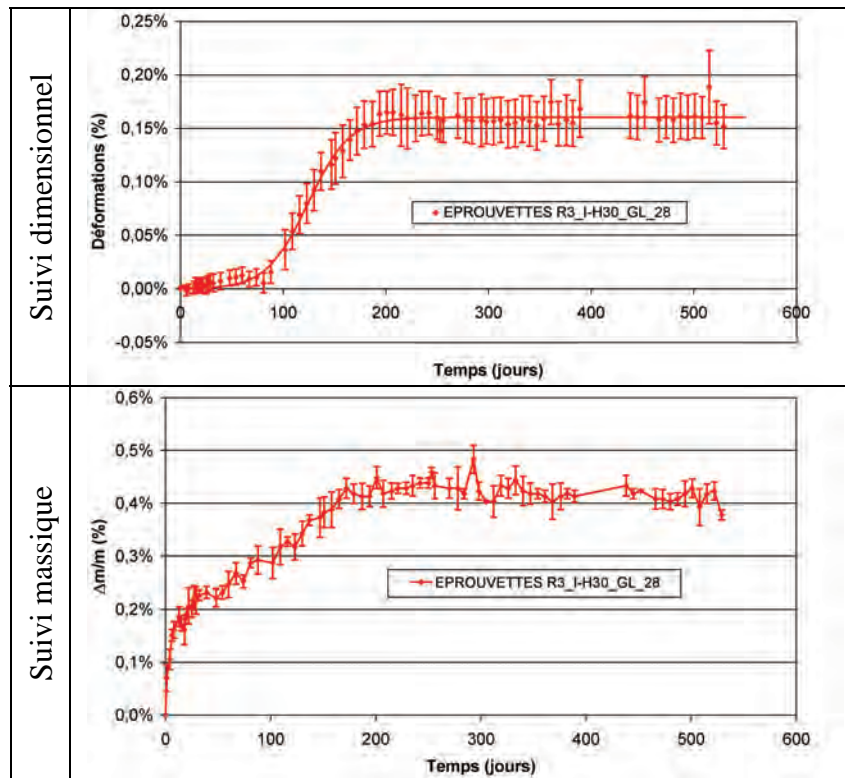


Figure 3-21 : suivis dimensionnels et massiques – éprouvettes R3 – conservation en eau

La Figure 3-23 compare les suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes R2_I-H30_GL_28, R3_I-H30_GL_28 et R2_I_GLA_28 (formule R2 conservée dans une solution concentrée en KOH à hauteur de 1 mol/L). Des essais de porosité sur les matériaux NR et R1 ont conduit à l'évaluation d'une porosité moyenne de 14,6 %. En l'absence de données pour le formule R2, nous considérerons que ce matériau a une porosité similaire (on gardera à l'esprit que les formules de béton ont été mises au point avec cet objectif). Ainsi, pour un matériau saturé, le volume de solution interstitielle est de 146 litres dans un mètre cube. Le matériau peut donc contenir au maximum 146 mol de KOH soit 73 mol de K_2O . Ceci correspond à $0,658 \times 73 \times 94,2$ g/mol soit $4,525$ kg/m³ de Na_2O_{eq} soit 1,1 % de la masse de ciment en « régime stationnaire », teneur légèrement

supérieure à la teneur initiale de 1 %. Cette quantité d'alcalins ne représente probablement pas la teneur finale en alcalins du matériau : en régime transitoire, la pénétration des ions K^+ de la solution de stockage est combinée à la lixiviation des ions Na^+ de la solution interstitielle (homogénéisation des concentrations entre l'éprouvette et la solution de stockage). De plus, une partie des alcalins est liée aux CSH et n'est donc pas soumise à la lixiviation (*Chen & Brouwers 2010*). En l'absence de dosage précis, il apparaît donc délicat de conclure précisément sur la teneur en alcalins de ces matériaux. En tout état de cause, la concentration en alcalins de la solution de stockage est supérieure à la teneur initiale du béton R2 et conduit donc à son enrichissement en Na_2O_{eq} .

Les corps d'épreuve présentent rapidement une fissuration importante (ouvertures de l'ordre du millimètre) très localisée comme l'atteste la Figure 3-22. Cette fissuration peut être expliquée par le développement de gonflements de RAG en surface empêchés par le cœur de l'éprouvette qui n'a pas encore débuté son expansion, le front d'alcalins n'ayant pas encore pénétré suffisamment en profondeur.

Le potentiel de gonflement de la formule R2 conservé en solution alcaline est évalué à 1,05 % (cf. Tableau 3-10). Cette valeur semble cohérente avec la modélisation proposée. De plus, les ordres de grandeur des gonflements mesurés sont cohérents avec ceux déterminés par (*Thomas et al. 2008*) avec une technique expérimentale semblable mise en œuvre pour des carottes de béton extraites d'ouvrages *in situ*. Néanmoins, malgré la technique de conservation spécifique mise en œuvre pour nos corps d'épreuve, cette valeur semble relativement importante pour une RAG : si on considère une pénétration du front d'imbibition plus rapide que celle des alcalins, il pourrait être envisageable que des gonflements de RSI se développent en profondeur en début d'essai (en parallèle de gonflements de RAG en surface), biaisant ainsi la détermination du potentiel de RAG de ce matériau. De plus, il est possible que la concentration en alcalins de la solution de stockage soit insuffisante pour empêcher entièrement la RSI. En tout état de cause, si cette technique expérimentale présente l'intérêt de supprimer ou de diminuer les gonflements de RSI, elle conduit à l'évaluation d'un potentiel de RAG bien supérieur à celui qu'un matériau pourrait développer dans des conditions plus classiques.



Figure 3-22 : fissuration des éprouvettes R2_GLA après 130 jours d'exposition

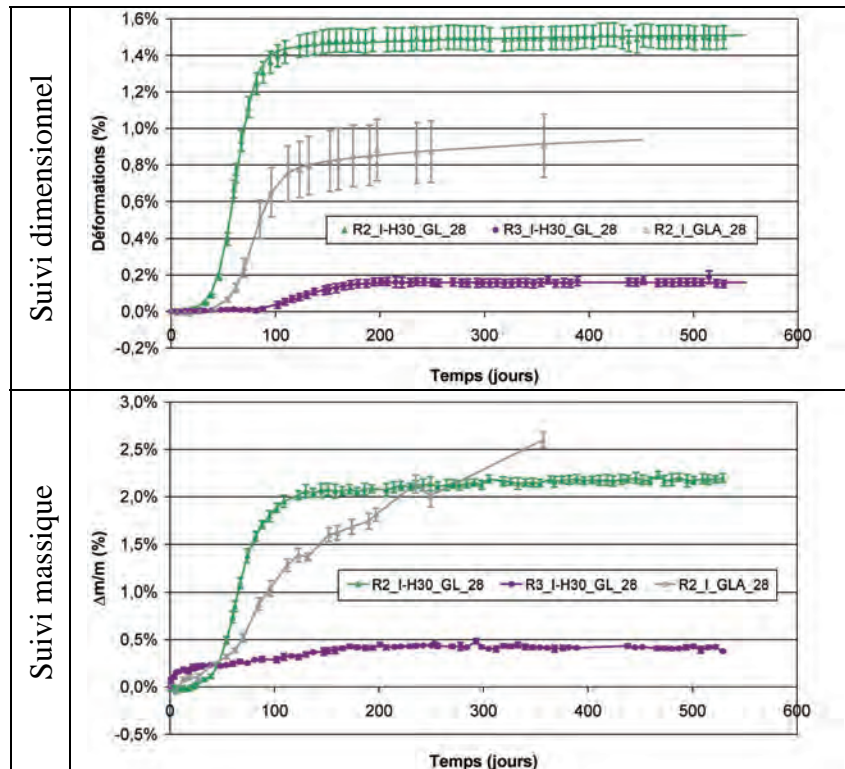


Figure 3-23 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes R2_I-H30_GL_28, R3_I-H30_GL_28 et R2_I_GLA_28

La détermination du potentiel de RAG d'un matériau susceptible de RSI et de RAG apparaît donc très compliquée de par les couplages physico-chimiques existant entre ces deux pathologies. Si certaines conditions expérimentales de laboratoire semblent pouvoir permettre de dissocier les effets des deux réactions, elles conduisent néanmoins au développement de processus délétères nettement plus marqués que ceux observés *in situ*. Ainsi, des investigations plus complètes seraient nécessaires pour obtenir une évaluation plus précise des amplitudes de RSI et de RAG (avec notamment la mise en œuvre d'observations microscopiques). Des observations du matériau sur une coupe transversale d'un cylindre au Microscope Electronique à Balayage (MEB) apporteraient des éléments de réflexion sur ce point. Néanmoins, l'interprétation de ces images n'en serait pas moins délicate : l'ettringite ayant précipité avant que le front d'alcalins n'atteigne le cœur de l'éprouvette pourrait être redissoute lors de l'augmentation du pH interne du matériau une fois que le cœur de l'éprouvette atteint par le front d'alcalins (*Brown & Bothe 1993*), effaçant ainsi toute trace d'une potentielle RSI. De telles investigations n'ont pu être menées dans le cadre de ces travaux.

En tout état de cause, la modélisation proposée pour la représentation du comportement expansif dans le cas d'une concomitance des deux pathologies semble mathématiquement bien adaptée aux conditions expérimentales que nous avons considérées. Toutefois, la phase 3 du mécanisme proposé en section 4.2.2 semble simplificatrice en considérant que les expansions mesurées à cet instant sont liées uniquement à une RAG : il apparaît plus probable qu'une formation simultanée d'ettringite et de gel de RAG soit responsable des expansions.

4.2.4.1.2 Comportements hydriques

La Figure 3-24 compare les évolutions de déformation en fonction des variations de masse des éprouvettes R2_I-H30_GL_28, R3_I-H30_GL_28 et R2_I_GLA_28. On observe des comportements hydriques similaires pour les corps d'épreuve fabriqués avec la formule R2, quel que soit leur mode de conservation, comme en attestent les résultats des régressions linéaires donnés par le Tableau 3-11. En revanche, le comportement hydrique de la formule R3 semble légèrement différent (modification de la pente de la droite de régression linéaire). Cette différence peut trouver son origine dans la modification de la microstructure du matériau R2 par rapport au matériau R3 de composition strictement identique mais dont l'histoire thermique au jeune âge est fondamentalement différente. Une porosité moins grossière dans le cas du matériau non traité thermiquement pourrait conduire à développer des pressions plus importantes lors de l'imbibition

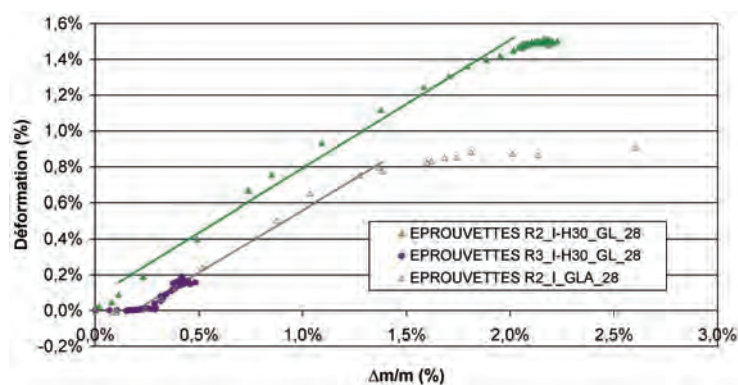


Figure 3-24 : évolution des déformations en fonction de la prise de masse – éprouvettes R2_I-H30_GL_28, R2_I-H30_GL_28 et R2_I_GLA_28

Tableau 3-11 : régression linéaire entre déformation et variations de masse – éprouvettes R2_I-H30_GL_28, R2_I-H30_GL_28 et R2_I_GLA_28

	Pente	Ordonnée à l'origine	Coefficient de corrélation
R2_I-H30_GL_28	0,716	0,076%	0,9936
R3_I-H30_GL_28	0,859	-0,206%	0,9768
R2_I_GLA_28	0,693	-0,134%	0,9944

4.2.4.2 Caractérisation de la lixiviation en phase de stockage

Un grand nombre d'interprétations des présents travaux mettent en cause le rôle des alcalins vis-à-vis des gonflements observés : la diminution de leur concentration peut faciliter la désorption des sulfates adsorbés sur les CSH et ainsi favoriser la précipitation d'ettringite (*Brown & Bothe 1993*) d'une part, mais leur présence en quantité substantielle dans le matériau peut également favoriser la formation de gels de RAG d'autre part.

La Figure 3-25 représente les suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes de caractérisation de la lixiviation. Les traits verticaux représentent les échéances de prélèvement et de dosage pour chaque cas, en fin de phase de latence puis en phase de gonflements stabilisés. On observe que les cinétiques et les amplitudes de déformation de ces corps d'épreuve moulés et soumis à des conditions de gonflement libre sont différentes de celles évaluées pour des corps d'épreuve carottés (cf. sections 3.1, 3.2, 4.1 et 4.2). Ce point sera traité plus spécifiquement en section 9 de ce chapitre.

Le suivi de la teneur en alcalins au sein des matériaux en fonction du mode de conservation (obtenu par dosage des espèces présentes au cœur de l'éprouvette) semble être en accord avec les hypothèses que nous avons formulées sur les cinétiques et les amplitudes de lixiviation : à la fin de la première phase du mécanisme de gonflement (après environ 50 jours), la teneur en alcalins des matériaux a chuté de plus de 50 % pour les matériaux immergés contre une baisse inférieure à 20 % pour les matériaux conservés à 100 % HR (les teneurs initiales en alcalins ont été évaluées à environ 0,8 % et 0,9 % de la masse de ciment respectivement pour les formules R1 et R2). Ceci tend à confirmer que la lixiviation des alcalins est bien plus importante en eau qu'en atmosphère saturée. Cette tendance est confirmée après environ 300 jours d'exposition. Toutefois, on note une diminution substantielle de la teneur en alcalins pour les matériaux conservés à 100 % HR. On notera par ailleurs que la présence de Na et de K semble avoir plus diminué pour le béton R1 que pour le béton R2 ($\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} = 0,23$ % de la masse de ciment à 265 jours pour R1 contre 0,50 % à 314 jours pour R2). Le dernier dosage en alcalins réalisé en « fin » de réaction permettra de compléter ces premières conclusions relatives aux cinétiques et aux amplitudes de lixiviation.

Le suivi dimensionnel du corps d'épreuve R2_H100_38_L_4 n'indique pas un comportement similaire à celui déterminé pour les éprouvettes R2_H100-H30_GL_28, bien que leurs compositions soient identiques et que leur mode de fabrication ait conduit au gâchage de matériaux similaires : en particulier, la phase 3 du mécanisme proposé en section 4.2.2 n'est pas reproduite (poursuite des expansions des éprouvettes H100 lorsque les gonflements se stabilisent pour les éprouvettes immergées). La caractérisation des traitements thermiques de ces différents corps d'épreuve a montré qu'aucune différence notable n'a pu être mise en évidence sur ce plan (cf. Chapitre 2). Par ailleurs, les différents matériaux ont tous fait l'objet d'une cure sous scellement aluminium à température ambiante jusqu'à un âge de 28 jours, échéance à laquelle les suivis hydrique et dimensionnel ont été initiés. De plus, les modes de conservation pour ces différentes éprouvettes ont été identiques : en particulier, le même réacteur à 100 % HR a été utilisé pour la conservation de ces corps d'épreuve. Une des différences notables entre ces corps d'épreuve réside dans leur mode de préparation : les premiers sont obtenus par carottage tandis que les seconds sont moulés lors du coulage. Les carottes présentent donc une répartition granulaire homogène par opposition aux cylindres moulés dont la surface est moins riche en gros granulats (effet de paroi [*Sedran & de Larrard 1994*]). Ceci a probablement une influence sur le développement d'une RAG éventuelle, les gonflements étant pilotés dans ces conditions par les plus gros granulats (*Larive 1998*). De plus, le procédé de carottage pourrait induire une microfissuration de surface responsable d'un affaiblissement local du matériau : ceci pourrait conduire le matériau à moins bien résister aux sollicitations mécaniques liées à la formation de produits de gonflement et donc conduire à l'apparition des expansions mesurées lors de la phase 3 du mécanisme de la section 4.2.2. Par ailleurs, si on suppose une lixiviation moins importante pour R2_H100-H30_GL_28 que pour R2_H100_38_L4 (même si des précautions ont été prises pour éviter ce phénomène), il est possible que la diminution substantielle de teneur en alcalins de cette dernière conduise à l'absence de formation de gels de RAG à l'issue de la phase 2 du mécanisme.

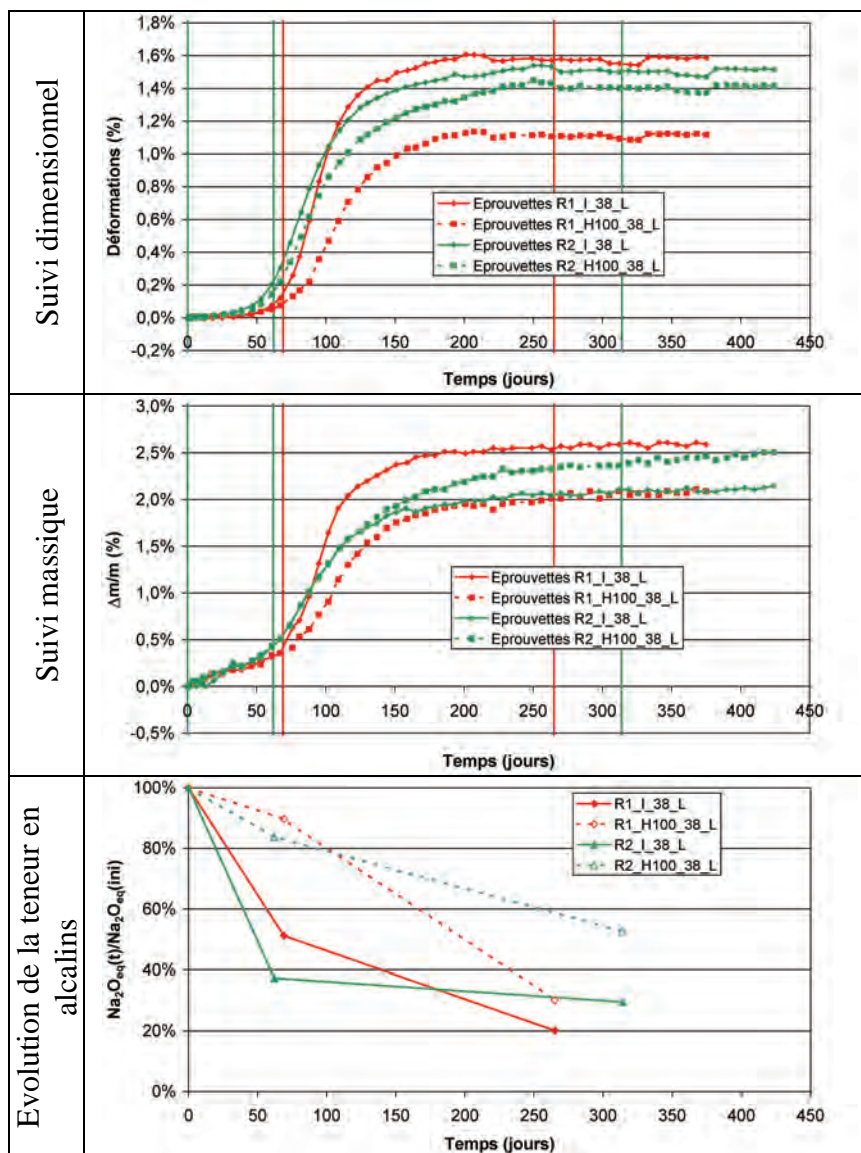


Figure 3-25 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques et confrontation à la teneur en alcalins – formules R1 et R2 – conservation en eau et à 100 % HR

Ces résultats nous incitent à conclure sur la nécessité de maîtriser au mieux les différents paramètres expérimentaux dans le cadre de travaux sur les RGI. Il apparaît primordial de préciser systématiquement de manière exhaustive l'ensemble des paramètres liés à une étude afin de mieux comprendre les causes possibles du développement d'expansions.

Par ailleurs, même si les résultats de suivis dimensionnels divergent entre les essais de caractérisation de la lixiviation et les essais de gonflement libre de cette étude, les premiers peuvent néanmoins être considérés pour valider les hypothèses formulées sur la lixiviation des alcalins dans le mécanisme présenté en section 4.2.2.

4.2.4.3 Caractérisation microscopique des matériaux

En parallèle des dosages en alcalins contenus dans les matériaux, une caractérisation de la microstructure par microscopie électronique à balayage a été effectuée à des échéances identiques (chaque cylindre prélevé est séparé en deux parties par fendage,

une partie servant aux analyses chimiques, la seconde servant aux observations – cf. Chapitre 2). Les méthodes de microscopie mises en œuvre sont identiques à celles décrites dans le Chapitre 2.

La première échéance d'observation a révélé la quasi-absence d'ettringite au sein des différents bétons à 28 jours d'âge (i.e. après cure thermique et cure sous aluminium étanche à température ambiante). On note toutefois des traces d'ettringite dans les zones les plus poreuses (cf. Figure 3-27.a et b). D'une manière générale et pour les deux bétons, la pâte de ciment semble saine et microporeuse (cf. Figure 3-27.c). De plus, on remarque des quantités relativement importantes de phases anhydres (cf. Figure 3-27.d). Les interfaces pâte - granulats sont néanmoins cohésives (cf. Figure 3-27.e). On note par ailleurs pour le matériau R2 la présence de gel d'alcali-réaction (cf. Figure 3-27.f), sous forme relativement ponctuelle (présence de gel non généralisée à l'ensemble des granulats réactifs), à l'image des observations réalisées lors de la mise au point des formules de béton en Chapitre 2.

(Ulm *et al.* 2000) et (Li *et al.* 2004) suggèrent une dépendance du temps caractéristique τ_C et du temps de latence τ_L à la température suivant la relation (3-9) :

$$\tau_{C,L}(T) = \tau_{C,L}(T_0) \cdot \exp \left[U_{C,L} \cdot \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right) \right] \quad (3-9)$$

Les valeurs proposées par ces auteurs dans le cas de la RAG sont 5400 ± 500 K et 9400 ± 500 K pour U_C et U_L respectivement (cf. relation (3-9)). Selon (Larive 1998), la température n'a que peu d'influence sur l'amplitude des expansions. Ainsi, au cours du traitement thermique, les paramètres cinétiques des gonflements de R2 évoluent. Par intégration de la dérivée de l'expression des gonflements au cours du temps, il est possible de calculer le gonflement du matériau en fonction de son histoire thermique. La dérivée temporelle de la relation (3-1) est donnée par la relation (3-10). Les paramètres cinétiques de la formule R3 (température de référence de l'essai de 38°C) sont donnés dans le Tableau 3-10.

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \varepsilon_{\infty} \cdot \frac{\left(e^{\frac{t}{\tau_C}} + 1 \right) \cdot e^{\frac{t}{\tau_C}}}{\tau_C \cdot \left(e^{\frac{t}{\tau_C}} + e^{\frac{\tau_L}{\tau_C}} \right)^2} \quad (3-10)$$

La Figure 3-26 représente les résultats correspondant à l'application de la loi de (Ulm *et al.* 2000) pour la formule R2 durant la cure thermique. On observe que le gonflement estimé en fin de cure est de l'ordre de 0,08 %. Si ce dernier n'est pas négligeable, l'amplitude modérée qu'on évalue semble cohérente avec une présence modérée de gel d'alcali-réaction.

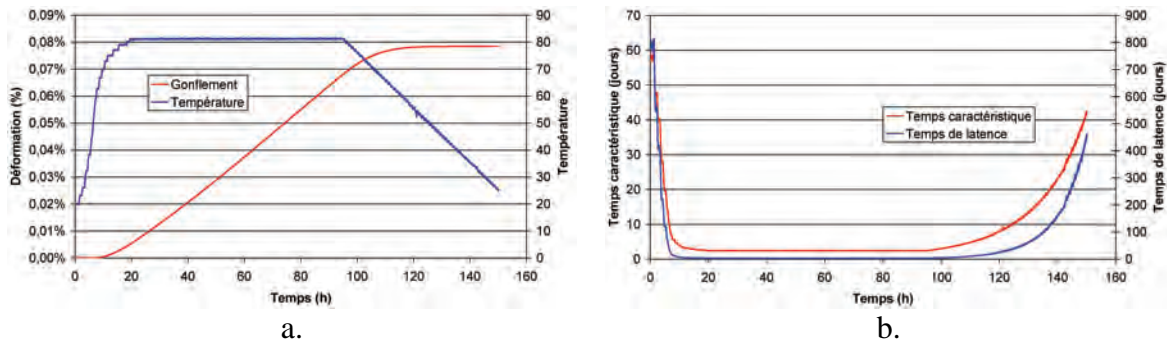


Figure 3-26 : expansion développée par la formule R2 durant la cure thermique suivant la loi de coulage de (Ulm et al. 2000) (a. calcul du gonflement ; b. évolution des temps de latence et caractéristique)

Les observations à l'issue de la phase 1 du mécanisme (après environ 60 jours d'exposition) révèlent les premières traces de dégradation. A ce stade, les matériaux présentent une teneur en ettringite bien plus importante qu'initialement. L'ettringite se dépose massivement aux interfaces pâte – granulat (cf. Figure 3-28.a et b) tout comme au sein de la pâte de ciment, dans des vacuoles notamment (cf. Figure 3-28.c et d). Ce phénomène semble étendu à l'ensemble des échantillons. On note également la présence de CSH à deux niveaux de gris caractéristiques des bétons ayant subi une cure thermique puis conservés à température ambiante (cf. Figure 3-28.e) (Scrivener 1992, Famy et al. 2002-b). Certains granulats siliceux semblent altérés (cf. Figure 3-28.f) ce qui tend à confirmer les observations macroscopiques effectuées au moment de la préparation des échantillons. Par ailleurs, on observe la présence de gels d'alcali-réaction dans les échantillons R2 mais de manière plus ponctuelle (cf. Figure 3-28.g et h) (présence de gel non généralisée à l'ensemble des granulats réactifs).

A l'issue de la phase 2 du mécanisme de gonflement de la section 4.2.2, la présence d'ettringite semble encore plus marquée. A ce stade, la microstructure des matériaux est très largement altérée et présente une microfissuration importante (cf. Figure 3-29.a et b). Les interfaces pâte – granulat sont massivement remplies d'ettringite (cf. Figure 3-29.c), à l'image des fissures (cf. Figure 3-29.d et e). Par ailleurs, on peut détecter la présence de gels d'alcali-réaction au sein de certaines empreintes de granulat (cf. Figure 3-29.f). Ce phénomène semble toutefois nettement moins étendu que la présence d'ettringite massive.

La Figure 3-30 représente des prélèvements d'éprouvettes en fin de phase 3 du mécanisme (i.e. après développement des gonflements intenses) traités à l'acétate d'uranyle afin de révéler la présence de gels de RAG par fluorescence. Pour le cas de la formule R1, le test révèle la grande majorité du temps l'absence de gels de RAG. Néanmoins, la Figure 3-30.b montre que certaines zones de gels peuvent être détectées ponctuellement. De telles formations de produits de RAG peuvent indiquer que certains granulats considérés comme non réactifs à « température ambiante » peuvent se révéler susceptibles de RAG pour des températures élevées. Il convient néanmoins de noter que de telles formations de gels pour le béton R1 se sont révélées très rares. Il semble donc peu probable que la présence de ces gels soit le fruit d'une exacerbation d'un caractère général de RAG latent des Gravillon_NR. En outre, les suivis dimensionnels de bétons non traités thermiquement incluant ces granulats confirment l'absence d'expansion dans notre cadre expérimental.

Le cas du béton R2 est beaucoup plus caractéristique d'un matériau atteint de RAG. La Figure 3-30.d montre l'omniprésence de gel de RAG dans le matériau, que ce soit au contact des granulats ou dans la matrice. Des essais de fluorescence similaires à l'issue de

la phase 4 apporteront des éléments de réponse quant à une éventuelle poursuite de la formation de gel de RAG. Ces premiers éléments semblent en tout état de cause ne pas remettre en question les hypothèses formulées dans le cadre du mécanisme présenté en section 4.2.2.

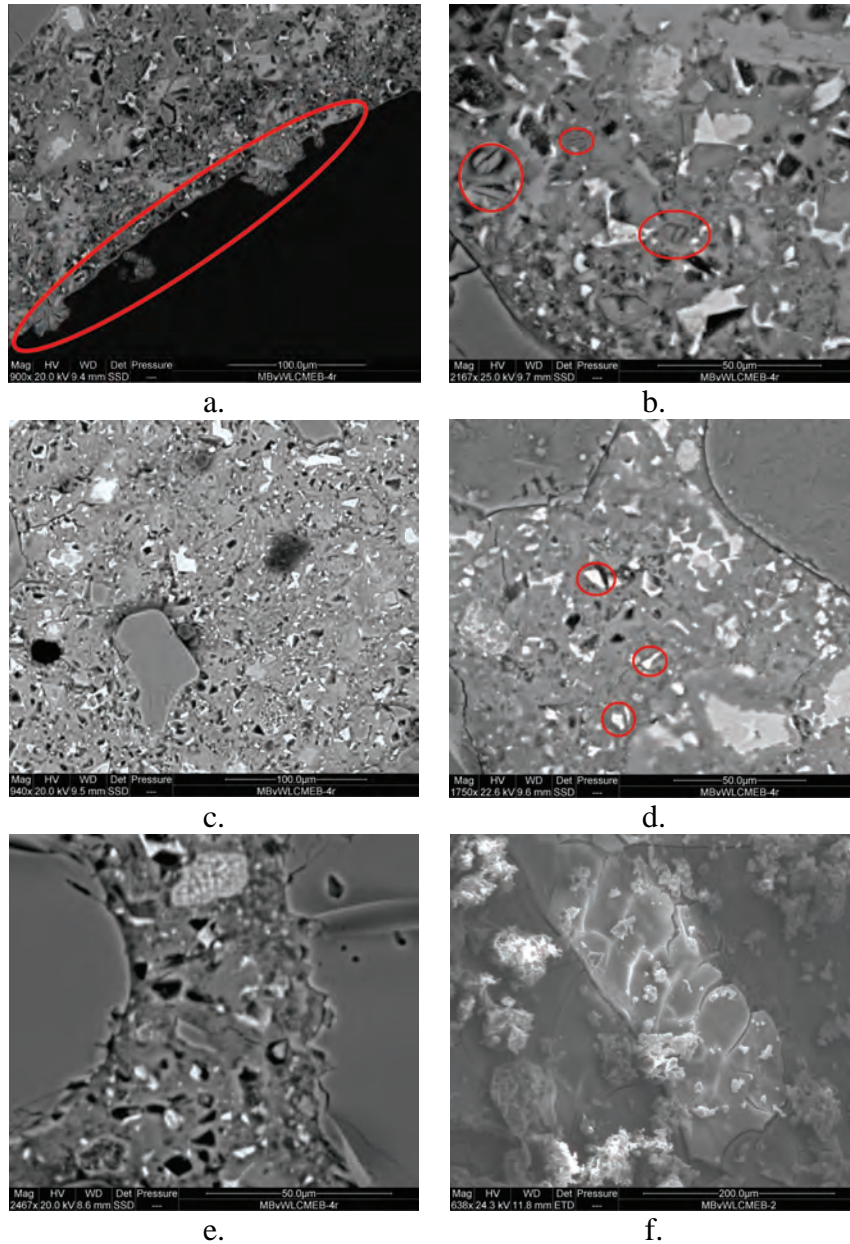


Figure 3-27 : observations microscopiques des matériaux avant exposition à l'humidité (28 jours)

a. R2_H100_38_L_1 : ettringite au bord d'une vacuole

b. R2_I_20_L_1 : nodules d'ettringite au sein de la matrice cimentaire

c. R1_H100_38_L_1 : microporosité au sein de la matrice cimentaire

d. R1_H100_38_L_1 : présence de phases anhydres

e. R1_I_38_L_1 : interface pâte – granulat

f. R2_I_20_L_1 : gel d'alcali-réaction

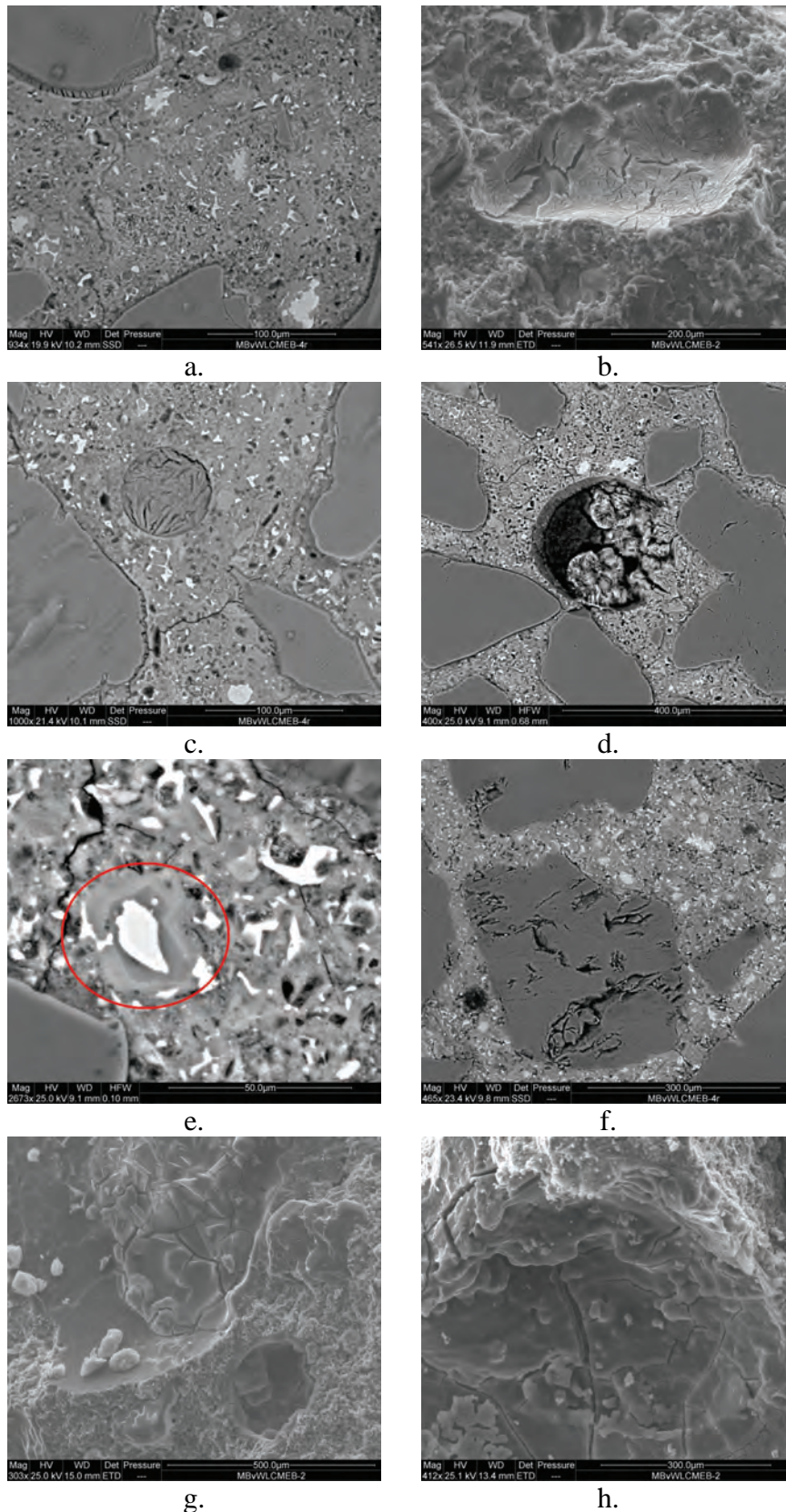


Figure 3-28 : observations microscopiques des matériaux à l'issue de la phase 1 du mécanisme (~ 60 j)

- a. R2_H100_38_L_2 : présence d'ettringite aux interfaces pâte - granulat
- c. R2_H100_38_L_2 : présence d'ettringite au sein de vacuoles
- e. R2_H100_38_L_2 : CSH à deux niveaux de gris
- g. R2_I_38_L_2 : présence de gel d'alcali-réaction au sein d'une empreinte de granulat

- b. R2_H100_38_L_2 : présence d'ettringite massive au sein d'une empreinte de granulat
- d. R1_H100_38_L_2 : vacuole partiellement remplie d'aiguilles d'ettringite
- f. R2_I_38_L_2 : altération d'un grain de sable siliceux
- h. R2_I_38_L_2 : vacuole remplie de gel d'alcali-réaction

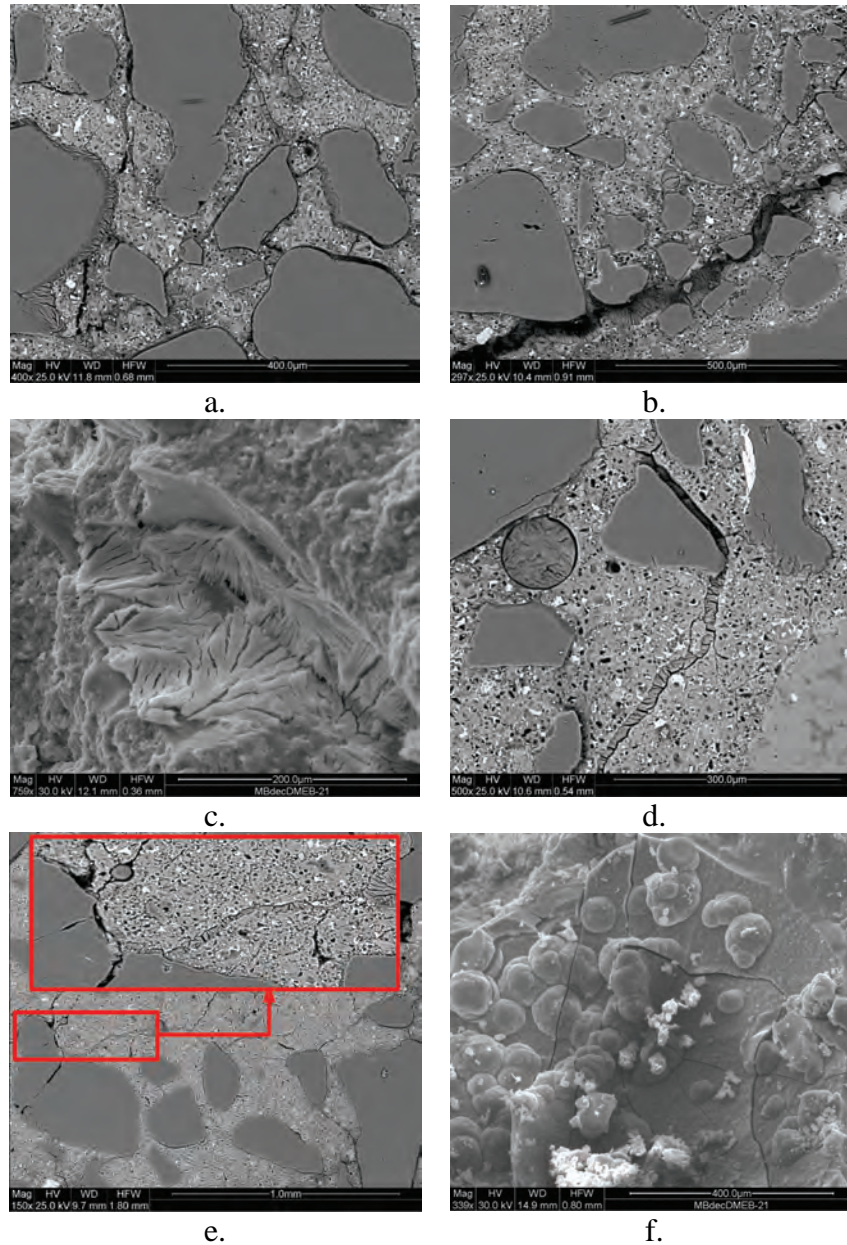


Figure 3-29 : observations microscopiques des matériaux à l'issue de la phase 2 du mécanisme (~ 300 j)
a. R1_I_38_L_3 : ettringite massive aux interfaces pâte – granulat et des fissures
c. R2_I_38_L_3 : ettringite massive au sein d'une empreinte de granulat
e. R2_I_38_L_3 : dégradation générale du matériau et remplissage des fissures
b. R1_H100_38_L_3 : formation de grosses fissures avec amas d'ettringite
d. R2_H100_38_L_3 : vacuole et fissure remplies d'ettringite
f. R2_I_38_L_3 : gel d'alcali-réaction

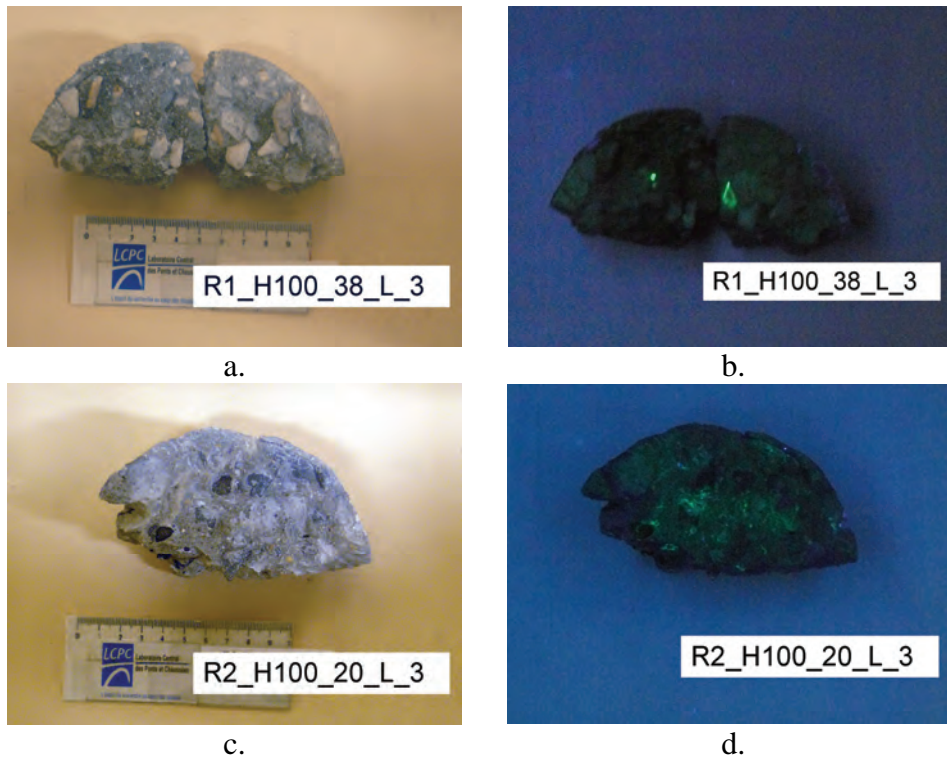


Figure 3-30 : détection de la présence de gels silico-alkalins par fluorescence des ions uranyles
 a. R1_H100_38_L_3 – lumière naturelle
 b. R1_H100_38_L_3 – fluorescence
 c. R2_H100_20_L_3 – lumière naturelle
 d. R2_H100_20_L_3 – fluorescence

Au total, ces caractérisations microscopiques semblent globalement en accord avec les hypothèses que nous avons formulées vis-à-vis des cinématiques de RAG et de RSI : avant l'exposition des matériaux à l'humidité, seules quelques traces d'ettringite sont présentes. On note également la présence ponctuelle de gels de RAG. Même si les gels ne sont pas massivement présents, ces observations sont cohérentes avec une initialisation de la RAG durant la cure thermique par thermoactivation.

A l'issue de la phase 1 (déformation macroscopique de l'ordre de 0,1-0,2 %), on note toujours la présence de gel de RAG ponctuellement. L'ettringite en revanche a commencé à précipiter massivement, notamment aux interfaces pâte – granulat (néanmoins, nous ne préjugeons ici d'aucun mécanisme de gonflement). Ceci semble concorder avec le développement d'une RSI.

Enfin, à l'issue de la phase 2, la concentration en gel de RAG ne semble pas avoir augmenté de manière considérable. En revanche, l'ettringite est omniprésente et le matériau est sévèrement dégradé (présence d'interstices aux interfaces pâte – granulat et de fissures dans la matrice).

Ainsi, ces observations ne semblent pas en contradiction avec les hypothèses que nous avons formulées dans le cadre du mécanisme de gonflement de la section 4.2.2. Les observations microscopiques finales non encore disponibles lors de la réaction de ce mémoire) permettront de disposer d'éléments complémentaires pour appuyer ou non ces premières conclusions.

4.3 Eprouvettes non soumises à un apport d'eau

La Figure 3-31 représente les suivis dimensionnels et massiques des échantillons de gonflement libre R2 conservés sous scellement aluminium et en séchage à 30 % HR. Comme pour les échantillons R1, on mesure un retrait de dessiccation de -0,3 ‰ dans le cas des échantillons scellés (perte de masse associée de -0,8 ‰) et de -0,8 ‰ pour les échantillons soumis à un séchage à 30 % HR (perte de masse associée de -4 ‰).

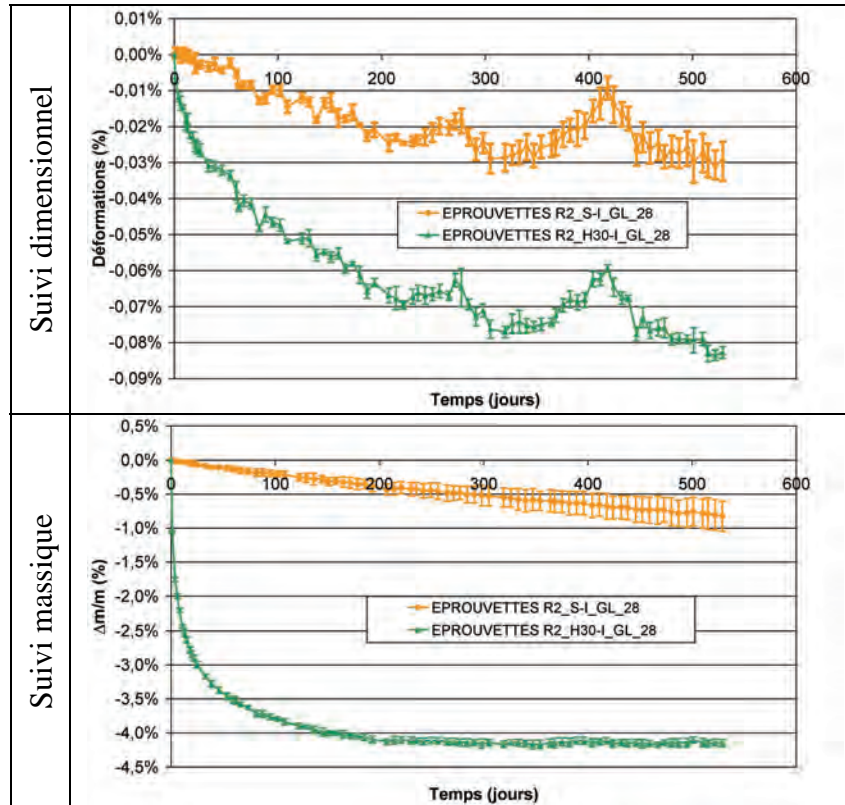


Figure 3-31 : suivis dimensionnels et massique des échantillons R2 – conservation sous scellement et à 30 % HR

À l'image des corps d'épreuve uniquement susceptibles de RSI, l'absence de gonflement des échantillons séchés est attribué à la progression très rapide du front de séchage jusqu'au cœur de l'échantillon. La Figure 3-32 représente graphiquement l'évaluation des profils de séchage à différents instants au sein des échantillons R1 et R2 selon l'approche présentée en section 3.2. On observe des comportements hydriques en séchage tout à fait comparables : le cœur du corps d'épreuve est rapidement touché par le séchage, bloquant ainsi le développement des gonflements potentiels.

Les échantillons conservés sous scellement subissent un séchage imputable aux défauts d'étanchéité de la protection hydrique au droit des zones instrumentées, à l'instar des phénomènes observés pour les échantillons R1. L'évaluation des profils de séchage suivant la méthodologie présentée en section 3.3 montre des comportements hydriques similaires tout au long des expérimentations (cf. Figure 3-33). De même que pour le béton R1, le maintien d'une humidité élevée au cœur du matériau laisse penser que les gonflements ne sont pas nécessairement bloqués dans ce cas de figure mais pourraient être fortement retardés par la lenteur de la désorption des sulfates (*Divet & Randriambololona 1998*) en l'absence de diminution du pH sous l'effet de la lixiviation des alcalins (*Brown &*

Bothe 1993) et en l'absence de mouvements d'eau liquide. Comme pour le béton R1, un suivi à long terme du matériau en gonflement libre sans apport hydrique pourrait permettre de fournir des éléments de réponses.

Il est à noter que dans ces conditions d'exposition, (Multon 2004) a mis en évidence le développement de gonflements de RAG. Le calcul mené en section 4.2.4.3 estime que le gonflement de RAG développé durant la cure thermique est de l'ordre de 0,08 %. Le potentiel de gonflement du matériau R3 a été estimé à 0,16 %. Ainsi, à l'issue de la cure, seule la moitié du potentiel d'expansion de R2 a été consommée. L'absence d'expansions dans le cadre de nos essais confirme ainsi la modification du comportement de RAG suite à l'application de la cure thermique.

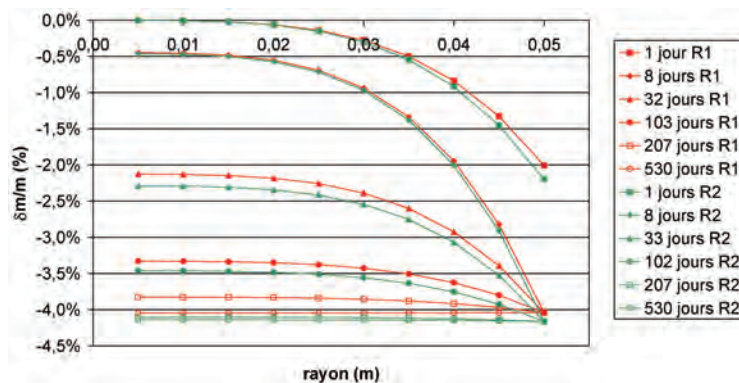


Figure 3-32 : comparaison des profils de séchage des éprouvettes R1 et R2 conservées à 30 % HR

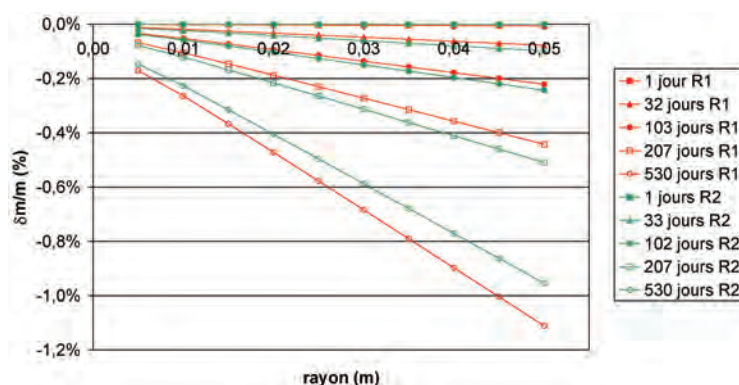


Figure 3-33 : comparaison des profils de séchage des éprouvettes R1 et R2 conservées sous scellement

4.4 Influence de la température de conservation

4.4.1 Suivis des corps d'épreuve et lixiviation des alcalins

Les essais de gonflement libre prévus dans le programme expérimental sont axés principalement sur l'évaluation du couplage existant entre humidité et gonflements. Lorsqu'une seule Réaction de Gonflement Interne (RGI) est susceptible de toucher un matériau, la température de stockage des corps d'épreuve a pour effet, a priori, de modifier les cinétiques et les amplitudes de gonflement (Pavoine 2003, Baghdadi 2008). En revanche, lorsque deux RGI sont susceptibles d'être couplées, la température de stockage peut favoriser une réaction par rapport à une autre et donc modifier les interactions entre les pathologies. Une diminution de la température de stockage semble être favorable à un développement de RSI plus intense, et à un retard de développement de la RAG (jusqu'à un certain point en dessous duquel des risques de formation de thaumasite sont à craindre

et poseraient d'autres problèmes [Mingyu *et al.* 2006]), en diminuant notamment le produit de solubilité de l'ettringite. En revanche, une augmentation de la température semble a priori plus favorable au développement d'une RAG sous l'effet de la thermoactivation de la réaction (Larive 1998). Par ailleurs, (Baghdadi *et al.* 2008-b) ont mis en évidence que l'augmentation de la température de stockage de 20°C à 38°C pour des corps d'épreuve fabriqués avec un béton proche de R1 induit une diminution du temps de latence de la réaction et une diminution des amplitudes de déformation de RSI (pouvant s'expliquer notamment par l'augmentation de la solubilité de l'ettringite avec l'augmentation de la température). Ainsi, lors du couplage de RSI et de RAG, la température de stockage peut avoir une influence déterminante sur les phénomènes observés macroscopiquement.

La Figure 3-34 compare les évolutions dimensionnelles et massiques d'éprouvettes R2 conservées à 38°C ou à 20°C, en eau ou à 100 % HR. D'une manière générale, on observe que l'effet de la température de stockage sur le temps de latence mis en évidence par (Baghdadi *et al.* 2008-b) est retrouvé : les gonflements sont initiés plus tardivement pour les éprouvettes conservées à 20°C que pour celles conservées à 38°C. On remarque également que les cinétiques de gonflement sont plus rapides en eau qu'à 100 % HR à une température de stockage de 38°C et inversement à 20°C. En outre, si, à 20°C, l'amplitude de gonflement du matériau conservé à 100 % HR est également plus importante que dans le cas d'une immersion, on n'observe pas de poursuite des gonflements inattendue à la fin de la première phase de gonflement intense.

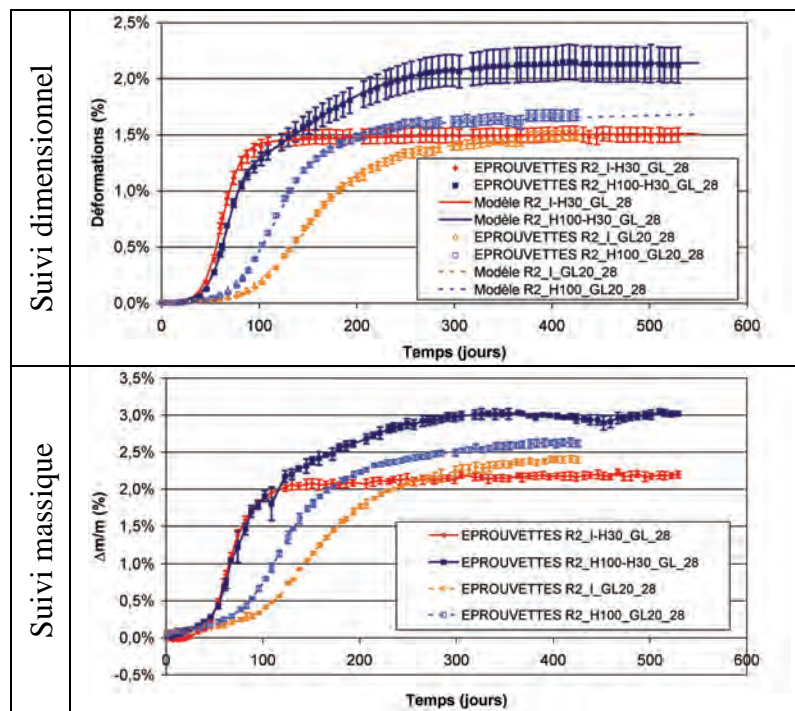


Figure 3-34 : suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes R2 – conservation en eau et à 100 % HR – température de stockage de 20°C et 38°C

Tableau 3-12 : comparaison des paramètres de modélisation des gonflement libre des éprouvettes R2 – conservation en eau et à 100 % HR – température de stockage 20°C et 38°C

	R2_I-H30_GL_28	R2_I_GL20_28	R2_H100-H30_GL_28	R2_H100_GL20_28
ϵ_{∞_RSI}	1,55%	1,65%	1,24%	1,81%
τ_{C_RSI} (jours)	9	30	9	22
τ_{L_RSI} (jours)	62	147	66	117
ϕ (jours)	15	64	26	50
δ (jours)	120	146	119	153
ϵ_{∞_RAG}	-	-	0,95%	-
τ_{C_RAG} (jours)	-	-	45	-
τ_{L_RAG} (jours)	-	-	149	-

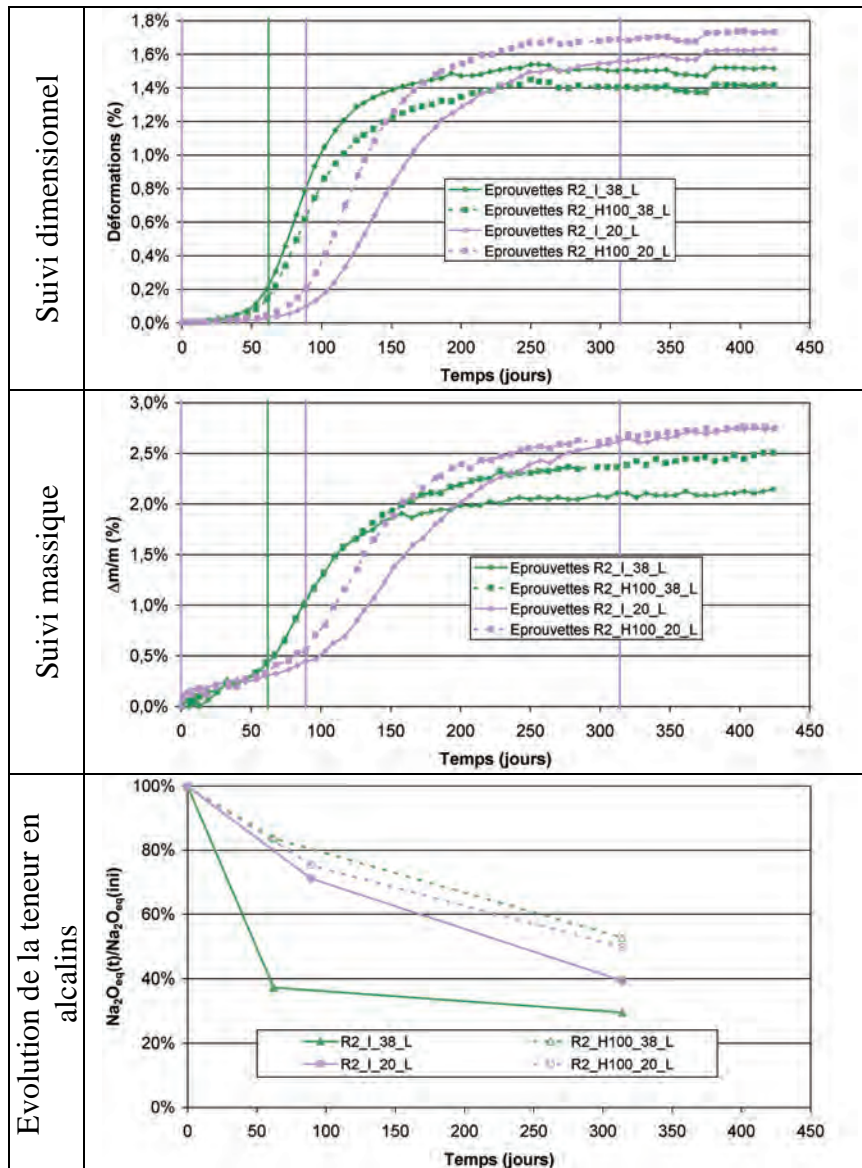


Figure 3-35 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques et confrontation à la teneur en alcalins – formule R2– conservation en eau et à 100 % HR – température de conservation de 20°C et 38°C

Cette « inversion » des cinétiques en fonction de la température et du mode de conservation semble assez complexe à expliquer à la lumière de ces données. La Figure

3-35 représente les résultats des essais de caractérisation de la lixiviation en phase de stockage disponibles au moment de la rédaction du présent mémoire. Il semble que, dans le cas d'une immersion, la lixiviation des alcalins soit assez nettement moins importante à 20°C qu'à 38°C en début de suivi. Après 300 jours d'exposition, les teneurs en alcalins semblent assez similaires. Dans le cas d'une conservation à 100 % HR, les comportements du matériau vis-à-vis de la lixiviation semblent relativement comparables.

Une teneur en alcalins plus importante semble a priori plus favorable au développement d'une RAG. En revanche, une baisse de la température de stockage est a priori favorable à la RSI. A 20°C, les évolutions dimensionnelles plus rapides à 100 % HR pourrait donc correspondre au développement d'une RAG. Néanmoins, étant donné la température de conservation et les amplitudes d'expansion, cette hypothèse n'apparaît que peu probable. De plus, les observations MEB réalisées sur les échantillons correspondants ne semblent pas concorder avec cette hypothèse : si des gels de RAG sont effectivement détectés, leur présence semble néanmoins très localisée et pourrait être le fruit de la thermoactivation de cette pathologie en phase de cure thermique.

Ainsi, ces différences de cinétiques semblent relativement complexes à expliquer à la lumière de ces données. Des investigations complémentaires seraient nécessaires à la compréhension détaillée de ces phénomènes. De tels travaux n'ont pu être menés dans le cadre de ce programme expérimental.

4.4.2 Comportement hydrique

La Figure 3-36 et la Figure 3-37 représentent l'évolution des déformations en fonction des variations relatives de masse des corps d'épreuve. Quelle que soit la température de stockage, on observe des comportements hydriques similaires, comme cela est confirmé par la régression linéaire (cf. Tableau 3-13) : les pentes de régression sont comparables dans tous les cas.

Tableau 3-13 : régression linéaire entre déformation et variations de masse – éprouvettes R2 – conservation en eau et à 100 % HR – température de conservation de 20°C et 38°C

	Pente	Ordonnée à l'origine	Coefficient de corrélation
R2_I-H30_GL_28	0,716	0,076%	0,9936
R2_I_GL20_28	0,695	-0,088%	0,9988
R2_H100-H30_GL_28	0,694	-0,014%	0,9977
R2_H100_GL20_28	0,701	-0,061%	0,9979

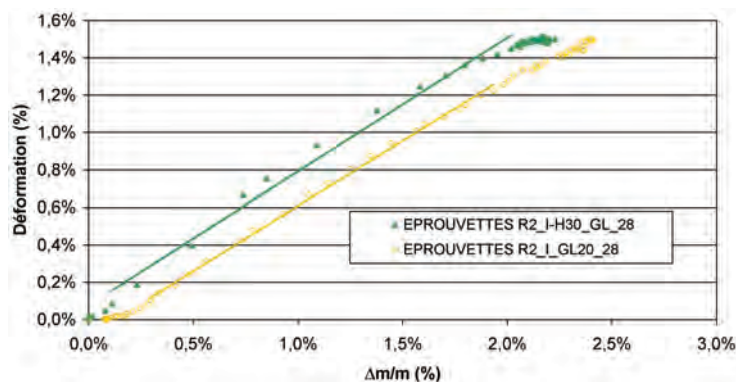


Figure 3-36 : évolution des déformations en fonction de la prise de masse – éprouvettes R2 – conservation en eau – températures de stockage de 20°C et 38°C

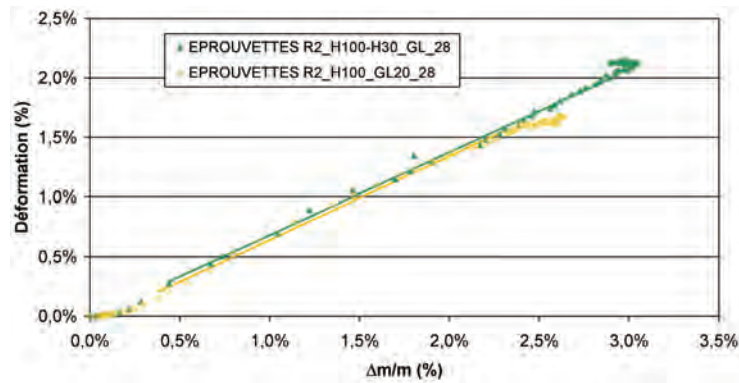


Figure 3-37 : évolution des déformations en fonction de la prise de masse – éprouvettes R2 – conservation à 100 % HR – températures de stockage de 20°C et 38°C

4.5 Conclusions

Afin de mieux comprendre les phénomènes de couplage entre RSI et RAG (réactions souvent observées de manière simultanée *in situ*), des essais de gonflement libre à 38°C ont été mis en œuvre pour différentes conditions d'exposition à l'humidité. Les cinétiques ont été quantifiées à l'aide de modèles de gonflement libre (*Larive 1998, Brunetaud 2005*). Dans ce cadre, on s'est efforcé « par défaut » de décrire les expansions par une courbe unique issue des modèles existants. Cette méthode ne s'est pas révélée systématiquement pertinente et a incité à considérer la superposition de RSI et de RAG dans le cas de corps d'épreuve conservés en atmosphère saturée.

Le cas des éprouvettes immergées mène aux mêmes conclusions que pour un matériau uniquement atteint de RSI (gonflements d'autant plus rapides que l'humidité environnante est élevée). Néanmoins, on observe une initiation et une cinétique de gonflements plus rapides dans le cas de la formule atteinte de RSI et de RAG. Ainsi, la possibilité d'une initiation plus précoce de la RSI par la RAG pour une température de stockage de 38°C est évoquée. Certains travaux retranscrits dans la littérature fournissent des éléments permettant d'appuyer cette hypothèse, mettant notamment en cause la thermoactivation de la RAG durant la cure thermique (*Diamond & Ong 1994, Shayan & Ivanusec 1996, Ekolu et al. 2007-a*) : dans ce cas, une microfissuration et une consommation des alcalins du matériau pourraient activer la RSI.

Les éprouvettes conservées à 100 % HR ont mis en évidence un comportement singulier : à l'approche de la phase de palier des éprouvettes immergées, on assiste à une poursuite significative des gonflements des corps d'épreuve conservés en atmosphère saturée jusqu'à dépassement du potentiel de gonflement des éprouvettes immergées. Ce phénomène a été attribué à la formation de gels de RAG après développement de RSI, grâce à la plus faible lixiviation des alcalins dans ce cas. Des expérimentations complémentaires semblent confirmer cette différence de cinétique de lixiviation en fonction des conditions de conservation. Néanmoins, l'utilisation de corps d'épreuve moulés plutôt que carottés dans ces essais n'a pas permis de reproduire le comportement expansif singulier des éprouvettes R2_H100-H30_GL_28. Cette différence a été attribuée à une potentielle microfissuration lors du carottage des cylindres de gonflement libre et à une modification de la répartition des granulats par effet de paroi.

En outre, un modèle de gonflement libre permettant de décrire les gonflements observés dans cette étude sous une atmosphère de 100 % HR a été proposé : la RSI et la

RAG y sont considérées comme indépendantes (ce qui en termes physico-chimiques n'est probablement pas vrai) ; les expansions sont donc modélisées comme la somme d'un gonflement de RSI (*Brunetaud 2005*) et d'un gonflement de RAG (*Larive 1998*). Si cette hypothèse d'indépendance des réactions est probablement abusive, elle conduit néanmoins à une modélisation des gonflements libres qui est apparue plus pertinente que les modèles de la littérature associés à une réaction unique que nous avons testés.

Ce modèle conduit à l'évaluation d'un potentiel de RAG proche de 1 %. Cette amplitude d'expansion paraît considérable pour cette pathologie. En effet, l'évaluation du potentiel de RAG en l'absence de cure thermique conduit à évaluer une amplitude de l'ordre de 0,15 %. Cependant, une conservation en solution alcaline (KOH = 1 mol/L) évalue le potentiel à environ 1 %. Néanmoins, la possibilité de développement d'une RSI dans ce cas de figure n'a pu être entièrement écartée. D'autre part, de telles conditions expérimentales surévaluent clairement les effets délétères de la RAG. Ces investigations ont en tout état de cause mis en évidence la difficulté inhérente à la détermination des contributions délétères de la RSI et de la RAG dans le cas d'un couplage de ces deux pathologies.

Les éprouvettes non soumises à un apport d'eau extérieur mènent aux mêmes conclusions que celles formulées dans le cas d'un béton uniquement atteint de RSI : le front de séchage atteint rapidement le cœur des corps d'épreuve dans le cas des éprouvettes conservées à 30 % HR tandis que l'humidité au cœur des éprouvettes scellées semble encore très importante en fin de suivi. Cependant, aucun gonflement n'est observé indiquant ainsi que les gonflements pourraient être retardés et peut-être pas supprimés dans ce cas. Un suivi à long terme a été mis en œuvre pour apporter des éléments de réponse sur ce point.

Enfin, la température de stockage semblant avoir un effet déterminant sur les couplages entre RSI et RAG, des essais de gonflement libre ont été réalisés à une température de 20°C. Les résultats issus de ces essais semblent relativement délicats à expliquer : on observe une inversion relative des cinétiques de gonflement des corps d'épreuve immergés et conservés à 100 % HR lorsque l'on bascule la température de conservation de 38°C à 20°C. Des investigations plus poussées sont nécessaires pour éclaircir ce point.

Au total, les résultats sur le béton R2 ont mis en évidence le rôle déterminant des alcalins dans le cas d'une superposition RSI-RAG. Ainsi, la caractérisation de leur lixiviation peut apporter des éléments de compréhension déterminants quant aux couplages entre les deux pathologies et au développement des expansions de RSI et de RAG (*Wood et al. 1996, Famy et al. 2001*). La teneur en alcalins d'un matériau peut clairement affecter les cinétiques et amplitudes de gonflement des deux réactions et donc jouer sur leur couplage. Dans la mesure du possible, il apparaît donc souhaitable d'estimer la lixiviation des alcalins au cours du temps lors de la réalisation d'essais de gonflement libre en atmosphère humide (*Aubert et al. 2009, Wood 2010*).

Par ailleurs, il semble que dans certains cas (en particulier, cas des éprouvettes conservées en atmosphère saturée dans cette étude mais dont les conclusions correspondantes ne peuvent être généralisées en l'absence d'investigations complémentaires), la considération d'une cinétique sigmoïde unique ne permet pas de décrire de manière pertinente les expansions de bétons susceptibles de RSI et de RAG. La superposition d'une contribution de RSI et d'une autre de RAG a été suggérée et permet de simuler de manière satisfaisante les résultats expérimentaux. Néanmoins, la décomposition

mathématique correspondante n'est pas unique et ne permet donc pas de conclure de manière certaine quant à la « signification physico-chimique » du modèle.

5 Influence de la composition du ciment : cas d'un ciment CEM I PM ES

La formule de béton NR a été mise au point initialement pour ne pas développer de RSI malgré l'application d'une cure thermique. Elle est composée du squelette granulaire de la formule R1 et d'un ciment CEM I PM ES (ciment_NR) dont les teneurs en sulfates, aluminates et alcalins étaient supposées suffisamment faibles pour éviter le développement d'expansions (*Kretz et al. 2007*). La présente section décrit les essais de gonflement libre réalisés dans différentes conditions de conservation hydrique pour cette formule et montre les expansions que ce matériau a néanmoins développées suite à l'application de la cure thermique.

5.1 Éprouvettes soumises à un apport d'eau

La Figure 3-38 représente les suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes NR_I-H30_GL_28 et NR_H100-H30_GL_28. Malgré l'utilisation d'un ciment CEM I PM ES, l'application de la cure thermique conduit au développement de gonflements conséquents. Comme pour les éprouvettes R1, les éprouvettes conservées en eau présentent une amplitude et une cinétique de gonflement plus rapides que les éprouvettes conservées à 100 % HR (cf. Tableau 3-14). De par la composition et le mode de fabrication des matériaux NR et R1, on suppose que la réaction pathogène est identique dans les deux cas (des observations microscopiques en fin de programme doivent permettre de confirmer ou non cette hypothèse). Dès lors, les interprétations du comportement expansif du béton NR sont identiques à celles proposées pour la formule R1 (cf. section 3.1). La composition du ciment_NR conduit à la formation d'une quantité d'ettringite moins importante (le ciment_NR contient notamment moins de sulfates et moins d'aluminates que le ciment_R), induisant ainsi des gonflements potentiellement moins importants (les expansions ne sont en effet pas uniquement fonction de la quantité d'ettringite formée).

Tableau 3-14 : calage des paramètres du modèle de gonflement libre – éprouvettes NR – conservation en eau et à 100 % HR

	NR_I-H30_GL_28	NR_H100-H30_GL_28
ε_{∞}	0,34%	0,19%
τ_C (jours)	29	48
τ_L (jours)	92	100
ϕ (jours)	54	30
δ (jours)	84	88

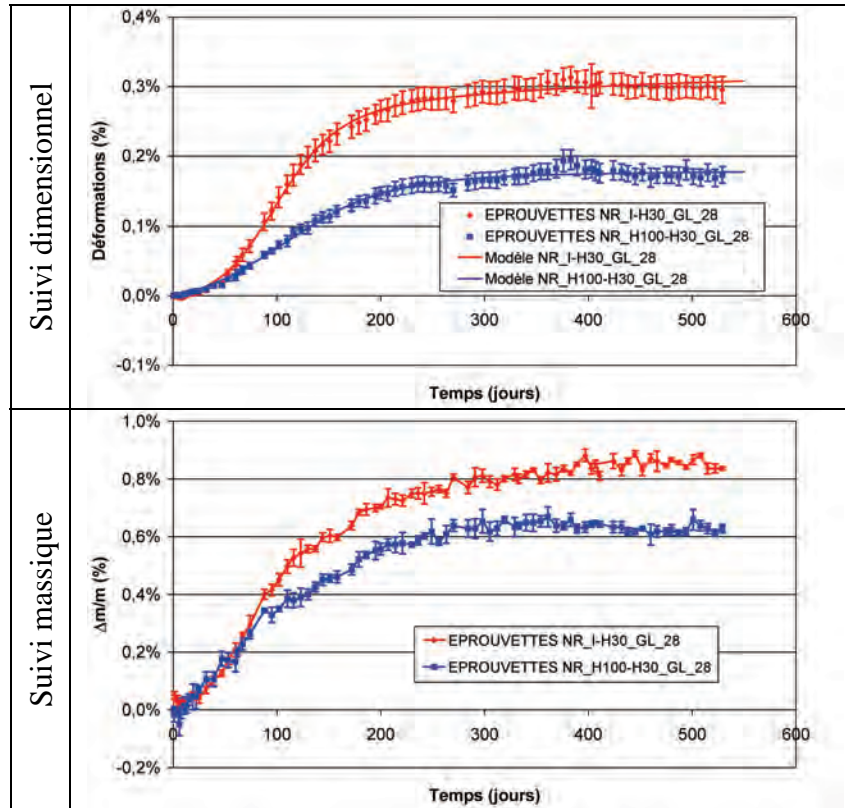


Figure 3-38 : suivis dimensionnels et massiques – éprouvettes NR – conservation en eau et à 100 % HR

La Figure 3-39 représente l'évolution des déformations en fonction des variations relatives de masse. On observe, comme pour les éprouvettes R1 et R2, l'existence d'une relation affine entre ces deux paramètres. Néanmoins, les comportements hydriques des formules NR et R1 sont sensiblement différents (les pentes de régression sont nettement différentes, cf. Tableau 3-15). La seule différence entre ces deux formules étant le ciment utilisé, c'est donc cet élément qui est à l'origine de ce changement. Ceci peut correspondre à un changement de microstructure (microporosité et interfaces pâte - granulat notamment) pouvant conduire à des transformations du comportement hydrique et mécanique du matériau.

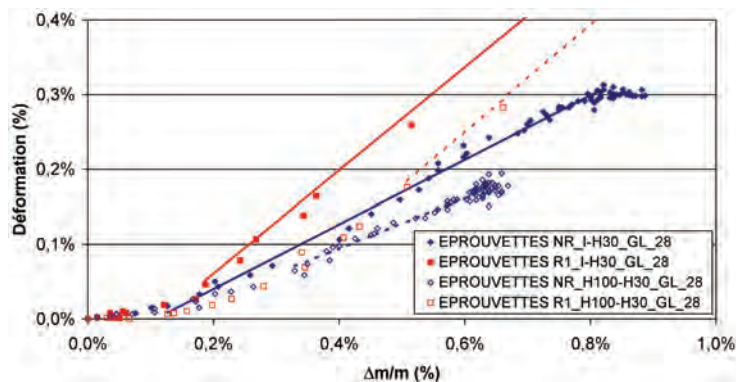


Figure 3-39 : évolution des déformations en fonction de la prise de masse – éprouvettes NR et R1 – conservation en eau et à 100 % HR

Tableau 3-15 : régression linéaire entre déformation et variations de masse – éprouvettes NR et R1 – conservation en eau et à 100 % HR

	Pente	Ordonnée à l'origine	Coefficient de corrélation
NR_I-H30_GL_28	0,431	-0,046%	0,9947
R1_I-H30_GL_28	0,690	-0,077%	0,9992
NR_H100-H30_GL_28	0,334	-0,039%	0,9873
R1_H100-H30_GL_28	0,721	-0,182%	0,9994

On note également que les pentes de régression linéaire correspondant aux éprouvettes conservées immergées et à 100 % HR sont différentes ce qui n'a pas été observé pour les autres matériaux. Les corps d'épreuve correspondants ont été fabriqués de manière identique (matériaux issus de la même gâchée, même méthode de mise en œuvre et de préparation). Les essais sur bétons frais ont mis en évidence un affaissement du matériau NR de l'ordre de 16 cm (cf. Chapitre 2). Cette fluidité supérieure à la cible de 10 cm que nous nous étions fixée a pu conduire à des hétérogénéités dans les éprouvettes (possibilité de ségrégation même si aucun signe caractéristique n'a pu être mis en évidence lors de la fabrication des corps d'épreuve) potentiellement responsables de ces différences. Des différences de porosité ont pu se développer liées à des répartitions granulaires différentes et ainsi aboutir à des comportements hydriques différents.

5.2 Eprouvettes non soumises à un échange hydrique

La Figure 3-41 compare les suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes de gonflement libre NR, R1 et R2 conservées sous scellement aluminium. Les trois formules présentent un comportement mécanique similaire : la formule NR présente un retrait de séchage de l'ordre de -0,4 % en fin de suivi. En revanche, les éprouvettes NR font état d'un séchage un peu plus important (perte relative de masse de l'ordre de -1,2 % en 530 jours), probablement liée au changement de ciment par rapport aux formules R1 et R2. Toutefois, l'évaluation des profils de séchage au sein des corps d'épreuve montre que le cœur des éprouvettes n'est que très peu touché par le front de séchage durant toute la période de suivi (cf. Figure 3-40). Une fois de plus, il est possible que l'absence de gonflement sur la période de suivi puisse être liée à un effet de cinétique plutôt qu'à un manque d'eau. Ceci pourrait être d'autant plus vrai que le caractère expansif du béton NR est bien moins marqué que pour les bétons R1 et R2.

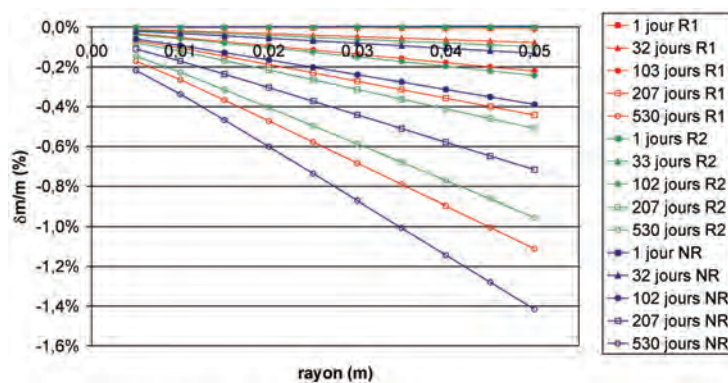


Figure 3-40 : comparaison des profils de séchage calculés des éprouvettes NR, R1 et R2 conservées sous scellement

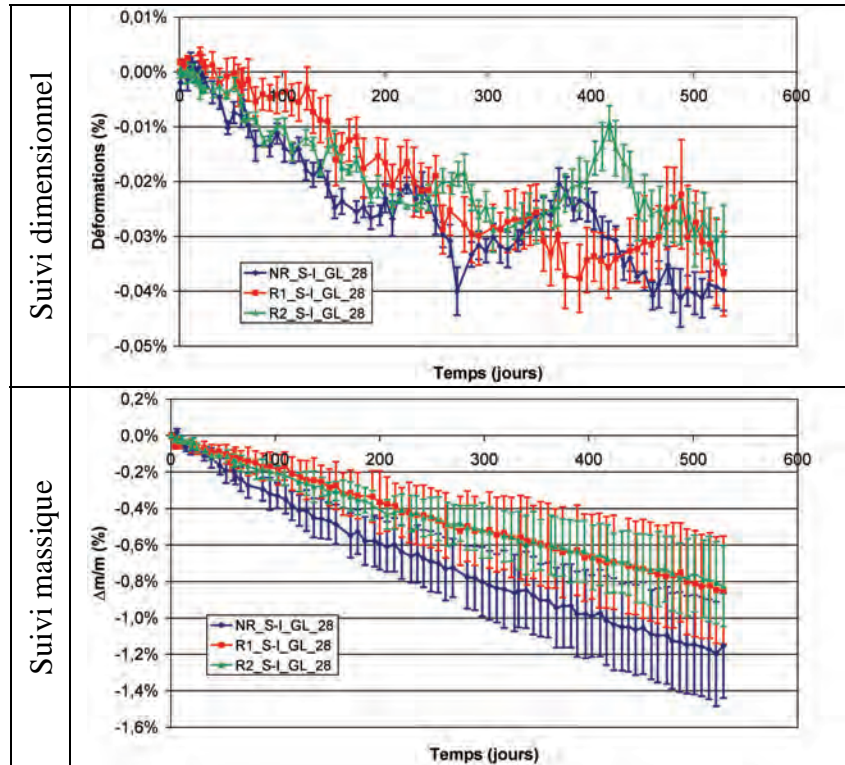


Figure 3-41 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes NR, R1 et R2 – conservation sous scellement aluminium

5.3 Eprouvettes soumises à un séchage à 30 % HR

La Figure 3-43 représente les suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes NR, R1 et R2 soumises à un séchage dans une atmosphère à 30 % HR. Comme pour les corps d'épreuve conservés sous scellement, on remarque des comportements mécaniques similaires pour les trois matériaux. Les éprouvettes NR font état d'un retrait de séchage de -0,7 ‰ après 530 jours d'exposition. Les suivis massiques montrent un comportement général commun. Néanmoins, le séchage des corps d'épreuve NR est légèrement plus important et plus rapide et conduit à une progression plus rapide du front de séchage au sein du corps d'épreuve (cf. Figure 3-42). Comme pour les corps d'épreuve scellés, cette différence de comportement est probablement imputable à l'utilisation du ciment_NR, seule différence par rapport aux matériaux R1 et R2 aux squelettes granulaires équivalents.

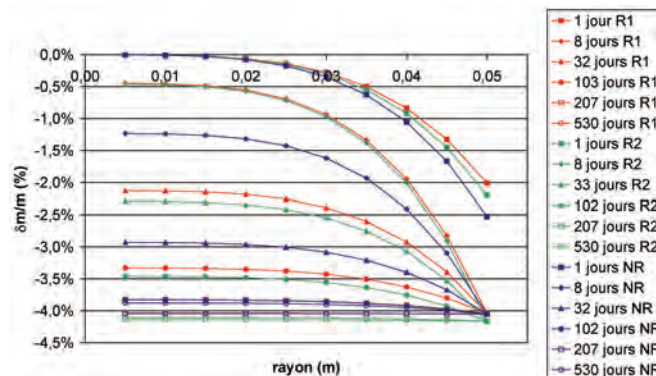


Figure 3-42 : comparaison des profils de séchage des éprouvettes NR, R1 et R2 conservées à 30 % HR

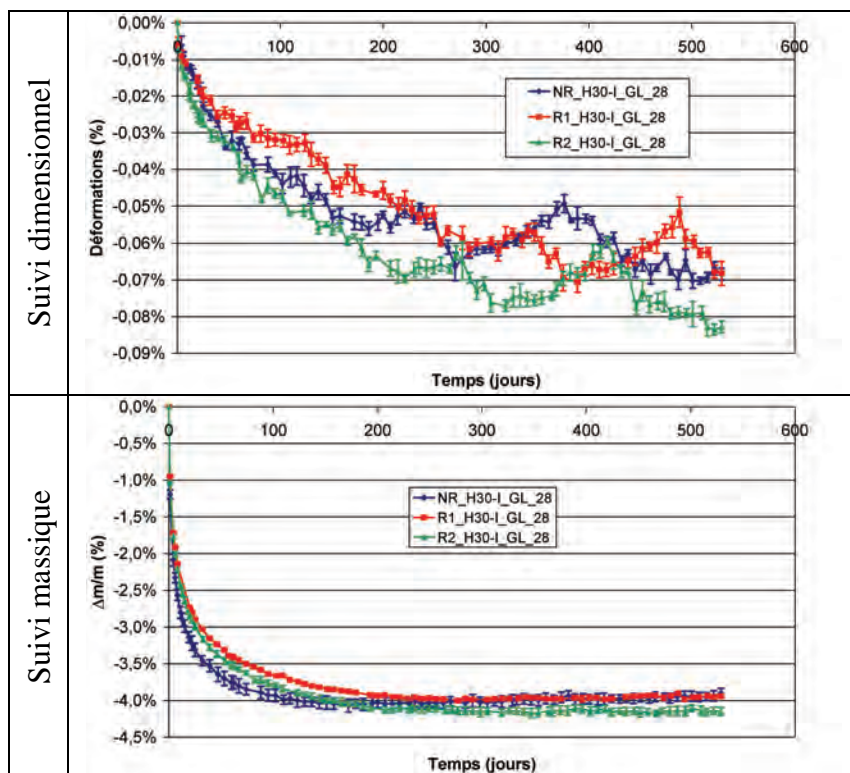


Figure 3-43 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes NR, R1 et R2 – conservation à 30 % HR

5.4 Conclusions

Dans cette section, on a présenté les résultats issus d’essais de gonflement libre réalisés pour la formule NR : malgré l’utilisation d’un ciment PM ES (ciment_NR) à faible teneur en sulfates, en aluminates et en alcalins, le couple traitement thermique/ciment considéré dans cette étude conduit au développement de gonflements de RSI. Ceux-ci sont beaucoup moins importants que ceux évalués pour les éprouvettes R1 mais néanmoins comparables à ceux occasionnés par une RAG rapide et de forte amplitude. Ainsi, l’utilisation d’un ciment CEM I PM ES ne garantit pas l’absence de gonflements : pour évaluer un risque de RSI, il est nécessaire de caractériser un couple ciment/traitement thermique (Kretz *et al.* 2007). On notera que le cas d’utilisation de ciment CEM I PM ES présenté dans cette section se situait à la limite des recommandations de prévention (Kretz *et al.* 2007) en termes de température maximale (préconisée comprise entre 75°C et 85°C pour le niveau de prévention Bs). A l’instar des conclusions de l’étude bibliographique (cf. Chapitre 1), ceci confirme également que les seules considérations de composition cimentaire ne suffisent pas à évaluer le risque de RSI.

Le suivi des corps d’épreuve non soumis à un apport d’eau (i.e. conservation sous scellement aluminium et séchage à 30 % HR) montre que les trois matériaux NR, R1 et R2 présentent des comportements similaires vis-à-vis du séchage, et ce malgré un séchage légèrement plus rapide de la formule NR. Cette modification du comportement hydrique semble être la conséquence de l’utilisation du ciment_NR. Pour les éprouvettes conservées à 30 % HR, le front de séchage atteint rapidement le cœur du matériau, bloquant ainsi le développement de RSI par manque d’eau (cf. sections 3.2 et 4.3). En revanche, le cœur des éprouvettes conservées sous scellement aluminium semble être encore très humide en fin de phase de suivi (perte de masse à cœur estimée à environ 0,1 % après une durée

d'exposition de l'ordre du temps de latence des gonflements en eau) : l'absence de gonflement durant les 530 jours d'exposition pourrait être la conséquence d'un effet de cinétique plutôt que d'un manque d'eau.

6 Suivi d'un béton non réactif

Le programme expérimental de cette étude prévoyait à l'origine l'utilisation de la formule NR comme formule « témoin » ne devant pas développer de gonflements. Les résultats expérimentaux collectés ont permis de montrer que l'utilisation d'un ciment CEM I PM ES ne s'est pas révélée être une condition suffisante pour empêcher la RSI, la cure thermique appliquée étant suffisamment sévère pour permettre la déstabilisation puis la re-précipitation d'ettringite (cf. section 5).

Afin de disposer d'une formule témoin effectivement non réactive, des essais de gonflement libre ont été mis en œuvre à l'aide de la formule BT : il s'agit d'un matériau de composition identique au béton NR mais non soumis à la cure thermique. En revanche, afin de disposer de conditions de cure hydrique semblables aux autres matériaux de cette étude, les corps d'épreuve fabriqués sont conservés en eau à 20°C durant une semaine (durée équivalente à la cure thermique).

6.1 Corps d'épreuve immergés

La Figure 3-44 compare les évolutions dimensionnelles et massiques des éprouvettes de gonflement libre BT et NR conservées en eau. Sur ce graphique, les suivis des corps d'épreuve non réactifs de (Multon 2004) de composition proche sont également représentés. Pour les éprouvettes BT_I-H30_GL_28, on n'observe aucun gonflement à l'issue des 530 jours d'exposition. Ceci confirme l'impossibilité de développer des expansions pour ce matériau en l'absence de cure thermique. On mesure un léger retrait (de l'ordre de -0,2 ‰ à 530 jours) contrairement au béton témoin de (Multon 2004). Ce phénomène s'explique par les différences de cure hydrique entre les deux matériaux : les éprouvettes de (Multon 2004) ont fait prise dans des conditions « standards », c'est-à-dire à température ambiante à l'air libre avec une protection vis-à-vis de la dessiccation en partie supérieure. Les corps d'épreuve BT_I-H30_GL_28 ont quant à eux réalisé leur prise en eau. Il est donc probable que ces corps d'épreuve se trouvent dans un état proche de la saturation à l'issue de la cure, expliquant ainsi l'absence des gonflements hydriques mesurés par (Multon 2004).

La prise de masse du béton BT est de l'ordre de 0,25 % après 500 jours d'exposition et semble être stabilisée. Cette valeur est sensiblement plus faible que les ordres de grandeurs issus de (Multon 2004) : une formule non réactive équivalente faisait état d'une prise de masse d'environ 1 % après 500 jours de suivi. Cette différence peut s'expliquer une fois de plus par les différences de conditions de cure des corps d'épreuve après coulage induisant des degrés de saturation initiaux différents.

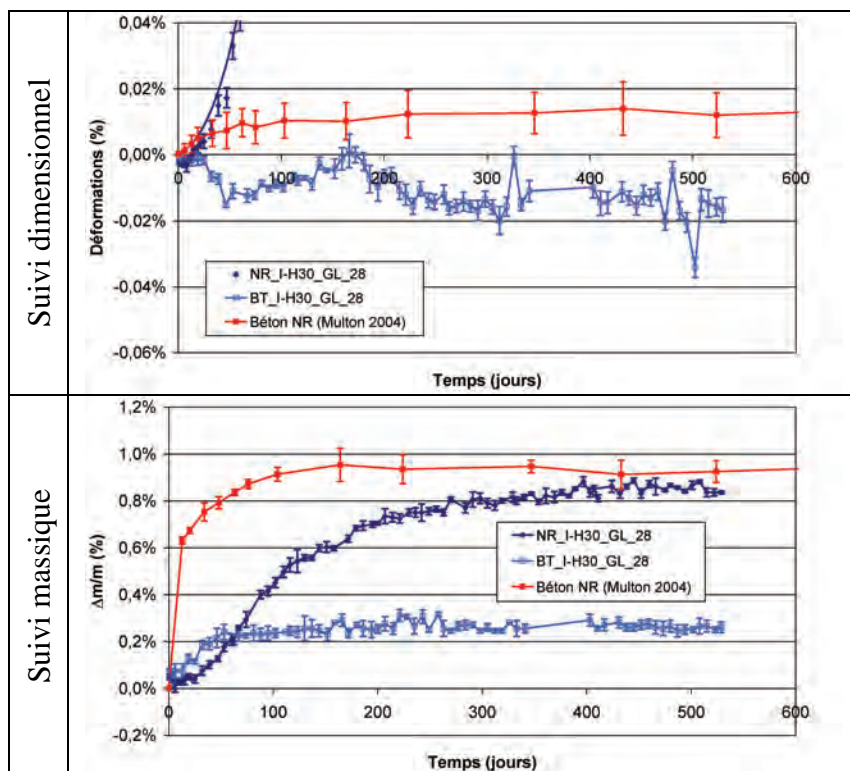


Figure 3-44 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes BT, NR et des éprouvettes non réactives de (Multon 2004) – conservation en eau

6.2 Corps d'épreuve soumis à un séchage

Les suivis des formules BT et NR montrent des évolutions dimensionnelles en dessiccation comparables (cf. Figure 3-45), le retrait étant néanmoins légèrement moins sévère pour le matériau BT. Toutefois, il est remarquable que les comportements hydriques diffèrent de manière significative : la masse des éprouvettes BT varie plus lentement que celle des éprouvettes NR mais semble avoir atteint une valeur asymptotique de l'ordre de -3,5 %. La Figure 3-46 illustre ce phénomène en termes de profil de séchage pour les deux matériaux. Cette différence est potentiellement imputable à la cure thermique : les dilatations différentielles entre pâte de ciment et granulats lors de l'échauffement du matériau NR peuvent conduire à une plus grande interconnexion des pores et donc à des phénomènes de transfert hydrique plus rapides. De plus, de nombreux travaux expérimentaux ont montré qu'une élévation de température lors de la prise conduit à une structure poreuse plus grossière (e.g. Laplante 1993, Scrivener & Taylor 1993, Glasser et al. 1995, Patel et al. 1995).

Par ailleurs, on note que les variations massiques des éprouvettes BT et des éprouvettes non réactives de (Multon 2004) sont similaires. Ceci confirme la cohérence de la formulation des matériaux de la présente étude : la structure granulaire des bétons a été mise au point pour être comparable à celle de (Multon 2004). Les différences entre les matériaux non traités thermiquement de cette étude et ceux de (Multon 2004) peuvent provenir d'une différence de saturation initiale.

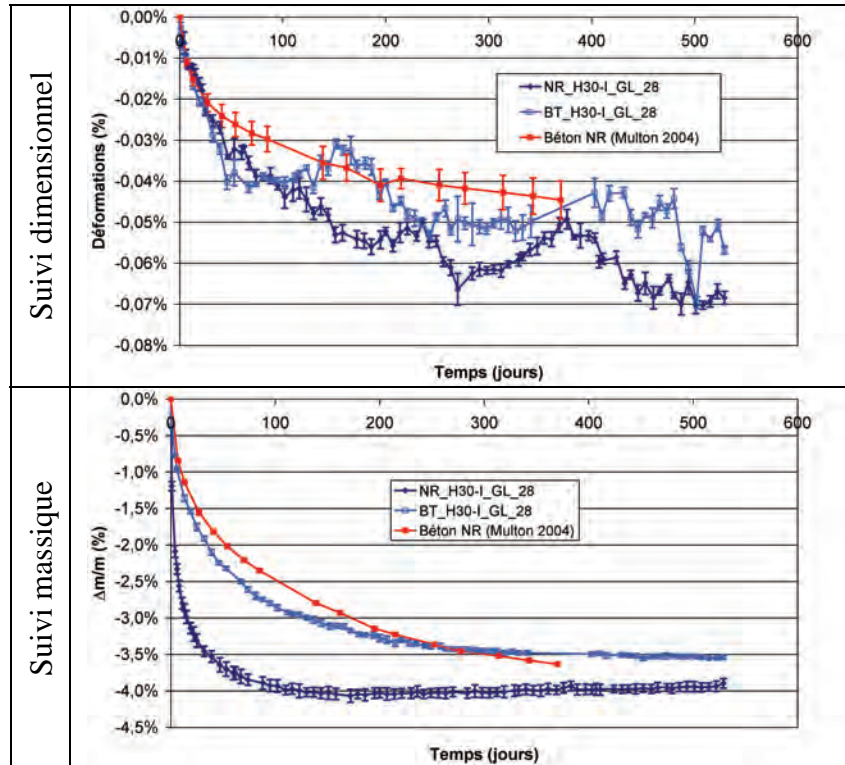


Figure 3-45 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes BT, NR et des éprouvettes non réactives de (Multon 2004) – conservation à 30 % HR

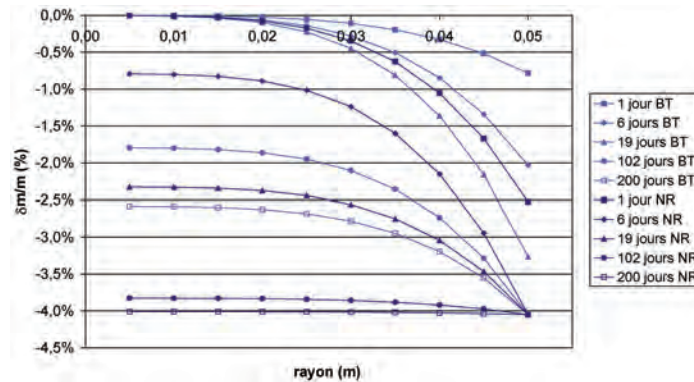


Figure 3-46 : comparaison des profils de séchage des éprouvettes NR et BT conservées à 30 % HR

6.3 Conclusions

Le matériau BT, de composition identique à NR mais non soumis à une cure thermique, ne développe effectivement aucun gonflement jusqu'à une échéance de 530 jours à 38°C. Par cette technique expérimentale, on peut donc disposer d'un matériau témoin ne développant aucune pathologie. Toutefois, les différences de conditions de cure thermique conduisent à la fabrication de matériaux de microstructure différente. Mettre au point un matériau sain dont les caractéristiques microscopiques sont représentatives de matériaux atteints de RSI se révèle donc particulièrement délicat. Dans l'idéal, il conviendrait de disposer de matériaux ne développant aucun gonflement malgré l'application d'une cure thermique sévère telle que celle mise en œuvre dans le cadre de ces travaux.

7 Comportement hydrique des matériaux : interprétations

7.1 Retrait de dessiccation

Le calcul de la progression du front de séchage, tel qu'il a été fait pour les éprouvettes de gonflement libre conservées à 30 % HR, permet de déterminer les variations relatives de masse de n'importe quelle partie d'un corps d'épreuve (cf. section 3.2). Les calculs menés pour les différents cas de figure expérimentaux ont montré que, bien que de dimensions réduites, les éprouvettes de gonflement libre séchées développent des gradients hydriques. En perspective du traitement des essais sur poutres (cf. Chapitre 4), il est souhaitable d'établir, à l'instar des travaux de (*Multon 2004*), une relation entre perte de masse locale et déformation de retrait. La notion de « valeur locale » correspond cependant dans notre approche à une échelle centimétrique. En effet, la première mesure de gammadensimétrie sur les structures est située à 10 mm de profondeur par rapport à la face supérieure. Le point de mesure suivant est située 20 mm plus en profondeur. La première mesure de variation relative de masse est donc considérée dans l'analyse hydrique des poutres comme étant représentative des 20 mm supérieurs de la structure. On cherche donc ici à établir une relation entre la déformation de retrait mesurée sur éprouvette et la variation relative de masse de la couche extérieure de 2 cm d'épaisseur des éprouvettes. Cette dernière grandeur peut être évaluée sur la base de la mesure de masse globale et de l'approche présentée en section 3.2. La relation entre contraction hydrique et variation de masse intervient par ailleurs directement dans la modélisation du comportement des structures par des outils tels que le module RGIB (*Baghdadi 2008*) de CESAR-LCPC prenant en compte le retrait de séchage.

La Figure 3-47 représente la déformation de retrait mesurée en fonction de la variation relative de masse de la couronne de béton de 20 mm d'épaisseur située en surface d'une éprouvette pour le béton R1 et pour le béton réactif de (*Multon 2004*). La variation de masse de cette partie des corps d'épreuve est obtenue par application de la relation (3-4).

(*Multon 2004*) propose une représentation linéaire de la relation entre ces deux paramètres. A la lumière de nos investigations, nous avons privilégié une représentation bilinéaire. (*Granger et al. 1997-b*) notent effectivement que l'évolution du retrait de séchage en fonction de la perte de masse n'est pas linéaire dans son ensemble. Selon eux, la première partie de la courbe dont la pente est assez faible correspond à une fissuration en peau du matériau sous les effets du retrait empêché (le cœur de l'éprouvette s'oppose au retrait de la peau). Par la suite, au delà d'un certain seuil de variation relative de masse, on observe une évolution linéaire de la déformation en fonction de la perte de masse. (*Granger et al. 1997-b*) proposent d'expliquer ce comportement par deux hypothèses différentes :

- Hypothèse 1 : Après une ouverture rapide de fissures peu profondes imputables au retrait de peau empêché, le retrait de séchage devient contrôlé après un certain temps par les pertes de masse du cœur de l'éprouvette. La pente de la courbe durant cette dernière phase est dans ce cas une propriété intrinsèque du matériau. En l'absence de fissuration en surface, la relation entre retrait de séchage et perte de masse serait une droite de même pente et passant par l'origine.

- Hypothèse 2 : la fissuration initiale se referme entièrement sous les effets du fluage. Ainsi, en l'absence de fissuration, la relation entre retrait et perte de masse serait une droite passant par l'origine et tangente à la courbe de réponse expérimentale au moment où le fluage s'annule. Selon (*Granger et al. 1997-b*), si cette hypothèse n'est pas à exclure, il paraît peu probable que les fissures se referment complètement : en effet, cette fissuration contribue notamment à la libération d'auto-contraintes internes (notamment retrait de la pâte empêché en partie par les granulats).

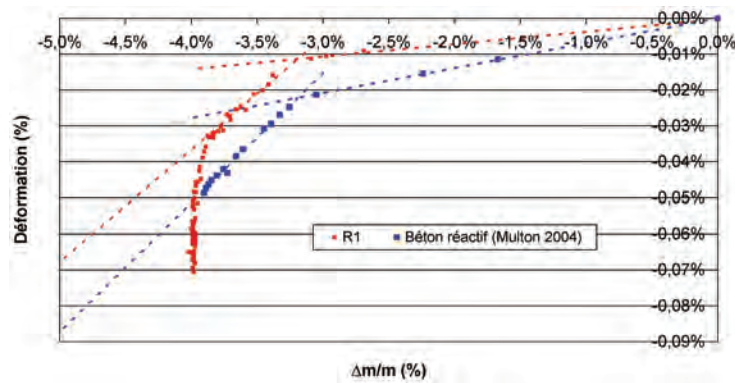


Figure 3-47 : déformation de retrait mesurée en fonction de la variation relative de masse d'une couronne de béton de 2 cm d'épaisseur – formule R1 et béton réactif de l'étude (*Multon 2004*)

Le béton réactif de (*Multon 2004*) et le béton R1 montrent un comportement général similaire. En particulier, avec des pentes respectives de 0,0363 et 0,0314 pour la seconde portion linéaire (i.e. entre -3 % et -4 % de perte de masse de la couronne de béton extérieure), et en considérant l'hypothèse 1 avancée par (*Granger et al. 1997-b*), ces deux matériaux semblent avoir une relation retrait de dessiccation – perte de masse similaire. L'ordre de grandeur de ces pentes est cohérent avec les valeurs de l'ordre de 0,02 proposées par (*Granger et al. 1997-b*).

D'autre part, la pente initiale est sensiblement différente pour les deux matériaux (respectivement 0,0070 et 0,0035). Ceci pourrait indiquer une fissuration différente en peau sous les effets du retrait empêché : le béton R1 pourrait développer une fissuration moins importante pour un séchage équivalent au béton réactif de (*Multon 2004*). En d'autres termes, pour un « chargement hydrique » comparable (c'est-à-dire un séchage), le béton R1 développe des déformations plus faibles et présente donc une « rigidité hydrique » plus importante que la rigidité du matériau de (*Multon 2004*) dégradé par une fissuration plus marquée ([*Granger et al. 1997-b*]) définissent ainsi le coefficient de contraction hydrique comme le rapport entre la pente entre déformation et perte relative de masse et la masse volumique du matériau).

La Figure 3-48 et le Tableau 3-16 synthétisent les résultats concernant les relations existant entre déformation de retrait et perte de masse pour les cinq bétons étudiés dans cette thèse. Les coefficients de contraction hydrique tels que définis par (*Granger et al. 1997-b*) sont respectivement égaux à $24,8 \cdot 10^{-6}$, $13,5 \cdot 10^{-6}$ et $13,7 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{kg}^{-1}$ pour les bétons NR, R1 et R2 durant la seconde phase linéaire (ordre de grandeur de $10 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{kg}^{-1}$ pour le béton étudié par [*Granger et al. 1997-b*]). Globalement, durant la première phase, on peut distinguer deux groupes : les matériaux non traités thermiquement et les matériaux traités thermiquement. Les seconds présentent une pente initiale plus faible. Ces différences peuvent potentiellement s'expliquer par des différences de fissuration imputables à un retrait empêché en surface.

A l'exception des matériaux NR, BT et R3, les pentes de régression linéaire durant la seconde phase sont comparables pour les différents matériaux. Selon les considérations de (Granger *et al.* 1997-*b*), ceci tendrait à indiquer des comportements de retrait de dessiccation similaires une fois le procédé piloté par la perte de masse du cœur de l'éprouvette considérée. La pertinence des différences notées avec les bétons BT et R3 est difficile à évaluer : en effet, les données issues du suivi de ces corps d'épreuve font état d'un comportement qu'il est plus délicat d'assimiler à un droite (cf. Figure 3-48). En revanche, NR présente clairement une pente différente de celle des matériaux R1 et R2. A priori, la seule différence entre ces différents bétons réside dans le ciment (ciment_NR pour la formule NR et ciment_R pour les formules R1 et R2). Il est donc envisageable que ce changement de liant conduise à une modification du comportement vis-à-vis du retrait de dessiccation, aboutissant à une contraction hydrique plus importante pour le béton NR.

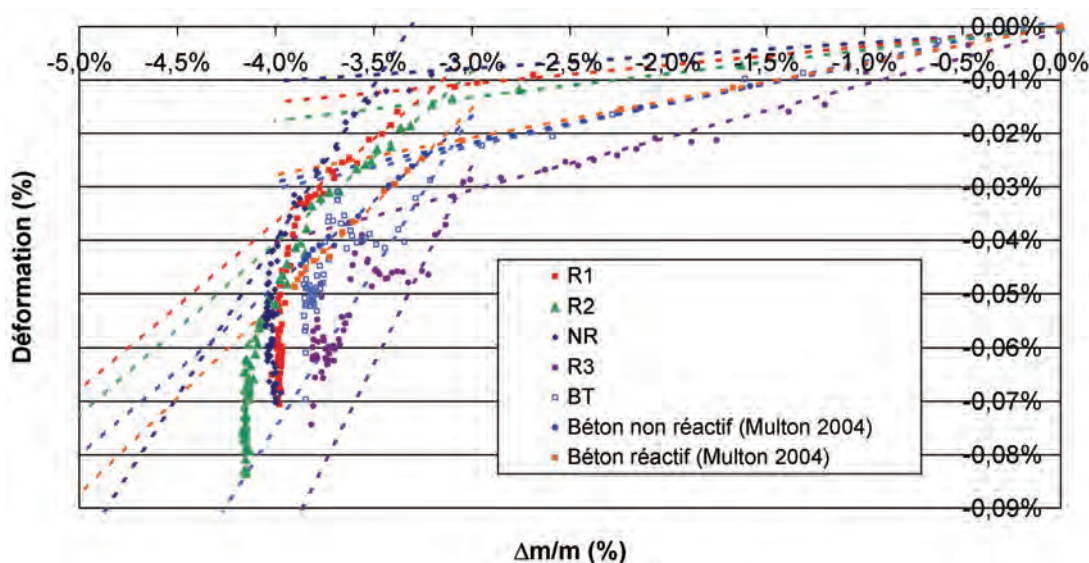


Figure 3-48 : déformation de retrait mesurée en fonction de la variation relative de masse d'une couronne de béton de 2 cm d'épaisseur

Tableau 3-16 : régressions linéaires entre déformation de retrait et variation relative de masse d'une couronne de béton de 2 cm d'épaisseur (κ = coefficient de contraction hydrique)

	BT	NR	R1	R2	R3	R (Multon 2004)	NR (Multon 2004)
Partie 1							
Pente	0,0080	0,0024	0,0035	0,0044	0,0099	0,0070	0,0073
Ordonnée à l'origine	0,0015%	-0,0006%	-0,0002%	0,0000%	-0,0009%	0,0001%	0,0003%
R ²	0,983	0,845	0,991	0,997	0,971	1,000	0,998
Partie 2							
Pente	0,0581	0,0578	0,0314	0,0323	0,0738	0,0363	0,0318
Ordonnée à l'origine	0,1576%	0,1912%	0,0892%	0,0888%	0,1951%	0,0938%	0,0789%
κ (m ³ .kg ⁻¹)	25,0.10 ⁻⁶	24,8.10 ⁻⁶	13,5.10 ⁻⁶	13,7.10 ⁻⁶	31,2.10 ⁻⁶	-	-
R ²	0,869	0,960	0,944	0,982	0,926	0,993	0,987

7.2 Cas d'une expansion : origine de la prise de masse ?

De la Figure 3-49 à la Figure 3-52, on synthétise les suivis dimensionnels en fonction des variations de masse pour l'ensemble des expérimentations présentées dans les sections 3, 4 et 5. On observe systématiquement une relation affine entre ces deux paramètres au delà d'un certain seuil de gonflement.

A priori, les réactions de gonflement se développant au cours de ces différents essais de gonflement libre sont différentes (en termes chimiques et cinétiques) car les solutions de stockage, la température de stockage ou même la composition des matériaux sont différentes. Pourtant les matériaux R1 et R2 présentent des comportements hydriques comparables, indépendamment de la condition de conservation considérée (cf. pentes données dans le Tableau 3-17). Ceci pourrait indiquer que la modification du comportement hydrique des matériaux est principalement une conséquence des effets mécaniques des gonflements et non des effets chimiques : la prise de masse pourrait être essentiellement le résultat de l'imbibition du matériau sous l'effet de la fissuration et non d'une absorption d'eau en tant que réactif pour former des produits de gonflement. A minima, la part d'eau absorbée comme réactif serait marginale par rapport à celle absorbée sous l'effet de l'ouverture du réseau poreux lors des gonflements. Cette interprétation est appuyée par le fait que les matériaux peuvent être regroupés de la façon suivante :

- Matériaux R1 et R2
- Matériau NR
- Matériau R3

Chacun de ces groupes présente un comportement hydrique qui lui est propre. Malgré leurs différences de composition, les matériaux R1 et R2 ont été conçus pour présenter des caractéristiques mécaniques similaires (cf. Chapitre 2) en utilisant le même ciment_R et en ajustant les squelettes granulaires de compositions différentes. Le béton NR utilise quant à lui le ciment_NR : ce changement semble avoir un impact sur le comportement du matériau : ceci a déjà été noté lors de la comparaison des suivis dimensionnels et massique de la formule NR (cf. section 5) et lors de l'analyse du comportement du matériau vis-à-vis du retrait de séchage (cf. section 7.1) et se retrouve ici par cette modification de comportement hydrique lors d'un gonflement. Ce changement peut trouver son origine dans la modification de la microstructure de la pâte de ciment_NR par rapport au ciment_R. Enfin, le matériau R3 présente un comportement hydrique lui aussi différent : n'ayant pas subi de cure thermique, la microstructure du matériau s'en trouve modifiée, impactant alors son comportement vis-à-vis de l'eau lors du développement des gonflements.

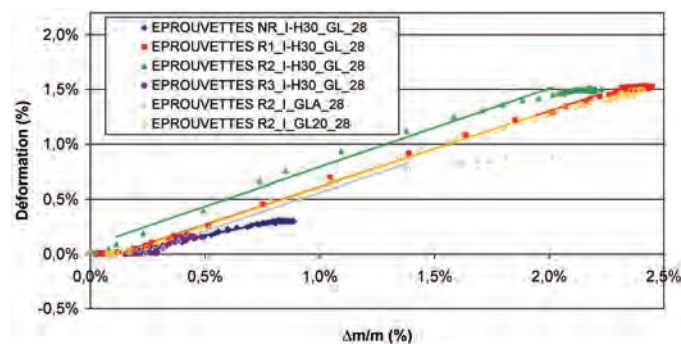


Figure 3-49 : suivi des déformations en fonction des variations relatives de masse – éprouvettes immergées

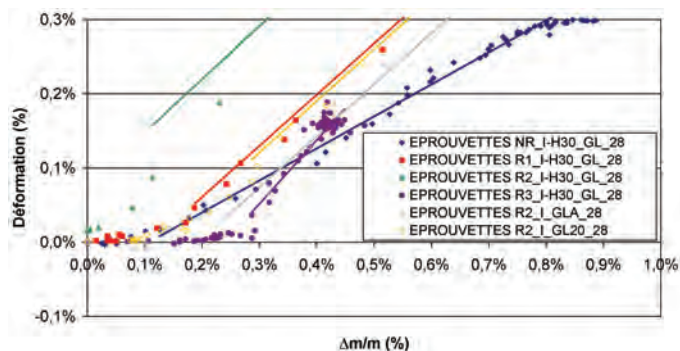


Figure 3-50 : suivi des déformations en fonction des variations relatives de masse – éprouvettes immergées (zoom)

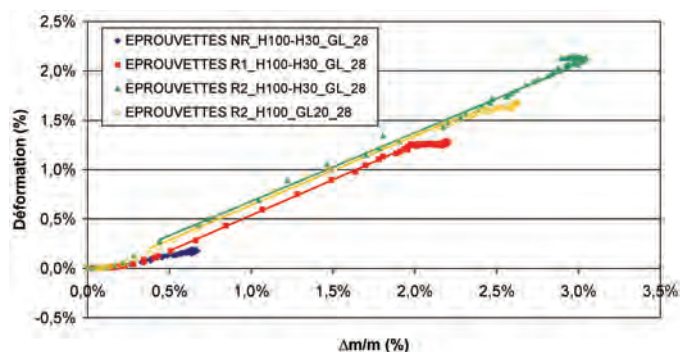


Figure 3-51 : suivi des déformations en fonction des variations relatives de masse – éprouvettes conservées à 100 % HR

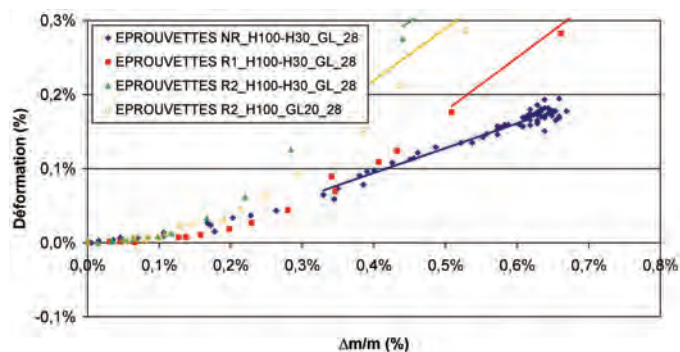


Figure 3-52 : suivi des déformations en fonction des variations relatives de masse – éprouvettes conservées à 100 % HR (zoom)

Tableau 3-17 : régressions linéaires entre déformations et variations de masse – éprouvettes immergées et à 100 % HR

	Pente	Ordonnée à l'origine	Coefficient de corrélation
NR_I-H30_GL_28	0,431	-0,046%	0,9947
R1_I-H30_GL_28	0,690	-0,077%	0,9992
R2_I-H30_GL_28	0,716	0,076%	0,9936
R3_I-H30_GL_28	0,859	-0,206%	0,9768
R2_I_GLA_28	0,693	-0,134%	0,9944
R2_I_GL20_28	0,695	-0,088%	0,9988
NR_H100-H30_GL_28	0,334	-0,039%	0,9873
R1_H100-H30_GL_28	0,721	-0,182%	0,9994
R2_H100-H30_GL_28	0,694	-0,014%	0,9977
R2_H100_GL20_28	0,701	-0,061%	0,9979

Afin de mieux comprendre les mécanismes de prise de masse lors de l'expansion des matériaux, il est nécessaire de confronter les déformations aux variations massiques mesurées à la lumière d'hypothèses relatives aux mécanismes de gonflement mis en jeu. Dans ce cadre, (*Barbarulo 2002*) développe dans ses travaux une analyse des prises de masse en fonction des expansions. Dans cette approche, on considère qu'après une cure thermique, le développement de gonflements est le fruit d'une réaction chimique entre des réactifs et de l'eau conduisant à la formation de produits. On note le gain de masse et la variation de volume associés à cette réaction suivant la relation (3-11).

$$\begin{cases} \Delta m_{\text{réaction}} = m_{\text{produits}} - m_{\text{réactifs}} \\ \Delta V_{\text{réaction}} = V_{\text{produits}} - V_{\text{réactifs}} \end{cases} \quad (3-11)$$

La masse du corps d'épreuve peut également évoluer du fait de la variation de la porosité et de la fissuration. On note ϕ_1 les espaces poreux initiaux et ϕ_2 les espaces poreux finaux. Leurs volume et masse sont notés respectivement V_{ϕ_i} et m_{ϕ_i} . On peut alors définir une variation de volume des espaces poreux et la variation massique associée (espaces poreux plus ou moins remplis d'eau) :

$$\begin{cases} \Delta V_{\phi} = V_{\phi_2} - V_{\phi_1} \\ \Delta m_{\phi} = m_{\phi_2} - m_{\phi_1} \end{cases} \quad (3-12)$$

Trois cas de figure se présentent pour l'interprétation de ΔV_{ϕ} :

- $\Delta V_{\phi} = 0$: la porosité est inchangée, les produits se sont formés sans combler la porosité initiale et ont entièrement participé à l'expansion du matériau (toutes les nouvelles fissures créées sont remplies du produit de réaction) ;
- $\Delta V_{\phi} > 0$: création d'une porosité nouvelle (fissuration) qui n'est pas remplie par les produits de réaction ;
- $\Delta V_{\phi} < 0$: il y a globalement remplissage de la porosité et des fissures.

Finalement, le gain de masse et la variation volumique d'un corps d'épreuve s'écrivent respectivement suivant les relations (3-13) et (3-14).

$$\Delta m = \Delta m_{\text{réaction}} + \Delta m_{\phi} \quad (3-13)$$

$$\Delta V = \Delta V_{\text{réaction}} + \Delta V_{\phi} \quad (3-14)$$

En supposant que les gonflements sont isotropes, il est possible d'écrire la relation (3-15), en négligeant les termes d'ordre supérieur à 1. Par combinaison avec la relation (3-16), il vient l'expression (3-17) fournissant une estimation de la pente des courbes $\varepsilon=f(\Delta m/m)$ représentées de la Figure 3-49 à la Figure 3-52.

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V} \approx 3 \cdot \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad (3-15)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\varepsilon_v}{\Delta m/m} = \frac{\Delta V/V_{ini}}{\Delta m/m_{ini}} = \frac{m_{ini}}{V_{ini}} \cdot \frac{\Delta V}{\Delta m} = M_v \cdot \frac{\Delta V}{\Delta m} \\ M_v = \text{masse volumique initiale du matériau} \end{array} \right. \quad (3-16)$$

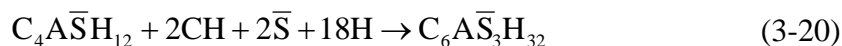
$$\frac{\varepsilon}{\Delta m/m} = \frac{1}{3} \cdot M_v \cdot \frac{\Delta V}{\Delta m} = \frac{1}{3} \cdot M_v \cdot \frac{\Delta V_{réaction} + \Delta V_{\phi}}{\Delta m_{réaction} + \Delta m_{\phi}} \quad (3-17)$$

Dans les conditions de conservation considérées (immersion ou 100 % HR), on suppose que tous les vides du matériau sont saturés en eau. Les fissures étant toutes remplies d'eau, il est possible d'écrire les relations (3-18) et (3-19).

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta m_{\phi} = \rho_{eau} \cdot \Delta V_{\phi} \\ \rho_{eau} = \text{masse volumique de l'eau} \end{array} \right. \quad (3-18)$$

$$\frac{\varepsilon}{\Delta m/m} = \frac{1}{3} \cdot \frac{M_v}{\rho_{eau}} \cdot \frac{\Delta V_{réaction} + \Delta V_{\phi}}{\frac{\Delta m_{réaction}}{\rho_{eau}} + \Delta V_{\phi}} \quad (3-19)$$

(Barbarulo 2002) pose alors l'hypothèse que les gonflements sont le fruit d'une conversion du monosulfate en ettringite suivant la réaction (3-20). Cette hypothèse est forte et préjuge fortement du mécanisme d'expansion mis en jeu dans le cadre de la RSI mais est nécessaire pour évaluer les variations volumiques et massiques imputables à la RSI.



(Barbarulo 2002) donne les masses et volumes molaires des réactifs et des produits de cette réaction. Ces données sont rappelées dans le Tableau 3-18.

Tableau 3-18 : caractéristiques des produits et des réactifs de la conversion du monosulfate en ettringite

	Masse molaire (g/mol)	Volume molaire (cm ³ /mol)	Masse volumique (g/cm ³)
Monosulfoaluminate	622	313	1,99
Ettringite	1255	725	1,73
Portlandite	74	33	2,23
Sulfates	80	30	2,67
Eau	18	18	1,00

Ainsi, en approximant le volume des sulfates présents dans les CSH par le volume des ions sulfates, il vient :

$$\Delta m_{réaction} = 18 \cdot 18 = 324 \text{ g/mol}$$

$$\Delta V_{réaction} = 725 - 313 - 2 \cdot 33 - 2 \cdot 30 = 286 \text{ cm}^3/\text{mol}$$

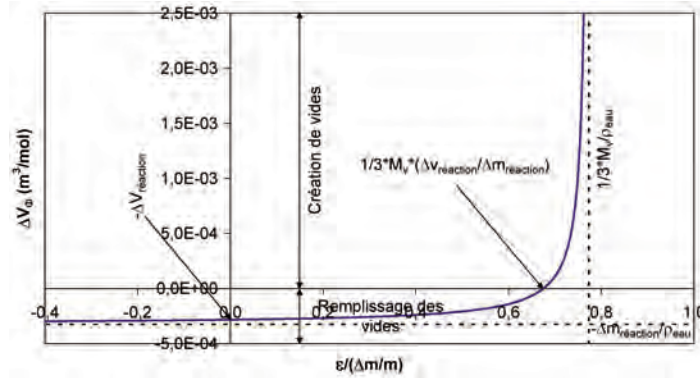


Figure 3-53 : exemple d'application numérique de la relation entre volume de l'espace poreux et rapport déformation/variation de masse – formule R1

A partir de ces données, il devient possible d'identifier la relation entre $\varepsilon/(\Delta m/m)$ et ΔV_ϕ pour les différents matériaux en connaissant leur masse volumique initiale. La Figure 3-53 illustre le fonctionnement de la relation (3-19) appliquée au cas du béton R1. Elle recense notamment tous les points particuliers correspondants à différents modes d'expansion.

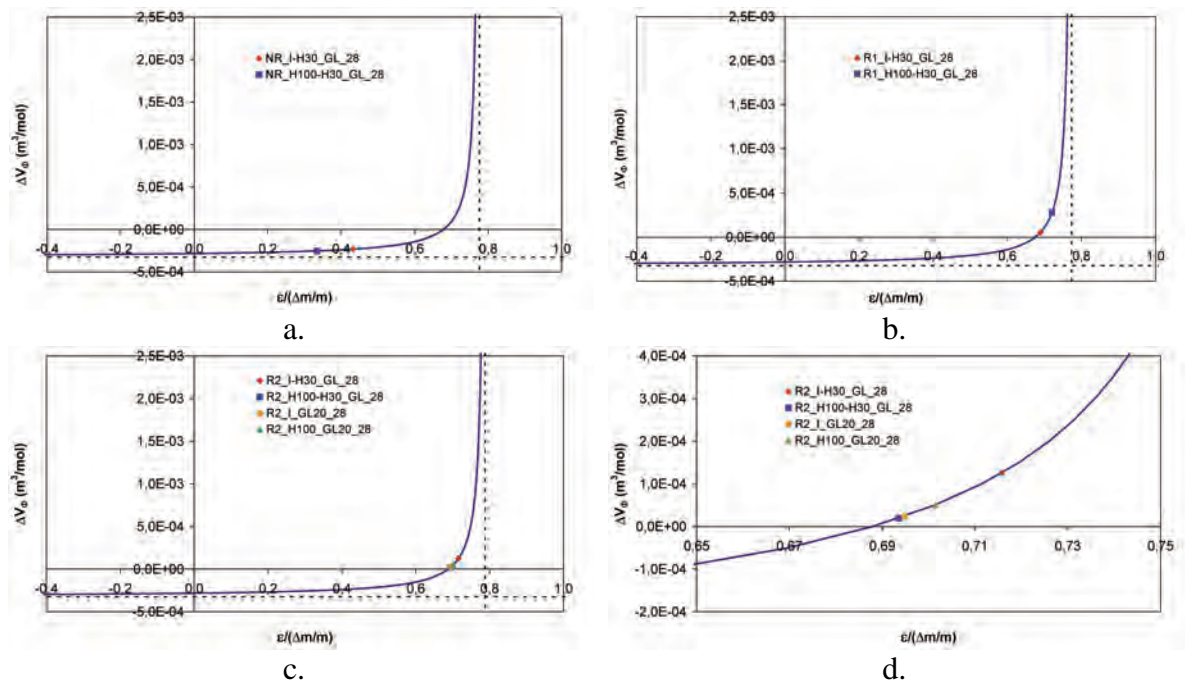


Figure 3-54 : évaluation de la variation de volume des vides lors de la phase de gonflement intense
 a. Eprouvettes NR
 b. Eprouvettes R1
 c. Eprouvettes R2
 d. Eprouvettes R2 (zoom)

La Figure 3-54 positionne chaque cas expérimental considéré dans les sections 3, 4 et 5 par rapport à la relation (3-19) durant la phase de gonflement intense pour laquelle nous avons établi une relation linéaire entre déformation et prise de masse. A l'aide des pentes de régression linéaire reportées dans le Tableau 3-17, on peut ainsi évaluer la variation de volume des vides par mole d'ettringite formée. A l'exception du matériau NR, on détermine dans tous les cas une variation positive du volume des vides : ceci implique la création d'une porosité nouvelle non comblée par la formation de produits de réaction. L'hypothèse de saturation des vides ayant été formulée, cette augmentation du volume des vides induit une prise de masse du matériau par pure absorption d'eau. Toutefois, ces

valeurs de ΔV_ϕ restent souvent relativement proches de zéro, indiquant selon ce raisonnement qu'une grande partie de la porosité nouvellement créée lors de l'expansion peut être remplie par les produits de réaction.

Le cas du matériau NR révèle un comportement particulier : la variation du volume des vides est dans ce cas négative, impliquant ainsi un remplissage de la porosité et des fissures (une porosité plus importante de NR sous l'effet du changement de ciment pourrait expliquer ce comportement). Ce résultat découle de la différence de pente entre déformation et prise de masse pour le matériau NR. Ce cas de figure est similaire aux investigations menées par (Barbarulo 2002). Ce dernier conclut que les hypothèses formulées au cours du raisonnement peuvent être erronées (partiellement ou totalement). Pour cet auteur, il se pourrait que le matériau ne soit pas complètement saturé en eau, conduisant ainsi à une modification de la relation (3-19) (Barbarulo considère des corps d'épreuve conservés à 100 % HR). Si ceci pouvait être envisageable pour nos corps d'épreuve conservés à 100 % HR, cela apparaît moins probable dans le cas d'une conservation en eau. En l'absence d'investigations complémentaires, il paraît délicat de tirer des conclusions plus poussées sur ce point.

Enfin, il convient de noter que les variations de ΔV_ϕ peuvent être très importantes pour de faibles variations de la pente entre déformation et prise de masse au delà de la valeur $1/3 * M_V * \Delta V_{\text{réaction}} / \Delta m_{\text{réaction}}$. Ainsi, une faible erreur sur la détermination de la pente peut conduire à évaluer des variations de volume des vides relativement différentes.

Si cette analyse permet d'approfondir notre raisonnement sur les mécanismes de prise de masse durant les expansions, elle reste néanmoins basée sur une hypothèse forte considérant que les expansions sont le fruit d'une conversion du monosulfate en ettringite (cf. relation (3-20)). Sans préjuger du mécanisme d'expansion, (Meland et al. 1997) ont quant à eux une approche basée sur la comparaison des gonflements volumiques et des variations massiques permettant d'évaluer la proportion de fissures nouvellement créées et remplies par de l'eau.

La relation (3-15) montre qu'il est possible d'estimer le gonflement volumique réel du matériau sur la base d'une mesure de déformation axiale, en supposant que les gonflements sont isotropes. L'augmentation de volume par mobilisation d'eau peut s'écrire sur la base de la relation (3-21) en considérant que l'augmentation de masse du corps d'épreuve est due à une pénétration d'eau. Si on considère qu'il existe une phase durant laquelle les expansions sont uniquement dues à la formation de fissures qui se remplissent d'eau, il vient $\Delta V = \Delta V_{\text{eau}}$ et il devient possible d'écrire la relation (3-22). Ainsi, en comparant les estimations de gonflement volumique obtenues à l'aide de la relation (3-15) à celles de la relation (3-22), il devient possible d'évaluer la pertinence de l'hypothèse de gain de masse par remplissage d'eau des fissures nouvellement formées : lorsque la relation entre les deux estimations est linéaire de pente égale à un, l'hypothèse $\Delta V = \Delta V_{\text{eau}}$ est a priori vérifiée et le gain de masse est dans ce cas le résultat d'une imbibition par remplissage des fissures. Plus simplement, cette méthode revient à comparer la variation de masse volumique réelle à celle qui résulterait d'un remplissage par l'eau du volume formé.

$$\Delta V_{\text{eau}} = \frac{\Delta m_{\text{eau}}}{\rho_{\text{eau}}} = \frac{\Delta m}{\rho_{\text{eau}}} \quad (3-21)$$

$$\begin{cases} \varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_{ini}} = \frac{\Delta V_{eau}}{V_{ini}} = \frac{\Delta m}{\rho_{eau}} \cdot \frac{\rho_{béton}}{m} = \frac{\Delta m}{m} \cdot d_{béton} \\ d_{béton} = \text{densité du béton} \end{cases} \quad (3-22)$$

La Figure 3-55 illustre la forme générale des courbes obtenues par cette approche. On propose de considérer deux phases distinctes : durant la phase 2 représentée sur la Figure 3-55, on considère que le matériau est saturé (degré de saturation $S_r = 1$). Si l'hypothèse de remplissage des vides créés par l'eau est vérifiée, la courbe expérimentale est alors parallèle à la droite de pente unité passant par l'origine. En considérant que, durant la phase 1, la prise de masse correspond à un remplissage des espaces poreux initiaux du matériaux (ce qui semble plausible, cette phase étant achevée pour des expansions de l'ordre de 0,02 %, la contribution de création de fissures par l'expansion est probablement très faible – cf. ci-après), la distance de la courbe expérimentale à la bissectrice (que nous noterons h – cf. Figure 3-55) peut être considérée comme proportionnelle à la porosité du matériau (calcul donné ci-après).

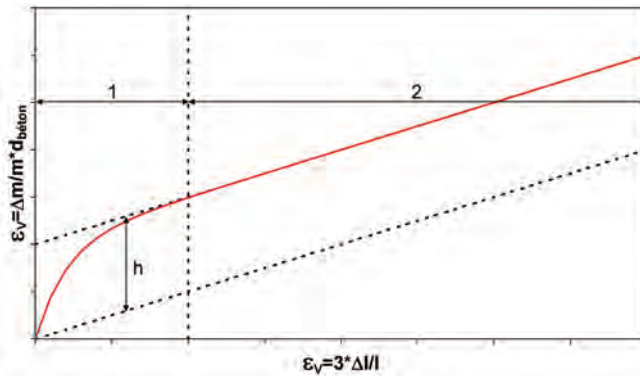


Figure 3-55 : forme générale de l'évolution comparée des estimations de gonflement volumique

En effet, de par la définition du calcul de gonflement volumique sur la base de la variation massique, il est possible d'écrire :

$$\begin{cases} h = \frac{M_{sat} - M_{ini}}{M_{ini}} \cdot d_{béton} \\ M_{sat} = \text{masse du matériau saturé} \\ M_{ini} = \text{masse initiale du matériau} \\ d_{béton} = \text{densité du matériau} \end{cases} \quad (3-23)$$

La masse sèche d'un matériau correspond à la masse mesurée lorsque tous les espaces poreux sont vidés de l'eau qu'ils peuvent contenir. Ainsi, on peut écrire :

$$\begin{cases} M_{sèche} = M_{sat} - p \cdot V \cdot \rho_{eau} \\ M_{sèche} = \text{masse sèche du matériau} \\ p = \text{porosité du matériau} \\ V = \text{volume du matériau} \\ \rho_{eau} = \text{masse volumique de l'eau} \end{cases} \quad (3-24)$$

Par définition, le degré de saturation d'un matériau s'écrit :

$$S_r = \frac{M - M_{\text{sèche}}}{M_{\text{sat}} - M_{\text{sèche}}} = \frac{M - M_{\text{sèche}}}{p \cdot V \cdot \rho_{\text{eau}}} \quad (3-25)$$

Il vient alors :

$$S_{r_{\text{sat}}} - S_{r_{\text{ini}}} = \frac{M_{\text{sat}} - M_{\text{sèche}}}{p \cdot V \cdot \rho_{\text{eau}}} - \frac{M_{\text{ini}} - M_{\text{sèche}}}{p \cdot V \cdot \rho_{\text{eau}}} = \frac{M_{\text{sat}} - M_{\text{ini}}}{p \cdot V \cdot \rho_{\text{eau}}} \quad (3-26)$$

Par combinaison des relations (3-23) et (3-26), on peut écrire

$$S_{r_{\text{sat}}} - S_{r_{\text{ini}}} = \frac{h \cdot M_{\text{ini}}}{p \cdot V \cdot \rho_{\text{eau}} \cdot d_{\text{béton}}} = \frac{h \cdot M_v \cdot V}{p \cdot V \cdot \rho_{\text{eau}} \cdot \frac{M_v}{\rho_{\text{eau}}}} \quad (3-27)$$

Finalement, on a, en remplaçant $S_{r_{\text{sat}}}$ par sa valeur (et en gardant à l'esprit les hypothèses formulées) :

$$h = (1 - S_{r_{\text{ini}}}) \cdot p \quad (3-28)$$

Cette relation n'a pas pour ambition de permettre un calcul de la porosité ou du degré de saturation initial du matériau connaissant h : les incertitudes de détermination de ces paramètres peuvent rapidement conduire à un biais. Par exemple, dans le cas des éprouvettes R1_I-H30_GL_28, l'estimation de la porosité à partir de cette relation conduit à une valeur de 4 % pour un degré de saturation de 0,95 et de 10 % pour un degré de saturation de 0,98. Si on considère la mesure du degré de saturation effectuée sur un morceau de béton R1 de 2 kg (masse saturée), en considérant une porosité de 10 %, la différence de masse pour une variation du degré de saturation de $0,98 - 0,95 = 0,03$ est de 2 g, variation de masse rapidement atteinte pour des matériaux fortement saturés. La finalité de la relation (3-28) dans notre raisonnement consiste donc plutôt à comprendre les variations initiales des courbes de la Figure 3-56.

La Figure 3-56 confronte les deux modes d'évaluation du gonflement volumique des corps d'épreuve. A l'exception du matériau NR, on observe systématiquement l'existence d'une relation linéaire entre les deux modes d'estimation. Au delà d'un certain seuil de déformation, les points obtenus expérimentalement par suivis dimensionnel et massique décrivent une droite parallèle à la droite d'équation $y = x$ représentée par un trait pointillé (cf. Tableau 3-19). Ainsi, il semble que lors de la phase de gonflement intense du matériau, l'hypothèse de prise de masse par remplissage des fissures par l'eau est vérifiée. Ceci tend à confirmer nos premières conclusions issues de l'observation des relations entre déformations et prises de masse pour différentes réactions de gonflement.

Initialement, on observe que l'évaluation des déformations volumiques estimées sur la base des prises de masse est plus importante que celle escomptée à la lumière des déformations axiales : dans ce cas, l'hypothèse de prise de masse uniquement par remplissage des vides créés n'est pas vérifiée. Ceci implique une densification du matériau par remplissage des pores et donc des prises de masse par absorption capillaire. On notera par ailleurs que cette phase d'absorption capillaire apparaît être très courte dans le cas des corps d'épreuve R2_I-H30_GL_28. Devant la rapidité de développement des réactions de

gonflement, il est possible que la prise de masse par remplissage des fissures soit très rapidement prépondérante.

Le cas des éprouvettes R2_I_GLA_28 est remarquable : le comportement initial est comparable aux autres corps d'épreuve R2. Néanmoins, à un stade où une stabilisation est observée pour les autres corps d'épreuve, on mesure une poursuite importante des prises de masse tandis que les déformations sont quasiment stabilisées. En présence de KOH en quantité abondante dans la solution de stockage, il est probable que de nouveaux hydrates se forment à ce stade par mobilisation de potassium, entraînant la poursuite des prises de masse.

Les éprouvettes NR montrent une fois de plus un comportement singulier : si l'existence d'une relation linéaire entre les deux modes d'estimation des gonflements volumiques n'est pas remise en cause, la pente correspondante ne vérifie néanmoins pas l'hypothèse de remplissage par l'eau des fissures nouvellement formées. Ceci semble indiquer que, outre ce mécanisme de prise de masse, un autre phénomène entre en jeu pour cette formule de béton. La pente estimée est dans les deux cas supérieure à 1 (cf. Tableau 3-19). Par conséquent, la densité du matériau augmente plus vite que si les espaces poreux créés se remplissaient d'eau. Par conséquent on estime par cette méthode également (cf. Figure 3-54.a) que les vides du matériau sont globalement comblés au cours de l'expansion. Un remplissage des vides nouvellement créés par de l'ettringite pourrait expliquer ce phénomène. Par ailleurs, le changement de ciment pour cette formule de béton induisant des modifications de la nature de la pâte de ciment, il est possible que l'absorption capillaire soit plus marquée dans ce cas.

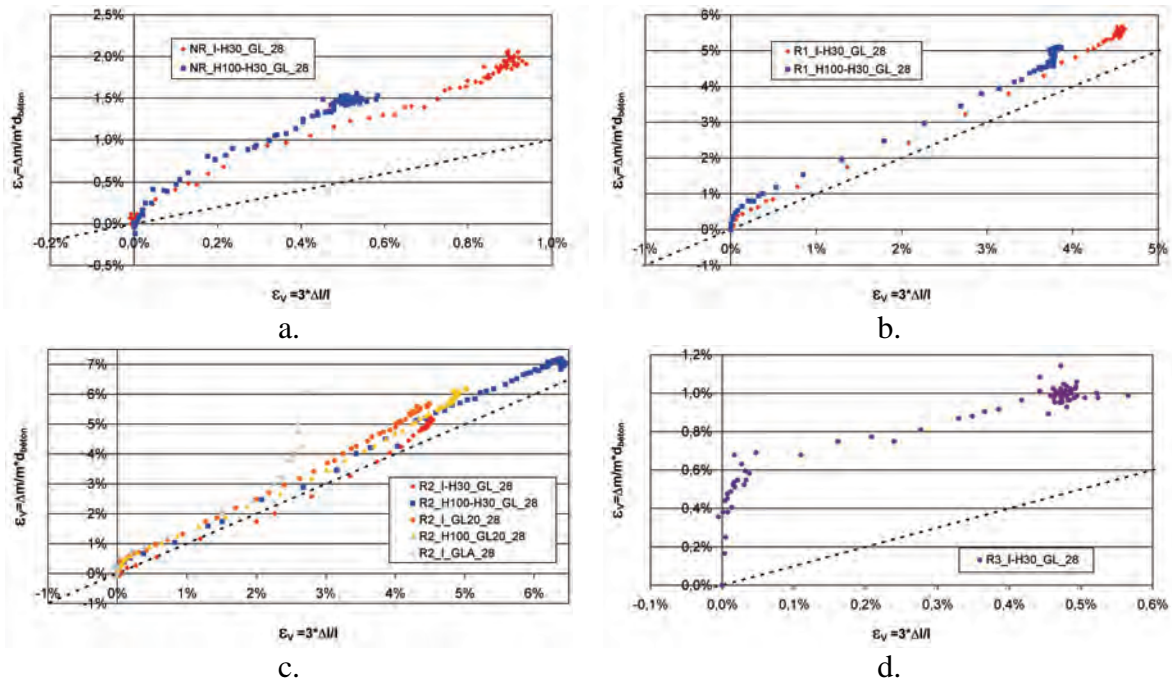


Figure 3-56 : confrontation des estimations de gonflement volumique à partir des gonflements axiaux et des prises de masse

a. Eprouvettes NR
c. Eprouvettes R2

b. Eprouvettes R1
d. Eprouvettes R3

Tableau 3-19 : paramètres de régression linéaire des courbes de gonflement volumique en phase 2

Formule	NR	NR	R1	R1	R2	R2	R2	R2	R2	R3
Condition de conservation	I-H30	H100-H30	I-H30	H100-H30	I-H30	H100-H30	I GL20	H100 GL_20	I GLA	I-H30
Échéance de carottage (j)	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
Pente	1,565	2,218	1,144	1,075	0,961	1,122	1,144	1,123	0,999	0,870
Ordonnée à l'origine	0,392%	0,309%	0,195%	0,588%	-0,020%	0,109%	0,286%	0,230%	0,522%	0,582%
Coefficient de corrélation	0,988	0,986	0,999	1,000	0,996	0,998	0,999	0,998	0,999	0,979

Ainsi, ces deux calculs, basés sur des hypothèses différentes, conduisent à des conclusions complémentaires. Pour les bétons fortement expansifs tels que R1 et R2, les expansions semblent responsables de la création d'espaces poreux se remplissant d'eau pour l'essentiel. En revanche, la formule NR montre un comportement différent, traduisant probablement le remplissage des vides par les produits de réaction.

Finalement, ces investigations montrent qu'une analyse détaillée des variations massiques des corps d'épreuve en fonction de leur déformation peut fournir des éléments intéressants pour la compréhension des mécanismes d'action des RGI. L'analyse que nous avons menée semble montrer que, durant la phase de gonflement intense, la prise de masse est principalement le fruit d'une imbibition par remplissage des fissures tant dans le cas d'une RSI que dans le cas d'un couplage RSI-RAG. A ce stade, tout autre phénomène de prise de masse semble avoir des effets plus limités, échappant à la précision de nos techniques expérimentales. En revanche, en début d'essai, l'existence d'un autre mécanisme de prise de masse a pu être mis en évidence. Il s'agit probablement d'une part d'une absorption d'eau permettant la saturation du matériau d'une part et d'un remplissage des pores par l'ettringite jusqu'à un seuil de gonflement au delà duquel la fissuration commence à se développer.

8 Essais d'expansion résiduelle et expansion complète reconstituée

8.1 Quantification des expansions et estimation des paramètres

Afin de quantifier les effets de l'âge du carottage des corps d'épreuve sur les cinétiques et les amplitudes de gonflement, on réalise un calage des paramètres du modèle donné par l'équation (3-29) (ou l'équation (3-30) pour les corps d'épreuve R2 conservés à 100 % HR) sur les données expérimentales issues des essais d'expansion résiduelle (cf. Chapitre 2). Ce modèle est une adaptation du modèle de (*Brunetaud 2005*) pour lequel on réalise le changement de variable $t = t + t_{\text{offset}}$ afin de tenir compte des informations antérieures au suivi. On considère également une constante additive $\varepsilon_{\text{offset}}$ permettant de quantifier la part de gonflements déjà développés par le matériau au moment du carottage à 90 jours. Les opérations mathématiques sur le modèle de (*Brunetaud 2005*) sont illustrées par la Figure 3-57. Cette approche est similaire à celle développée pour la RAG par (*Li et al. 2004*) et (*Multon et al. 2008*).

$$\varepsilon_{\text{résiduel}} = \varepsilon_{\infty} \frac{1 - \exp\left(-\frac{t + t_{\text{offset}}}{\tau_c}\right)}{1 + \exp\left(-\frac{t + t_{\text{offset}} - \tau_l}{\tau_c}\right)} \left(1 - \frac{\phi}{\delta + t + t_{\text{offset}}}\right) - \varepsilon_{\text{offset}} \quad (3-29)$$

$$\varepsilon_{\text{résiduel}} = \varepsilon_{\infty_RSI} \cdot \frac{1 - e^{\left(\frac{t+t_{\text{offset}}}{\tau_{C_RSI}}\right)}}{1 + e^{\left(\frac{t+t_{\text{offset}} - \tau_{L_RSI}}{\tau_{C_RSI}}\right)}} \cdot \left(1 - \frac{\phi}{\delta + t + t_{\text{offset}}}\right) + \varepsilon_{\infty_RAG} \cdot \frac{1 - e^{\left(\frac{t+t_{\text{offset}}}{\tau_{C_RAG}}\right)}}{1 + e^{\left(\frac{t+t_{\text{offset}} - \tau_{L_RAG}}{\tau_{C_RAG}}\right)}} - \varepsilon_{\text{offset}} \quad (3-30)$$

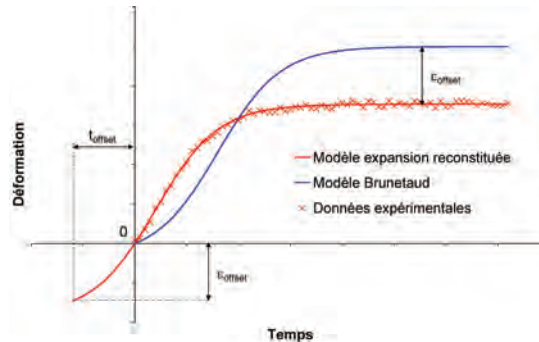


Figure 3-57 : adaptation du modèle de (Brunetaud 2005) à la description des essais d'expansion résiduelle

8.2 Cohérence des essais d'expansion résiduelle et des essais de gonflement libre

La Figure 3-58, la Figure 3-59 et la Figure 3-60 comparent l'évolution des déformations des corps d'épreuve carottés à 28 jours à celle des éprouvettes carottées à 90 jours conservés en eau et à 100 % HR après avoir effectué le changement de variable inverse à celui décrit en section 8.1. Les résultats des éprouvettes conservées sous scellement et à 30 % HR ne sont pas présentés ici de par leur absence de gonflements. Le modèle de gonflement libre des éprouvettes carottées à 90 jours est recalé sur le suivi de celles carottées à 28 jours en réalisant le changement de variable inverse de celui décrit en section 8.1. Le calage des paramètres des modèles est donné par le Tableau 3-20. On note que pour les formules réactives, en particulier R2 dont le temps de latence est faible, la valeur de la déformation $\varepsilon_{\text{offset}}$ correspond à une fraction plus significative de ε_{∞} , ce qui valide la représentativité de la situation fréquemment rencontrée sur les ouvrages atteints où sont effectués des essais d'expansion résiduelle une fois la RSI avérée.

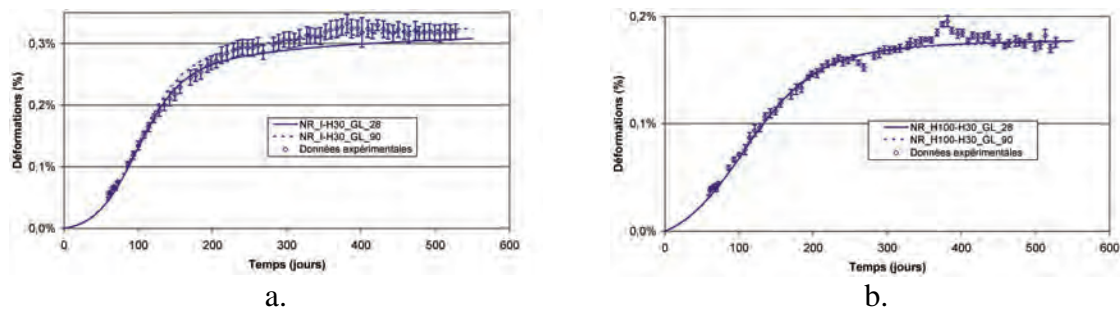


Figure 3-58 : comparaison des gonflements sur éprouvettes carottées à 28 jours et à 90 jours – formule NR – conservation en eau (a.) et à 100 % HR (b.)

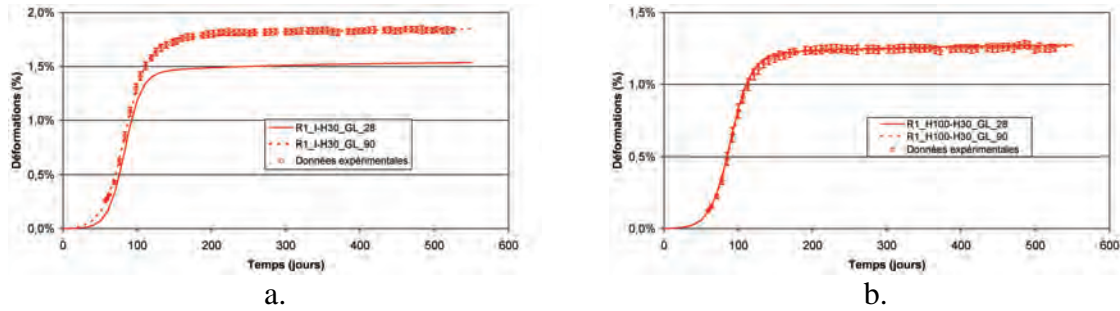


Figure 3-59 : comparaison des gonflements sur éprouvettes carottées à 28 jours et à 90 jours – formule R1 – conservation en eau (a.) et à 100 % HR (b.)

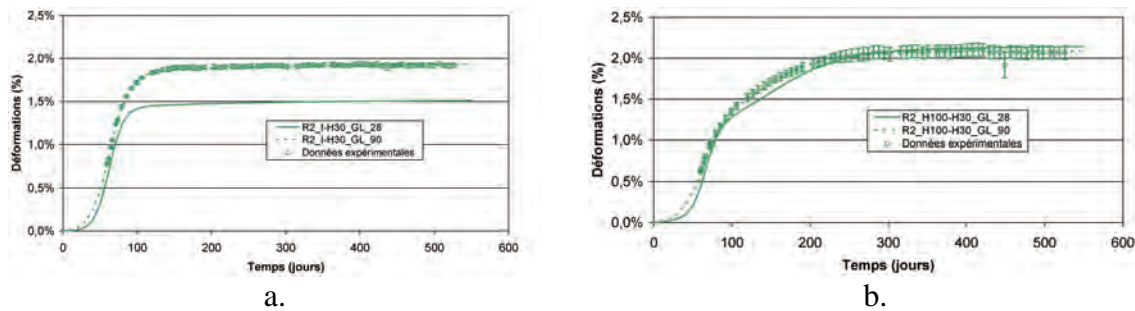


Figure 3-60 : comparaison des gonflements sur éprouvettes carottées à 28 jours et à 90 jours – formule R2 – conservation en eau (a.) et à 100 % HR (b.)

Tableau 3-20 : calage des paramètres des modèles de gonflement libre pour les éprouvettes carottées à 28 jours et 90 jours

Formule	NR	NR	NR	NR	R1	R1	R1	R1	R2	R2	R2	R2
Échéance de carottage (jours)	28	90	28	90	28	90	28	90	28	90	28	90
Conservation	I	I	H100	H100	I	I	H100	H100	I	I	H100	H100
ϵ_{∞_RSI}	0,34%	0,35%	0,19%	0,19%	1,58%	1,90%	1,31%	1,30%	1,55%	1,98%	1,24%	1,31%
τ_{C_RSI}	29	29	48	48	11	15	13	14	9	13	9	14
τ_{L_RSI}	92	92	100	100	83	83	89	90	62	63	66	64
ϕ	54	54	30	30	18	19	18	18	15	15	26	7
δ	84	84	88	88	120	120	120	120	120	120	119	121
ϵ_{∞_RAG}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,95%	0,79%
τ_{C_RAG}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	45	37
τ_{L_RAG}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	149	145
ϵ_{offset}	-	0,05%	-	0,03%	-	0,26%	-	0,12%	-	0,77%	-	0,61%
t_{offset}	-	60	-	60	-	57	-	59	-	59	-	62
$\epsilon_{carottage}$ (62 jours)	0,05%	-	0,03%	-	0,16%	-	0,12%	-	0,75%	-	0,50%	-

Pour le cas de la conservation en eau, ces résultats montrent d’une manière systématique des gonflements d’amplitude plus importante pour les corps d’épreuve carottés à 90 jours que pour ceux carottés à 28 jours. En revanche, l’échéance de carottage ne semble pas avoir d’influence très marquée sur les cinétiques de gonflement dans ces conditions (paramètres τ_c et τ_l équivalents).

Le cas des éprouvettes conservées à 100 % HR ne révèle pas d'écart notable entre les corps d'épreuve carottés à 28 jours et ceux carottés à 90 jours : il semble que dans ces conditions, les gonflements se développent de manière quasi-identique dans les deux cas.

La comparaison de $\varepsilon_{\text{offset}}$ (valeur obtenue numériquement lors du calage des paramètres de la relation (3-30) sur les données expérimentales par la méthode des moindres carrés) et $\varepsilon_{\text{carottage}}$ (valeur de déformation mesurée pour les cylindres carottés à 28 jours) montre que ces valeurs sont très proches. De même, la valeur de t_{offset} est systématiquement très proche de 62 jours, durée correspondant à la période réelle de stockage de chaque bloc dans des conditions de conservation identiques aux cylindres de gonflement libre correspondants. Ceci semble donc indiquer que les réactions de gonflement se sont déroulées de manière similaire dans les blocs et dans les cylindres. Ainsi, cette démarche expérimentale permet de reconstituer une courbe d'expansion complète et donc de disposer de l'ensemble des paramètres décrivant le comportement expansif du matériau étudié une fois la réaction avérée. Ceci valide ainsi la démarche de re-calcul mise en œuvre par (Fasseu & Mahut 2003, Li et al. 2004, Baghdadi 2008).

8.3 Interprétations

Pour expliquer les différences d'amplitudes de déformation lorsque l'essai d'expansion résiduelle est réalisé en eau, l'hypothèse d'avancements de réactions différents entre les blocs et les éprouvettes au moment du carottage à 90 jours ne semble pas pertinente étant donné les résultats issus de la comparaison des cinétiques et des amplitudes de gonflement. Plusieurs éléments peuvent être avancés pour expliquer les amplitudes de gonflement supérieures des éprouvettes carottées à 90 jours et conservées en eau :

- Effets d'un relâchement de contraintes au carottage :

Un relâchement de contraintes au moment du carottage pourrait expliquer cette différence d'amplitude de gonflements : suite au carottage des cylindres, le matériau pourrait se trouver libéré d'une potentielle contrainte de confinement qui lui était appliquée au sein du bloc et ainsi développer des gonflements plus importants. Si cette explication semble plausible, elle n'est pas pour autant satisfaisante : en effet, dans cette éventualité, cette différence d'amplitude de déformation se retrouverait également pour les corps d'épreuve conservés à 100 % HR, ce qui n'est pas le cas.

- Effets d'une microfissuration de surface lors du carottage :

Le carottage des corps d'épreuve peut induire une microfissuration de surface du matériau et ainsi faciliter la précipitation d'ettringite (Fu et al. 1994-b) à un stade d'avancement de la réaction plus propice à la formation de cristaux (60 jours de latence sont écoulés). Néanmoins, la méthode de préparation des corps d'épreuve a été identique pour les éprouvettes conservées en eau et à 100 % HR. Un tel effet devrait donc se faire ressentir dans les deux cas ce qui n'est pas observé.

- Lixiviation des alcalins :

Lors de la phase de stockage des blocs et des cylindres carottés à 28 jours, les cinétiques de lixiviation des alcalins pour les corps d'épreuve immergés sont potentiellement différentes de par les dimensions des deux types d'éléments. Ainsi, la lixiviation est probablement moins avancée dans les blocs (du moins à cœur) que dans les

cylindres : la RSI serait alors retardée avant carottage pour les éprouvettes prélevées à 90 jours. On mesurerait ainsi la quasi-totalité du gonflement lors de l'essai d'expansion résiduelle. Ceci impliquerait également un biais dans la détermination de $\varepsilon_{\text{offset}}$ qui devrait être plus faible que $\varepsilon_{\text{carottage}}$ pour expliquer le comportement des cylindres d'expansion résiduelle.

Pour les corps d'épreuve conservés à 100 % HR, cette différence de lixiviation est probablement bien moindre, l'eau liquide étant présente en moins grande quantité dans ce cas. Ainsi, les différences de cinétique et d'amplitude d'expansion préalablement au carottage des cylindres d'expansion résiduelle sont certainement moindres.

Toutefois, il paraît difficile à l'heure actuelle d'expliquer ces différences d'amplitudes de gonflements constatées sur la base de ces seuls éléments. En l'absence d'essais complémentaires, il paraît difficile d'apporter des explications plus poussées à ces différences.

Le mode opératoire des essais d'expansion résiduelle de RSI défini par (*Pavoine & Divet 2009*) prévoit la réalisation d'essais en eau. A la lumière de nos résultats, il semble que la réalisation de telles investigations conduise à l'obtention de résultats conservatifs : le potentiel de gonflement résiduel estimé peut être très largement supérieur à celui développé par le matériau dans la réalité. Si en termes de sécurité ceci est plutôt positif, en termes de pertinence de l'essai, une telle surévaluation peut conduire à des écarts importants des résultats de modèles prédictifs par rapport à la réalité directement imputable à un biais de la donnée d'entrée que peut constituer l'essai d'expansion résiduelle. Par conséquent, la réalisation d'un essai d'expansion résiduelle dans une atmosphère à 100 % HR pourrait se révéler plus adaptée au re-calcul de structures, à l'instar de l'essai d'expansion résiduelle de RAG proposé par (*Fasseu 1997*). Une solution alternative consisterait à utiliser l'essai d'expansion résiduelle comme outil de diagnostic mais à considérer un essai d'expansion sur béton reconstitué (composition et traitement thermique) à 100 % HR pour le re-calcul fournissant une courbe d'expansion complète pouvant être utilisée comme donnée d'entrée dans des modèles tels que celui de (*Baghdadi 2008*).

9 Influence du mode de préparation des corps d'épreuve

9.1 Carottage et moulage

Dans le programme expérimental de cette recherche, certains suivis dimensionnels sont réalisés sur des corps d'épreuve moulés (éprouvettes de caractérisation mécanique testées à deux ans et éprouvettes de caractérisation de la lixiviation en phase de stockage) et d'autres sur des corps d'épreuve carottés (essais de gonflement libre). Cette section compare les résultats correspondant à des corps d'épreuve préparés par ces deux techniques et conservés dans des conditions hydriques identiques, lorsque l'analogie est possible.

La Figure 3-61 compare les évolutions dimensionnelles et massiques des éprouvettes moulées et carottées conservées en eau. On constate systématiquement des amplitudes et des cinétiques de gonflement moins importantes pour les corps d'épreuve moulés (cf. Tableau 3-21). Tous ces corps d'épreuve ont été fabriqués de manière simultanée. Ainsi, ils disposent a priori d'un même potentiel de réactivité d'un point de vue

chimique et thermique. Par ailleurs, leurs modes de conservation sont identiques. Ces différences de gonflement ne sont donc pas à rechercher à ce niveau.

Trois facteurs semblent pouvoir être responsables de ces différences. Premièrement, les méthodes de vibration du béton pour la préparation des corps d'épreuve ont été différentes : les éprouvettes moulées (pour essais de caractérisation mécanique) ont été mises en œuvre à l'aide d'une table vibrante (*AFNOR 1981-a*) tandis que les blocs de carottage des cylindres de gonflement libre ont été vibrés à l'aiguille suivant une technique similaire à (*AFNOR 1981-b*). Ces deux méthodes peuvent induire des différences de porosité. En particulier, une vibration à l'aiguille se révèle être moins maîtrisable qu'une vibration à la table (caractérisée par la mesure du temps d'application de la vibration) et a pu être appliquée sur une durée plus importante. A la lumière de l'étude bibliographique du Chapitre 1, il apparaît possible qu'une variation de la porosité ait conduit à ces différences de comportement expansif. En outre, la plus grande fluidité de la formule NR induit un risque de ségrégation plus important également responsable d'hétérogénéité du matériau.

Deuxièmement, le carottage peut être responsable d'une part d'une microfissuration de surface pouvant faciliter la pénétration d'eau dans le matériau ou bien encore fournir des sites potentiels de précipitation de l'ettringite (*Fu et al.1994*), même si dans ce cas, ces cristaux d'ettringite pourraient ne pas avoir d'effet expansifs (*Scherer 1999, Scherer 2004*).

Troisièmement, si les éprouvettes carottées présentent une répartition homogène des granulats en surface de par leur mode de préparation, ceci n'est pas le cas pour les éprouvettes moulées : il existe un effet de paroi lors du coulage des corps d'épreuve dans les moules induisant alors une moins forte concentration en gros granulats en surface qu'à cœur (*Sedran & de Larrard 1994*). Ceci peut avoir une influence notable, pour le cas de la RAG notamment (*Larive 1998*).

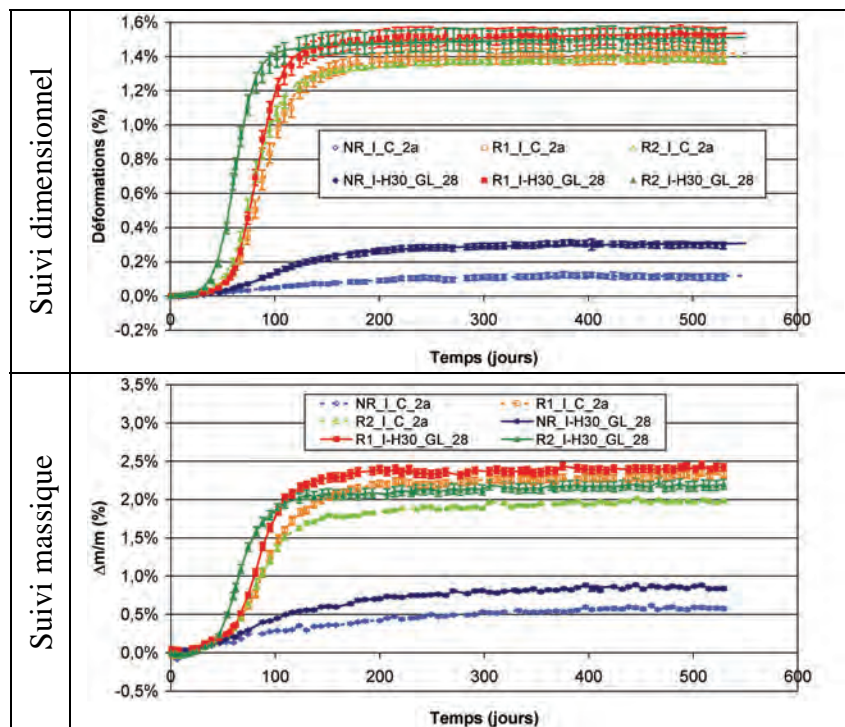


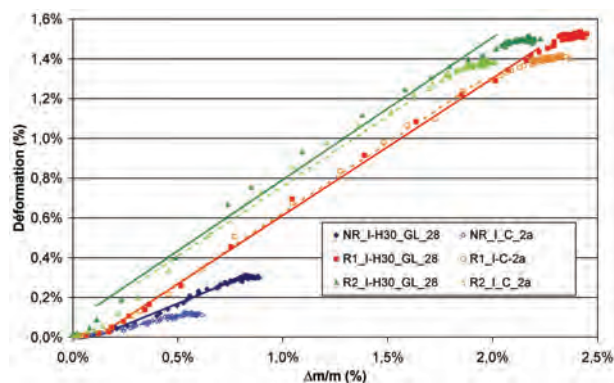
Figure 3-61 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes moulées et carottées – conservation en eau

Tableau 3-21 : calage des paramètres des modèles de gonflement libre pour les éprouvettes carottées et moulées

Formule	NR	NR*	R1	R1	R2	R2
Conservation	Immergé	Immergé	Immergé	Immergé	Immergé	Immergé
Préparation	Carotté	Moulé	Carotté	Moulé	Carotté	Moulé
ε_{∞}	0,34%	0,13%	1,58%	1,47%	1,55%	1,46%
τ_C (jours)	29	60	11	15	9	13
τ_L (jours)	92	58	83	88	62	79
ϕ (jours)	54	62	18	25	15	31
δ (jours)	84	106	120	144	120	143

* Les faibles cinétiques de déformation sur ces corps d'épreuve rendent difficile le calage des paramètres du modèle

La Figure 3-62 représente l'évolution des dimensions en fonction des variations de masse pour chaque mode de préparation. Pour les formules R1 et R2, on observe des comportements hydriques similaires (cf. pentes de régression, Tableau 3-22). En revanche, les pentes sont différentes pour les éprouvettes NR_I-H30_GL_28 et NR_I_C_2a, traduisant ainsi un comportement hydrique différent.

**Figure 3-62 : suivi des déformations en fonction des variations relatives de masse – éprouvettes immergées****Tableau 3-22 : régressions linéaires entre déformations et variations de masse – éprouvettes carottées et moulées – conservation en eau**

	Pente	Ordonnée à l'origine	Coefficient de corrélation
NR_I-H30_GL_28	0,4315	-0,046%	0,9947
NR_I_C_2a	0,2474	-0,015%	0,9808
R1_I-H30_GL_28	0,6895	-0,077%	0,9992
R1_I_C_2a	0,7067	-0,082%	0,9989
R2_I-H30_GL_28	0,7158	0,076%	0,9936
R2_I_C_2a	0,7055	0,055%	0,9952

La Figure 3-63 confronte les estimations de gonflement volumique obtenues à l'aide des déformations axiales et des prises de masse (cf. section 7.2). Pour les formules R1 et R2, ces investigations confirment un comportement hydrique équivalent : la part d'eau mobilisée par absorption capillaire apparaît tout à fait comparable tout comme le seuil de déformation au delà duquel l'hypothèse de prise de masse par remplissage des fissures est vérifiée. Ainsi, malgré des cinétiques et des amplitudes d'expansion différentes, il semble que les mécanismes d'expansion soient équivalents. La part de prise de masse par absorption capillaire étant comparable entre les différents mode de

préparation des corps d'épreuve, il nous semble moins probable qu'une microfissuration liée au carottage soit responsable de ces différences de comportement expansif : dans le cas contraire, la part d'eau imputable à l'absorption capillaire serait probablement plus importante pour les éprouvettes carottées.

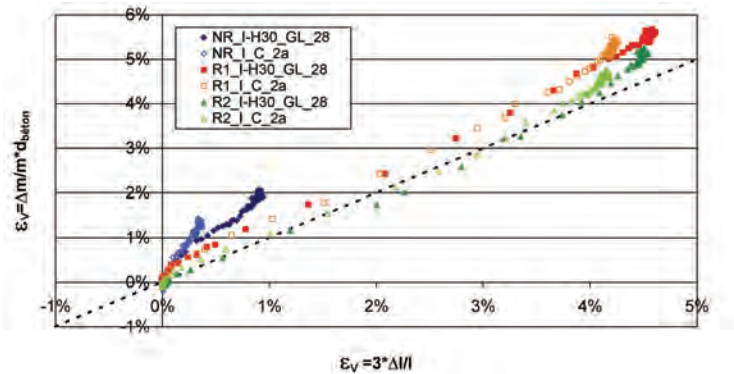


Figure 3-63 : confrontation des estimations de gonflement volumique à partir des gonflements axiaux et des prises de masse – éprouvettes moulées et carottées

Le cas du matériau NR est une fois de plus remarquable. En particulier, on observe un comportement hydrique différent pour les corps d'épreuve moulés et carottés. En se basant sur le raisonnement de (*Meland et al. 1997*), la pente plus importante observée dans le cas des éprouvettes moulées peut indiquer une plus grande contribution de la prise de masse par absorption capillaire. En l'absence d'investigations complémentaires, il apparaît délicat d'apporter une explication pertinente à ce phénomène.

Au total, les différentes techniques de fabrication des corps d'épreuve de gonflement libre conduisent à l'évaluation de cinétiques et d'amplitudes de gonflements différentes. Ceci induit un impact certain sur la validation des formules de bétons vis-à-vis du risque de RSI ainsi que sur les méthodes de diagnostic de la pathologie et de détermination des données d'entrée utiles aux méthodes de re-calcul. En particulier, si on considère que la principale cause de différence de gonflement entre ces corps d'épreuve provient d'une différence de porosité et/ou de microfissuration, il convient d'utiliser des corps d'épreuve dont les techniques de mises en œuvre sont les plus proches possibles du matériau *in situ* que l'on étudie. Par exemple, l'utilisation d'éprouvettes moulées vibrées selon des procédés normalisés semble pouvoir conduire à une sous-évaluation du potentiel de gonflement du matériau. L'utilisation de corps d'épreuve carottés sur des éléments mis en œuvre de manière similaire aux procédés de chantier pourrait conduire à des estimations plus réalistes. En tout état de cause, l'utilisation d'essais de gonflements sur des éprouvettes carottées semble conduire à des résultats plus sécuritaires.

Un des moyens pour estimer la pertinence de ces considérations serait d'appliquer une méthode de re-calcul en utilisant comme donnée d'entrée une courbe de gonflement déterminée à l'aide de cylindres moulés et une autre à l'aide de cylindres carottés. Les données issues de ce programme expérimental devraient permettre d'apporter des réponses à ces questions.

9.2 Répétabilité de fabrication

La Figure 3-64 compare les suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes I_C_2a et I_38_L pour les formules R1 et R2. Dans les deux cas, les corps d'épreuve sont

des cylindres moulés. Néanmoins, ils ont été fabriqués au cours de coulages différents (cf. Chapitre 2). Les corps d'épreuve R2 et R1_I_C_2a ont été fabriqués dans un même malaxeur. En revanche, les corps d'épreuve R1_I_38_L ont été fabriqués à l'aide d'un malaxeur de 30 litres.

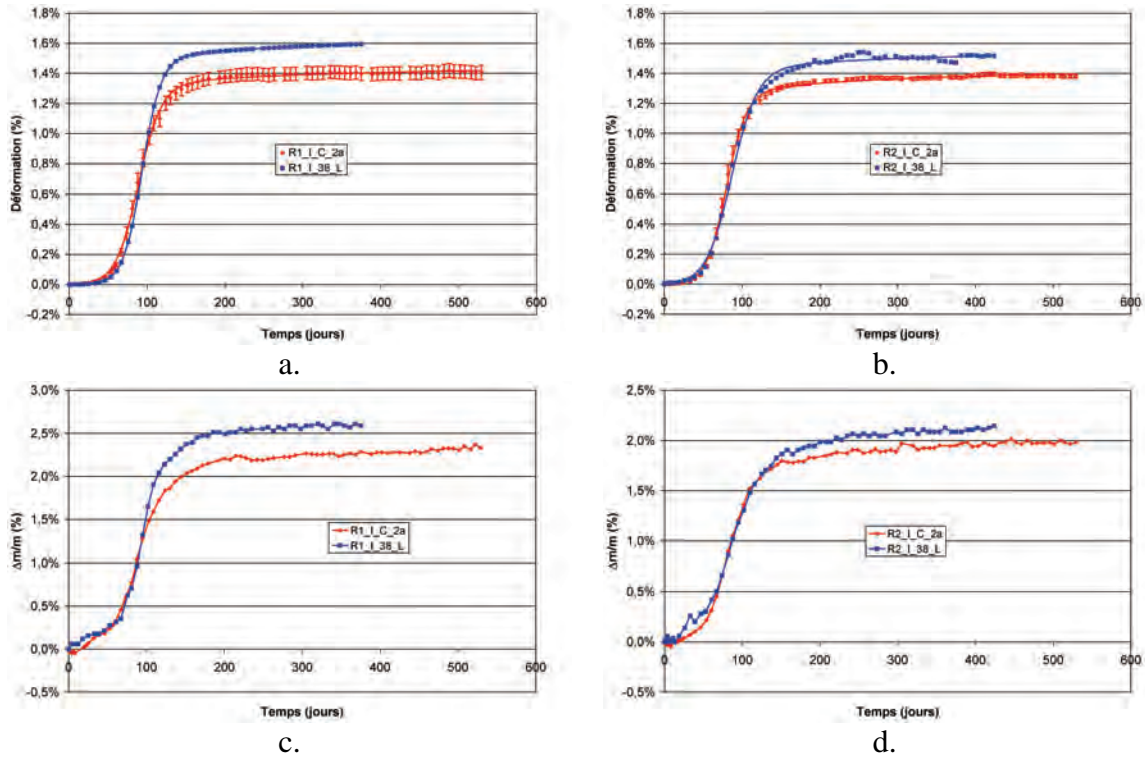


Figure 3-64 : comparaison des suivis dimensionnels et massique des éprouvettes moulées pour caractérisation mécanique et pour quantification de la lixiviation des alcalins – conservation en eau
 a. Suivi dimensionnel – formule R1
 b. Suivi dimensionnel – formule R2
 c. Suivi massique – formule R1
 d. Suivi massique – formule R2

Tableau 3-23 : calage des paramètres des modèles de gonflement libre pour les éprouvettes carottées et moulées

	R1_I_C_2a	R1_I_38_L	R2_I_C_2a	R2_I_38_L
ϵ_{∞}	1,47%	1,68%	1,46%	1,58%
τ_C (jours)	15	12	13	16
τ_L (jours)	88	93	79	86
ϕ (jours)	25	24	31	22
δ (jours)	144	118	143	120

Si les paramètres cinétiques restent relativement proches, on observe toutefois des différences d'amplitude significatives (cf. Tableau 3-23). Pour la formule R1, cette différence pourrait s'expliquer par un matériau aux propriétés différentes du fait de l'utilisation d'un malaxeur distinct pour les deux types de corps d'épreuve : les vitesses de malaxage sont en effet différentes ce qui conduit à un brassage différent. Les essais sur béton frais ont mis en évidence un affaissement moins important pour les éprouvettes R1_I_38_L mais des teneurs en air occlus similaires. Néanmoins, les corps d'épreuve R2 font état d'une différence d'amplitude non négligeable (de l'ordre de 0,1 %) bien qu'ils aient été gâchés dans des conditions similaires. Par ailleurs, la confrontation des gonflements volumiques obtenus à l'aide des déformations axiales et des prises de masse (cf. Figure 3-65) montre des comportements tout à fait similaires bien que les expansions

différent (cf. Tableau 3-24). Une différence de mode de préparation ne peut donc expliquer à elle seule ces différences d'expansion.

Il est possible que les variations de composition cimentaire inévitables (même dans un échantillon de ciment de volume relativement restreint tel que celui que nous avons utilisé) ait un impact. Ainsi, (Multon 2004) montre que l'analyse de 10 sacs de ciment conduit à évaluer une incertitude sur la teneur en alcalins d'une valeur de $0,92 \% \pm 0,05 \%$. Si cette valeur ne semble pas considérable dans l'absolu, elle peut représenter néanmoins une variation suffisante pour expliquer, au moins en partie, les variations de gonflements mesurés. Ainsi, une telle variabilité conduit à des teneurs en alcalins comprises entre 3,57 et 3,98 kg/m^3 dans le béton. Si de telles variations sont observées pour les alcalins, il est probable qu'il en soit de même pour d'autres composants tels que les aluminates ou les sulfates. Ceci peut donc influencer sur la quantité d'ettringite formée dans le matériau et donc potentiellement induire des différences de comportement expansif. Afin de s'assurer de la représentativité statistique de ces résultats, il conviendrait de réaliser une étude en multipliant les essais de répétabilité et en étudiant la dispersion des résultats dans ce contexte.

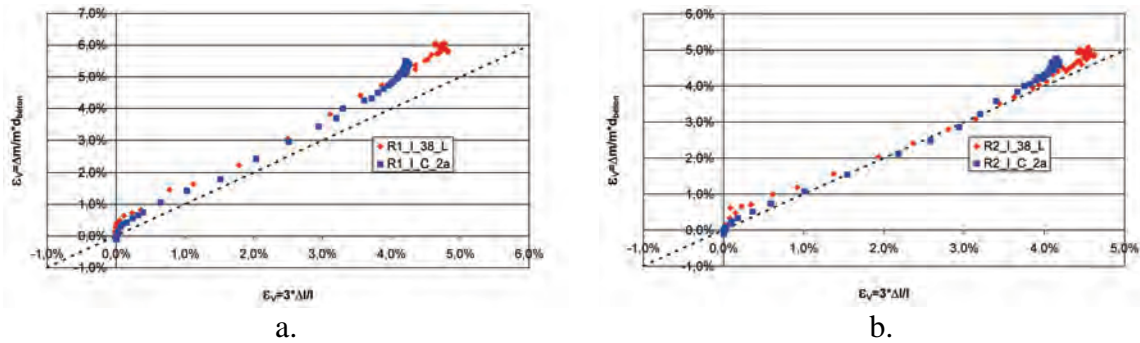


Figure 3-65 : confrontation des estimations de gonflement volumique à partir des gonflements axiaux et des prises de masse – répétabilité de fabrication (a. formule R1 ; b. formule R2)

Tableau 3-24 : paramètres de régression linéaire des courbes de gonflement volumique – répétabilité de fabrication

	R1_I_38_L	R1_I_C_2a	R2_I_38_L	R2_I_C_2a
Pente	1,122	1,103	0,955	1,042
Ordonnée à l'origine	0,394%	0,254%	0,278%	0,002%
Coefficient de corrélation	0,998	0,998	0,996	0,995

10 Effets d'une humidification ou d'un séchage tardifs

10.1 Cas de la réaction sulfatique interne

10.1.1 Effets d'un séchage tardif

10.1.1.1 Eprouvettes de gonflement libre

La Figure 3-66 représente les suivis dimensionnel et massique des éprouvettes initialement soumises à un apport d'eau puis séchées dans une atmosphère à 30 % HR. Le trait vertical pointillé correspond à l'instant du basculement des conditions de conservation. A la lumière de ces résultats, les déformations de RSI apparaissent fortement chimiquement irréversibles, à l'instar des conclusions de (Multon 2004) sur la RAG. On

observe logiquement un retrait de séchage accompagné d'une perte de masse rapide. Cette dernière semble se stabiliser autour d'une valeur de -3,5 % à comparer aux -4 % des éprouvettes séchées lors de la phase 1. Cette différence pourrait s'expliquer potentiellement par une mobilisation de l'eau pour la formation d'ettringite. L'étude bibliographique du Chapitre 1 a en effet montré que les molécules d'eau contenues dans les cristaux d'ettringite sont plus ou moins facilement « évacuables » en fonction de leur position dans la structure cristalline (Scrivener *et al.* 1999).

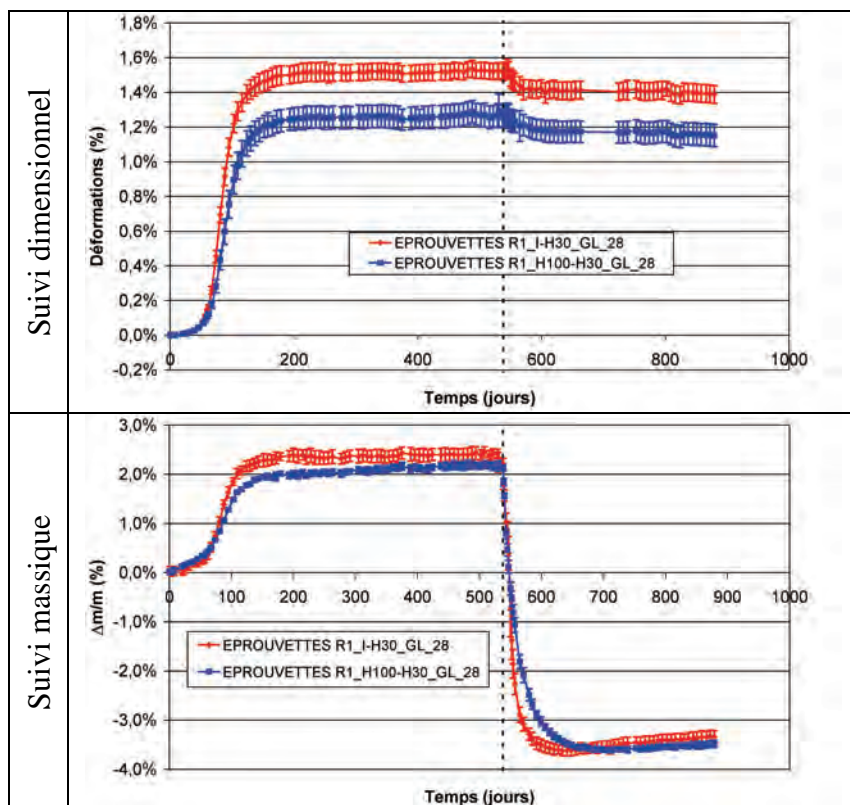


Figure 3-66 : suivis dimensionnels et massiques – éprouvettes R1 – séchage tardif à 30 % HR

La Figure 3-67 compare les déformations de retrait et les pertes de masse des éprouvettes R1_H30-I_GL_28 (i.e. les éprouvettes séchées après 28 jours de cure sous aluminium) et celles des éprouvettes R1_I-H30_GL_28 et R1_H100-H30_GL_28. Dans ce dernier cas, un recalage des mesures a été opéré en considérant comme référence la dernière valeur mesurée avant changement des conditions hydriques. Les pertes relatives de masse sont plus élevées. Ceci semble logique : outre les modifications de comportement hydrique induites par le développement de la RSI, les matériaux sont très probablement proches de la saturation au moment du changement de condition hydrique et disposent donc d'une réserve d'eau « à perdre » plus importante que pour les corps d'épreuve séchés lors de la première phase. De plus, la modification de la porosité du matériau à l'issue des expansions explique également ces écarts de perte de masse.

Pour les corps d'épreuve R1_I-H30_GL_28 et R1_H100-H30_GL_28, on observe que le retrait n'est pas immédiat lors du basculement des conditions de conservation : durant une dizaine de jours les dimensions des éprouvettes restent stables. Ceci peut s'expliquer potentiellement par une poursuite des gonflements à cœur en parallèle du retrait en surface : tant que le front de séchage n'a pas affecté une portion de matériau suffisamment importante, retrait et expansion se compensent. Par la suite, les déformations de retrait sont plus importantes dans le cas d'un séchage tardif. Elles sont de l'ordre de -0,1 % après environ 100 jours de séchage contre une valeur d'environ -0,03 % pour les

matériaux initialement séchés. Ces différences de retrait peuvent trouver deux explications : elles peuvent provenir soit d'une modification du comportement mécanique du matériau vis-à-vis de la dessiccation (évolution du coefficient de contraction hydrique), soit de la perte de masse plus importante subie par des corps d'épreuve initialement humidifiés.

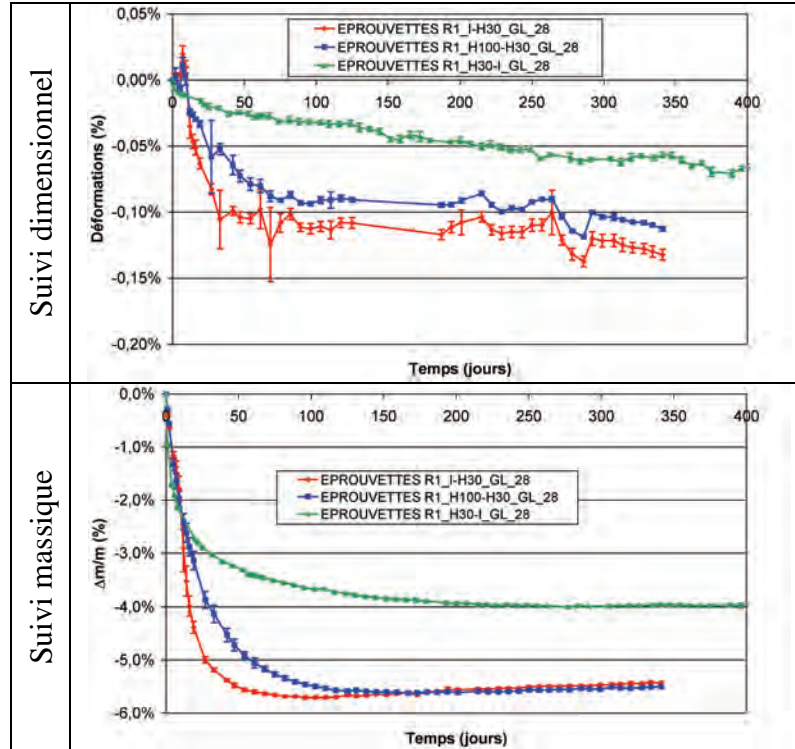


Figure 3-67 : comparaison des déformations de retrait et des pertes de masse après 28 jours de cure sous aluminium et lors du séchage tardif

La Figure 3-68 représente la relation existant entre la déformation de retrait et la perte de masse d'une couronne de béton de 2 cm d'épaisseur située en surface des corps d'épreuve (méthodologie de calcul présentée en section 3.2). Conformément aux observations issues de la Figure 3-67, on ne détecte pas dans ce cas une première partie linéaire de pente positive correspondant à une fissuration de surface liée à un retrait empêché (*Granger et al. 1997-b*). Il est possible que les dégradations imposées par le développement de RSI lors de la première phase des expérimentations autorisent dans ce cas un retrait libre en surface. La pente de la courbe semble dans ce cas proche de zéro.

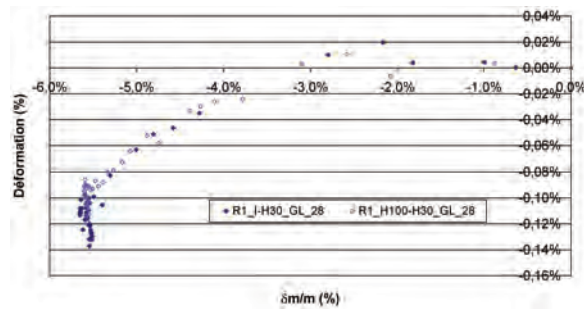


Figure 3-68 : déformation de retrait mesurée en fonction de la variation relative de masse d'une couronne de béton de 2 cm d'épaisseur – éprouvettes R1_I-H30_GL_28 et R1_H100-H30_GL_28 – recalage à l'instant du séchage tardif

Par la suite, on détecte une phase de comportement linéaire des déformations par rapport aux pertes de masse. Celle-ci semble correspondre au cas où les déformations de retrait sont pilotées par la perte de masse du cœur de l'éprouvette (*Granger et al. 1997-b*). Selon ces considérations, cette partie de la courbe est caractéristique du comportement du matériau vis-à-vis du retrait de séchage. Une comparaison de la pente de cette courbe à celle correspondant au cas d'un séchage initial du matériau doit donc permettre de conclure ou non à une modification du comportement du béton vis-à-vis de la dessiccation.

Afin de rendre comparables les résultats issus des différentes phases des expérimentations, les évolutions massiques ont été normées : à chaque instant, on confronte les déformations mesurées au ratio entre la perte de masse correspondante et la perte de masse asymptotique de la couronne de béton extérieure de 20 mm d'épaisseur. Cette opération est nécessaire, les pertes de masse asymptotiques étant fonction des états hydriques initiaux qui diffèrent selon la phase expérimentale considérée. Ainsi, la pente déterminée à l'aide de ces données correspond au taux de déformation subi par le matériau afin d'atteindre le niveau asymptotique de perte de masse.

La Figure 3-69 représente l'évolution des déformations de retrait en fonction des variations relatives de masse normées pour les corps d'épreuve de formule R1 séchés à 30 % HR. Le Tableau 3-25 synthétise les paramètres de régression linéaire pour ces cas de figure. Si les pentes correspondant aux corps d'épreuve R1_I-H30_GL_28 et R1_H100-H30_GL_28 sont comparables, on note une différence significative entre ces éprouvettes et les cylindres R1_H30-I_GL_28.

Ceci semble donc confirmer que les différences de déformation de retrait observées sont le fruit d'une modification du comportement mécanique du matériau vis-à-vis de la dessiccation. En particulier, la pente plus élevée dans le cas d'un séchage tardif indique que pour une perte de masse donnée, la déformation de retrait résultante est plus importante. Cette observation est cohérente avec une augmentation du volume des pores rendant le matériau « plus souple ».

Ainsi, le développement de la RSI semble avoir modifié le comportement mécanique du matériau vis-à-vis du retrait de dessiccation. Ceci est cohérent avec l'histoire du matériau : les gonflements importants observés lors de la phase 1 ont conduit au développement d'une fissuration conséquente responsable d'une évolution des caractéristiques mécaniques. Cette conclusion constitue une différence significative par rapport à l'étude de la RAG par (*Multon 2004*) qui n'a révélé aucune modification sensible du mécanisme de retrait de dessiccation suite au développement d'une RAG.

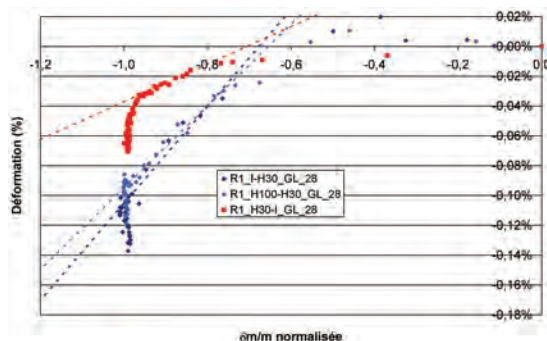


Figure 3-69 : déformation de retrait mesurée en fonction de la variation relative de masse normée d'une couronne de béton de 2 cm d'épaisseur – formule R1 – séchage à 30 % HR

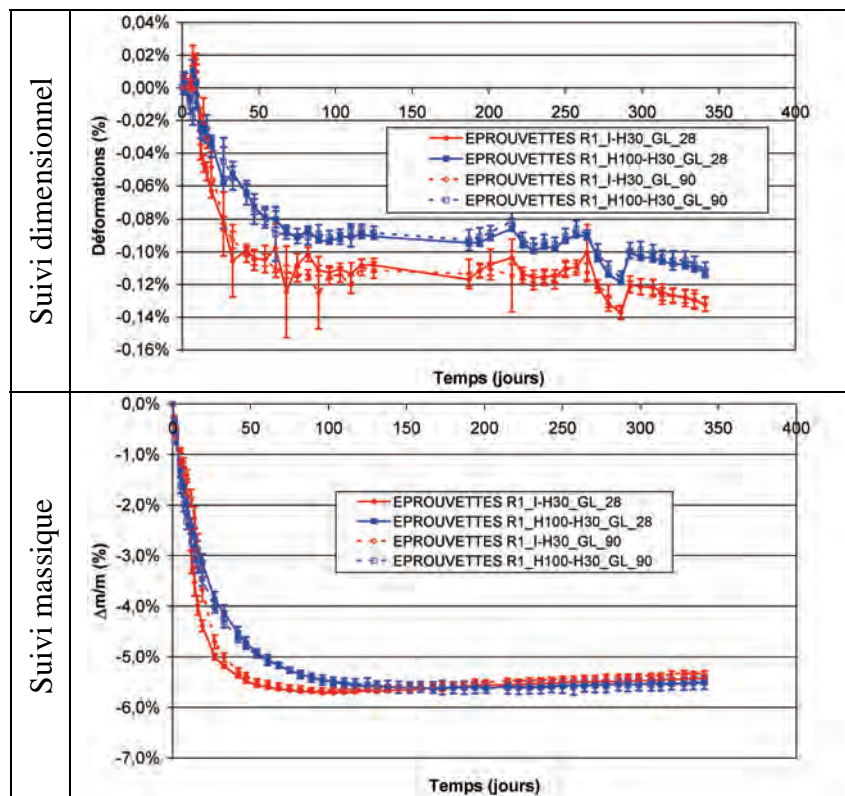
Tableau 3-25 : paramètres de régression linéaire de la relation déformation / variation relative de masse normée – formule R1 – séchage à 30 % HR

	R1_I-H30_GL_28	R1_H100-H30_GL_28	R1_H30-I_GL_28
Pente	0,0032	0,0027	0,0013
Ordonnée à l'origine	0,2192%	0,1481%	0,0892%
Corrélation	0,961	0,989	0,972

10.1.1.2 Influence de l'histoire du matériau : effets de l'échéance de carottage

Les corps d'épreuve mis en œuvre lors de la première phase des expérimentations pour la réalisation d'essais d'expansion résiduelle ont également été soumis à une modification des conditions d'exposition à l'humidité. Ce basculement a été opéré à la même échéance que pour les éprouvettes de gonflement libre (soit après 476 jours de suivi = 538 – 62 jours).

La Figure 3-70 confronte les suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes R1 carottées à 28 jours et 90 jours et soumises à un séchage tardif. Les comportements vis-à-vis du retrait se révèlent tout à fait comparables. Ceci est confirmé par l'existence de relations linéaires entre déformations et variations relatives de masse de la couronne extérieure de béton de pentes similaires (cf. Figure 3-71 et Tableau 3-26 – on notera que l'établissement de la régression linéaire pour les éprouvettes R1_I-H30_GL_90 s'est révélé délicat en raison du comportement particulier observé au début du retrait). Ainsi, l'échéance de carottage et les différences de comportement expansif correspondantes (cf. section 8) ne semblent pas avoir d'influence notable sur le comportement du matériau vis-à-vis du retrait de dessiccation lors d'un séchage tardif.


Figure 3-70 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques après recalage à l'instant de basculement des conditions d'exposition – formule R1 – carottage à 28 jours ou 90 jours

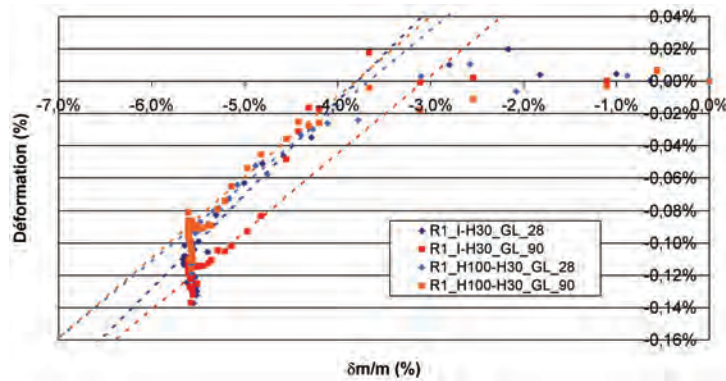


Figure 3-71 : déformation de retrait mesurée en fonction de la variation relative de masse normée d'une couronne de béton de 2 cm d'épaisseur – formule R1 – carottage à 28 jours et 90 jours

Tableau 3-26 : paramètres de régression linéaire de la relation déformation / variation relative de masse– formule R1 – carottage à 28 jours ou 90 jours

	R1_I-H30_GL_28	R1_I-H30_GL_90	R1_H100-H30_GL_28	R1_H100-H30_GL_90
Pente	0,0576	0,0483	0,0477	0,0498
Ordonnée à l'origine	0,2181%	0,1481%	0,1748%	0,1896%
R ²	0,901	0,978	0,965	0,952

10.1.1.3 Conclusions

Le développement de la RSI préalablement à un séchage du matériau conduit donc à des déformations chimiquement irréversibles d'une part et à une modification du comportement hydrique d'autre part (augmentation du coefficient de contraction hydrique et du volume d'eau dans le matériau à la saturation). Cette caractéristique induit (probablement) une complexité supplémentaire pour la mise en œuvre des méthodes de recalcul : ces dernières utilisent essentiellement pour données d'entrée les caractéristiques de gonflement, l'évolution temporelle du champ de teneur en eau et l'évolution thermique du matériau (e.g. [Li et al. 2004] ou [Baghdadi 2008]). Dans le cas d'une altération mécanique ne modifiant pas les propriétés de transfert (comme l'a montré [Multon 2004] pour la RAG), le calcul hydrique de la structure peut être effectué de manière découplée par rapport au calcul mécanique. En revanche, la RSI modifiant les propriétés de transfert hydrique, il est probable qu'un couplage entre le calcul mécanique et le calcul de diffusion hydrique se révèle nécessaire. Ceci est d'autant plus vrai que cette réaction présente un fort couplage avec l'humidité : le développement des expansions est ainsi fortement tributaire de la cartographie hydrique des structures.

10.1.2 Effets d'une humidification tardive

10.1.2.1 Eprouvettes de gonflement libre

La Figure 3-72 représente les évolutions dimensionnelle et massique des éprouvettes de gonflement libre soumises à une humidification tardive par immersion. Le trait vertical pointillé correspond à l'instant du basculement des conditions de conservation. La Figure 3-73 et la Figure 3-74 représentent les suivis dimensionnels des corps d'épreuve après recalage à l'instant de basculement des conditions de conservation.

Le Tableau 3-27 synthétise les paramètres de modélisation des gonflements libres correspondants.

Pour les éprouvettes initialement scellées, on observe un démarrage quasi-instantané des gonflements (0,1 % en moins de 30 jours de remouillage) qui atteignent environ 1,4 % en 140 jours. Le suivi massique révèle une restitution quasi-instantanée de la masse initiale des corps d'épreuve. Ceci tend à confirmer les résultats de la section 3.3 concluant à un séchage superficiel uniquement de ces corps d'épreuve. Le calage des paramètres de gonflement libre montre que, si les amplitudes et les temps caractéristiques des réactions sont comparables, on note une diminution substantielle du temps de latence par rapport aux corps d'épreuve conservés en eau lors de la première phase des essais (cf. Tableau 3-27). Ceci appuie les conclusions de la section 3.4 qui laissent penser que l'absence de gonflements sans apports d'eau lors de la première phase peut être le fruit d'un effet de cinétique et non d'une impossibilité de développer des expansions : en effet, cette diminution du temps de latence implique qu'une partie de la réaction a été « consommée » lors de la première phase du programme expérimental. Par la suite, lors d'une humidification, les expansions se déclarent beaucoup plus rapidement.

Pour les éprouvettes initialement séchées à 30 % HR, on observe un démarrage des gonflements plus tardif que pour les éprouvettes initialement scellées ou même que pour les éprouvettes initialement humidifiées (cf. Figure 3-73). Ceci peut trouver son origine dans le séchage sévère imposé au matériau lors de la première phase des essais de gonflement libre : les considérations théoriques de la section 3.2 montrent que le séchage atteint rapidement le cœur des éprouvettes. Ceci semble confirmé par le suivi massique : les variations relatives de masse passent quasi-instantanément de -4% à -2% lors du remouillage puis augmentent lentement sans pour autant atteindre le niveau de masse initial. Ce dernier n'est d'ailleurs franchi qu'à la faveur du développement des gonflements favorisant l'entrée d'eau par l'ouverture du réseau poreux (*Petrov & Tagnit-Hamou 2004*). Le manque d'eau dans le matériau pourrait ainsi retarder le développement des gonflements. Initialement, lors du remouillage, on n'observe que peu de gonflement hydrique venant contrebalancer le retrait de séchage (cf. Figure 3-73). Par la suite, durant environ 80 jours, peu de phénomènes sont observés à l'échelle macroscopique. Les gonflements se développent ensuite rapidement, suivant une cinétique qui semble proche de celle des éprouvettes initialement scellées (voire même un peu plus rapide ce qui pourrait s'expliquer par le développement d'une microfissuration de séchage). On notera dans ce cas de figure une dispersion assez importante des résultats bien que les mêmes précautions expérimentales que pour les autres essais aient été prises. Après 300 jours de suivi, on mesure des gonflements de l'ordre de 1,38 % en cours de stabilisation (déformation asymptotique de 1,54 %). Ainsi, l'application d'un séchage sévère à un matériau susceptible ne conduit pas à la suppression de son potentiel d'expansion.

Tableau 3-27 : calage des paramètres du modèle de gonflement libre – formule R1 – éprouvettes immergées

	R1_I-H30_GL_28	R1_S-I_GL_28	R1_H30-I_GL_28
ε_{∞}	1,58%	1,49%	1,54%
τ_C (jours)	11	12	9
τ_L (jours)	83	54	119
ϕ (jours)	18	14	40
δ (jours)	120	119	111

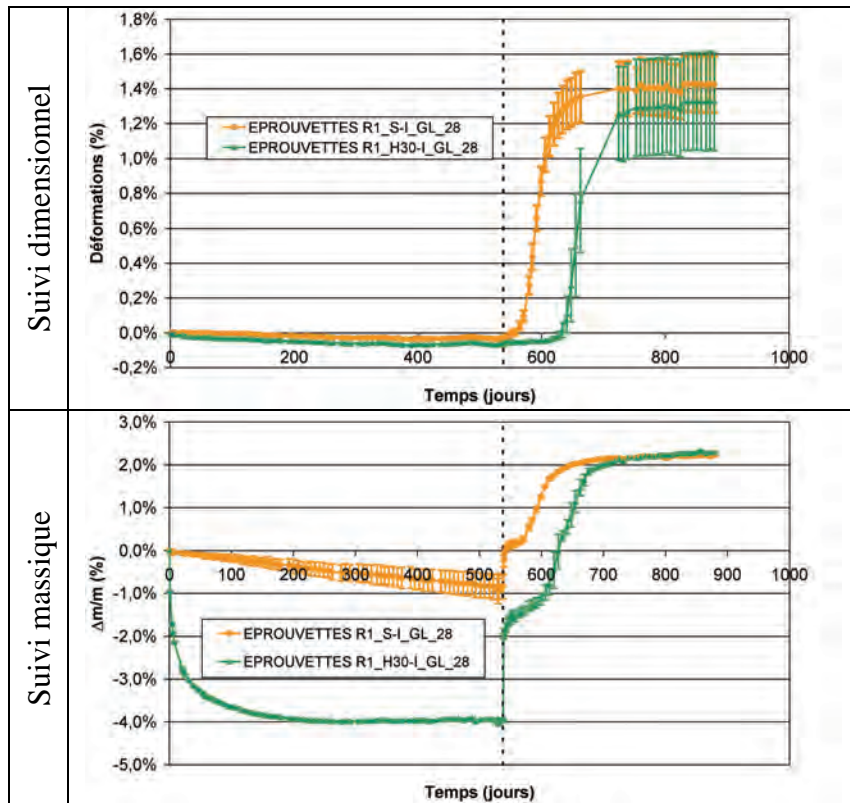


Figure 3-72 : suivis dimensionnels et massiques – éprouvettes R1 – humidification tardive (immersion)

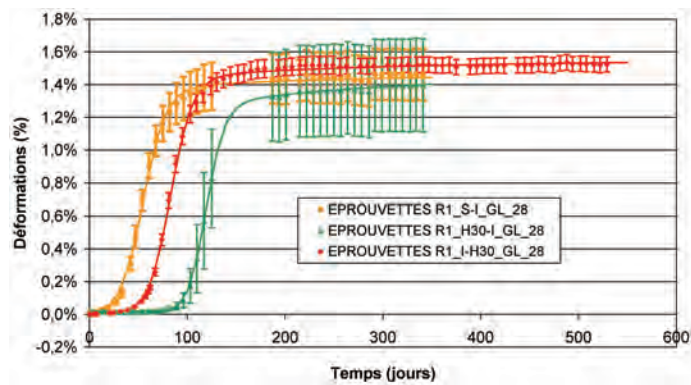


Figure 3-73 : comparaison des gonflements pour différentes histoires hydriques – formule R1 – I-H30 : suivi dimensionnel initial ; S-I et H30-I : suivi dimensionnel recalé

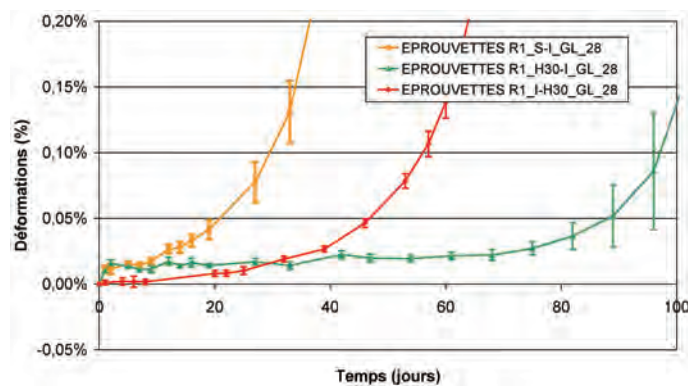


Figure 3-74 : comparaison des gonflements pour différentes histoires hydriques – formule R1 (zoom)

Par ailleurs, on assiste à une fissuration importante des corps d'épreuve en surface dans le cas de l'humidification des corps d'épreuve séchés initialement. Cette fissuration

est très nettement moins marquée dans le cas des éprouvettes initialement protégées de la dessiccation. Cette différence peut s'expliquer par le développement de gonflements empêchés en surface pour les éprouvettes H30-I : la peau du corps d'épreuve se met à gonfler plus tôt que le cœur dont le degré de saturation remonte plus lentement. Par conséquent, les expansions empêchées induisent une fissuration. L'absence de tels gradients de degré de saturation dans le cas des éprouvettes S-I assure un gonflement plus homogène et limite donc la fissuration.

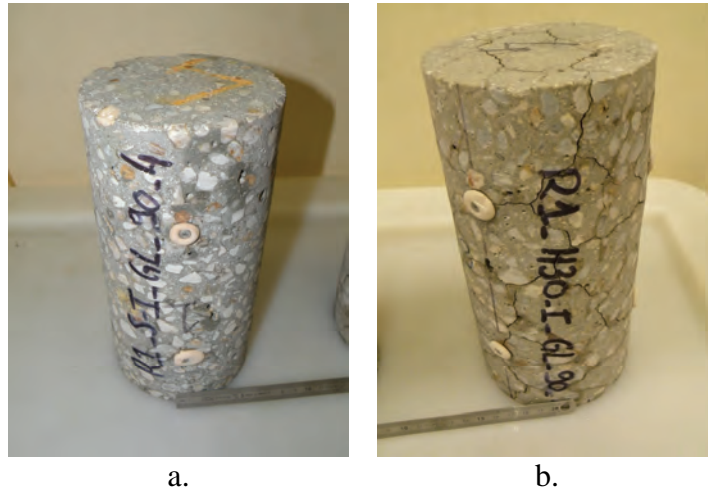


Figure 3-75 : faciès de fissuration des éprouvettes R1 soumises à une humidification tardive (a. R1_S-I_GL_90_4 ; b. R1_H30-I_GL_90_4)

La Figure 3-76 confronte les estimations de gonflement volumique obtenues à partir des mesures dimensionnelles et des suivis massiques suivant la démarche décrite en section 7.2. Pour les éprouvettes soumises à une humidification tardive, on retrouve les effets de la perte de masse de la première phase expérimentale conduisant à une estimation de gonflement volumique négatif. Il est évident que l'hypothèse formulée dans la section 7.2 instaurant l'estimation du gonflement volumique sur la base de la prise de masse ne s'applique pas dans ce cas : aucune expansion ne se produit durant la première phase des essais et les échanges hydriques sont donc uniquement le fruit de phénomènes de dessiccation. Néanmoins, il a été décidé de réaliser notre analyse sur la durée totale des expérimentations (et non uniquement sur la phase d'humidification tardive). Ceci permet notamment d'observer si la première phase des essais conduit à des effets d'hystérésis ou si au contraire l'histoire hydrique du matériau n'a pas d'effets sur le comportement expansif.

D'une manière générale, on observe que les matériaux ont un comportement similaire durant la phase d'expansion intense, quelle que soit leur histoire hydrique antérieure à l'humidification : les deux estimations du gonflement volumique sont liées par une relation linéaire durant la phase de gonflement intense du matériau (cf. Tableau 3-28). Les corps d'épreuve R1_S-I_GL_28 et R1_I-H30_GL_28 présentent un comportement hydrique tout à fait comparable : en particulier, la part d'eau mobilisée par absorption capillaire apparaît similaire (distance de la courbe expérimentale à la bissectrice comparable dans les deux cas). En revanche, dans le cas des éprouvettes R1_H30-I_GL_28, la prise de masse initiale semble plus conséquente (distance à la bissectrice plus importante, i.e. la courbe réelle s'éloigne de la solution idéale ne considérant une prise de masse que par remplissage des fissures nouvellement formées). Ceci semble logique dans la mesure où le stockage à 30 % HR durant la première partie des essais a très certainement conduit à une microfissuration créant d'autant plus de sites d'absorption d'eau et/ou de précipitation d'ettringite.

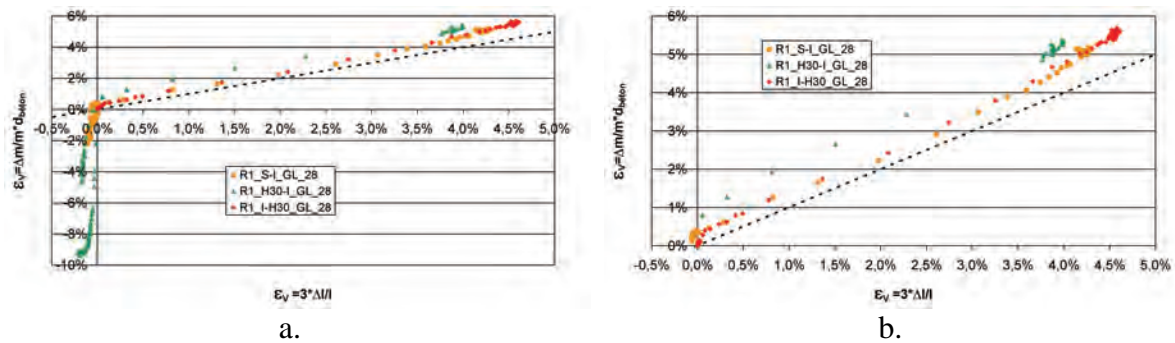


Figure 3-76 : confrontation des estimations de gonflement volumique à partir des gonflements axiaux et des prises de masse – éprouvettes immergées (a. vue générale ; b. zoom)

Tableau 3-28 : paramètres de régression linéaire des courbes de gonflement volumique – formule R1 – cas d'une humidification tardive

	R1_I-H30_GL_28	R1_S-I_GL_28	R1_H30-I_GL_28
Pente	1,144	1,081	1,011
Ordonnée à l'origine	0,1953%	0,2408%	1,1101%
Coefficient de corrélation	0,999	0,998	0,999

10.1.2.2 Couplage entre gonflements et degré de saturation

Dans le cadre de ces travaux, la réalisation de mesures d'humidité relative fiable s'est révélée délicate, plus particulièrement pour de hautes humidités pour lesquelles la précision des capteurs est souvent plus difficile à garantir. *In situ*, la réalisation de mesures d'humidité nécessite de nombreuses précautions (Andrade et al. 1999, Grasley et al. 2006, Wood 2010) et est fortement dépendante des variations de température dont on peut s'affranchir en laboratoire. Par ailleurs, les modèles disponibles dans la littérature (pour la RSI ou pour la RAG) sont souvent basés sur des lois de couplage entre expansion et degré de saturation du matériau (Poyet 2003, Grimal 2007, Baghdadi 2008). Ainsi, il apparaît intéressant de confronter nos données de gonflement libre dans différentes conditions hydriques aux degrés de saturation correspondant.

La relation (3-25) donne la définition générale du degré de saturation d'un matériau poreux. La difficulté pour l'estimation du degré de saturation dans nos conditions expérimentales réside dans le fait qu'on ne peut mesurer à chaque échéance la masse saturée et la masse sèche des éprouvettes : on dispose uniquement de la pesée de chaque corps d'épreuve.

Pour un matériau ne développant pas d'expansion, on a :

$$\begin{cases} M(t) = M_{sèche} + S_r(t) \cdot p \cdot V \cdot \rho_{eau} \\ p = \text{porosité initiale du matériau} \\ V = \text{volume initial du matériau} \\ \rho_{eau} = \text{masse volumique de l'eau} \end{cases} \quad (3-31)$$

V peut être calculé à partir de la masse du matériau en début d'essai et de la masse volumique initiale. $M_{sèche}$ peut être déduite de la masse initiale du matériau à laquelle on soustrait la masse d'eau dans le matériau accessible grâce au degré de saturation initial et à la porosité accessible à l'eau, toutes deux mesurées pour le béton R1 et respectivement

égales à 0,89 et 14,86 %. Le degré de saturation peut donc être calculé à chaque instant en appliquant la relation :

$$S_r(t) = \frac{M(t) - M_{\text{sèche}}}{p \cdot V \cdot \rho_{\text{eau}}} \quad (3-32)$$

Cette expression ne peut être appliquée au cas d'éprouvettes développant des expansions. En effet, nous avons démontré que dans ce cas, les gonflements conduisent à une modification du comportement hydrique aboutissant à des prises de masses asymptotiques supérieures à celles développées par un matériau sain équivalent. Le degré de saturation ainsi calculé est donc supérieur à 1 ce qui est impossible.

L'analyse des données expérimentales a montré que la prise de masse est principalement le résultat du remplissage par de l'eau des vides créés par l'expansion (cf. section 7.2). Ainsi, cette intrusion d'eau ne contribue pas directement à la saturation du matériau considéré sain en début d'essai. Dans le cas de gonflements, on peut donc écrire, en supposant que les gonflements sont isotropes :

$$M(t) = M_{\text{sèche}} + S_r(t) \cdot p \cdot V \cdot \rho_{\text{eau}} + 3 \cdot \varepsilon \cdot V \cdot \rho_{\text{eau}} \quad (3-33)$$

De cette manière, on peut accéder au degré de saturation du matériau :

$$S_r(t) = \frac{M(t) - M_{\text{sèche}} - 3 \cdot \varepsilon \cdot V \cdot \rho_{\text{eau}}}{p \cdot V \cdot \rho_{\text{eau}}} \quad (3-34)$$

Le cas des éprouvettes humidifiées tardivement fait l'objet d'un traitement particulier : dans un premier temps, le calcul du degré de saturation est effectué à l'aide de la relation (3-32). On obtient ainsi une évaluation du degré de saturation à l'issue de la première phase des essais. A l'instant de remouillage, le corps d'épreuve est susceptible de développer des expansions. Par conséquent, il convient de considérer la part de prise de masse issue du remplissage des fissures nouvellement créées et ne contribuant pas directement à la saturation du matériau considéré en début d'essai. On a alors la relation :

$$\begin{cases} S_r(t) = \frac{M(t) - M_{\text{sèche}} - 3 \cdot \varepsilon_{\text{recalé}} \cdot V \cdot \rho_{\text{eau}}}{p \cdot V \cdot \rho_{\text{eau}}} \\ \varepsilon_{\text{recalé}} = \varepsilon(t) - \varepsilon(t = \text{remouillage}) \end{cases} \quad (3-35)$$

La Figure 3-77.a illustre les évolutions dimensionnelles des éprouvettes R1 en fonction du degré de saturation moyen des éprouvettes (en effet, un gradient de degré de saturation plus ou moins important se développe dans les corps d'épreuve durant leur exposition – ce calcul de degré de saturation est basé sur la pesée des éprouvettes et moyenne donc le S_r du matériau). On note que le degré de saturation final des éprouvettes n'est pas égal à 1, indiquant que le matériau ne serait pas saturé en fin d'essai. Etant donné les durées d'exposition des corps d'épreuve, ceci semble peu probable. Nous avons attribué cet écart à un biais dans la détermination initiale du degré de saturation (même si des biais dans la détermination des autres caractéristiques utilisées dans ce calcul peuvent également induire une erreur, au même titre que l'hypothèse de remplissage instantané par l'eau des vides nouvellement créés par l'expansion). Ainsi, nous avons réalisé un recalage du degré

de saturation initial afin d'estimer une saturation totale du matériau en fin d'essai. Les résultats de ce recalage sont donnés par la Figure 3-77.b et le Tableau 3-29.

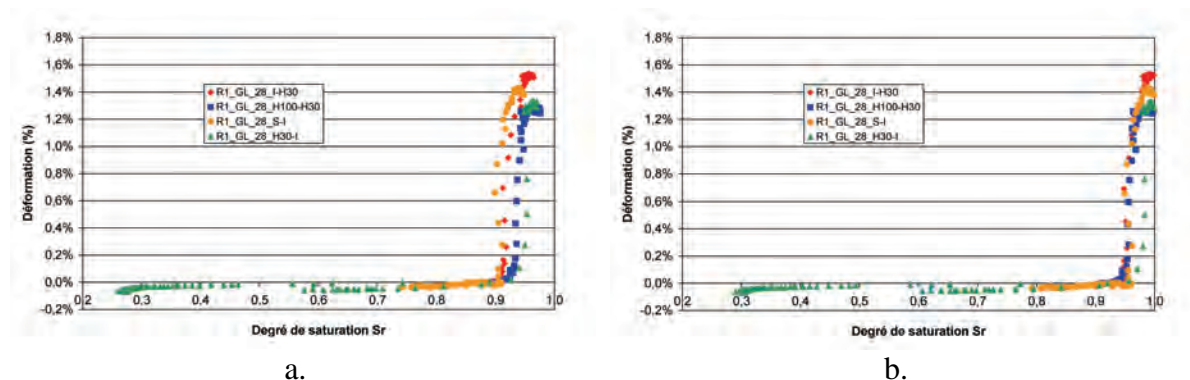


Figure 3-77 : couplage entre gonflement et degré de saturation – formule R1 (a. avant recalage du degré de saturation initial ; b. après recalage)

Tableau 3-29 : estimation des degrés de saturation initiaux des éprouvettes R1

	R1_I-H30_GL_28	R1_H100-H30_GL_28	R1_S-I_GL_28	R1_H30-I_GL_28
Sr_0	0,925	0,93	0,94	0,92

A la lumière de ces données, il semble qu'en dessous d'un seuil de degré de saturation de l'ordre de 0,95, aucune expansion n'est mesurée. Ce seuil apparaît très nettement plus élevé que le seuil de déclenchement de la RAG estimé par (Poyet 2003). Ceci est toutefois en accord avec les données disponibles dans la littérature indiquant des seuils de HR plus élevés pour la RSI que pour la RAG (Graf 2007, Rust 2009).

10.1.2.3 Influence de l'histoire du matériau : effets de l'échéance de carottage

La Figure 3-78 confronte les suivis dimensionnels des corps d'épreuve carottés à 28 jours (gonflement libre) et à 90 jours (expansion résiduelle) soumis à une humidification tardive. Les données équivalentes pour un séchage tardif ont montré des comportements similaires vis-à-vis du retrait de dessiccation. Les résultats de la présente section montrent que cette conclusion n'est pas valable dans le cas d'une humidification tardive induisant une expansion. Les calages de paramètres de modélisation des gonflements libres donnés dans le Tableau 3-30 montrent que les temps caractéristiques et les amplitudes d'expansion sont similaires dans tous les cas. En revanche, on note une diminution significative du temps de latence pour les corps d'épreuve carottés à 90 jours par rapport à ceux l'ayant été à 28 jours.

A condition de conservation donnée, l'échéance de carottage constitue a priori la seule différence entre ces corps d'épreuve. En effet, les blocs de carottage des cylindres ont été fabriqués lors du même coulage, avec la même gâchée et ont été vibrés de façon identique. Le (ou les) élément(s) susceptible(s) de générer ces différences de comportement expansif est (sont) donc plus probablement à rechercher durant la phase de stockage du bloc destinés aux carottages à une échéance de 90 jours. Durant cette période, blocs et cylindres de gonflement libre sont soumis aux mêmes conditions d'exposition extérieure. Les blocs présentent un rapport surface d'échange/volume inférieur à celui des cylindres (respectivement $23,17 \text{ m}^{-1}$ et $36,36 \text{ m}^{-1}$). Par conséquent, il est possible que les matériaux constitutifs des blocs soient maintenus à un niveau d'humidité plus élevé à cœur

durant les 62 jours d'exposition précédant le carottage des cylindres d'expansion résiduelle. A une échéance de 60 jours, les éprouvettes R1_I-H30_GL_28 et R1_H100-H30_GL_28 ont développé des expansions de l'ordre de 0,1 %. Si un tel niveau de gonflement n'a certainement pas été atteint dans les blocs (leur degré de saturation étant certainement inférieur à celui des corps d'épreuve conservés en eau et à 100 % HR), il reste possible qu'un début d'expansion soit responsable d'une microfissuration au cœur des blocs par opposition aux éprouvettes de gonflement libre carottées avant que ce phénomène ne se produise. Cette dernière pourrait alors induire une accélération des phénomènes de gonflement comme l'ont montré (Yang *et al.* 1996) ou (Petrov & Tagnit-Hamou 2004) par exemple.

Si cette explication paraît plausible, elle dépend néanmoins fortement du degré d'expansion qui a pu être développé préalablement au carottage des cylindres d'expansion résiduelle. L'absence de gonflements lors de la première phase des essais pour les corps d'épreuve conservés sous scellement hydrique et à 30 % HR laisse présager qu'un tel phénomène pourrait avoir une influence marginale. Il apparaît donc probable que d'autres mécanismes entrent en jeu pour expliquer ces différences de comportement expansif. Toutefois, en l'absence d'investigations complémentaires, il apparaît délicat d'avancer d'autres explications pertinentes sur ce point. Afin d'étudier ce phénomène, une caractérisation précise de la porosité, de la saturation et de la microporosité au moment du carottage à 28 jours et à 90 jours pourraient apporter des éléments de réflexion intéressants. Compte tenu du plan de charge expérimental déjà pris en charge, ces investigations n'ont pu être menées dans le délai de rédaction de cette thèse. Néanmoins, ces essais pourront être réalisés avant la finalisation de ce programme.

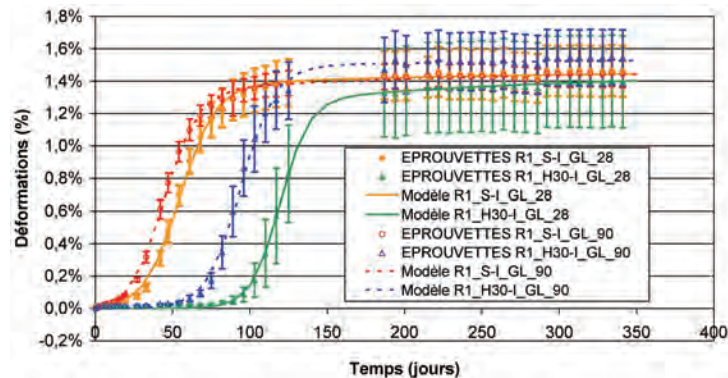


Figure 3-78 : comparaison des suivis dimensionnels des éprouvettes soumises à une humidification tardive – formule R1 – carottage à 28 jours et 90 jours

Tableau 3-30 : calage des paramètres de la loi de gonflement libre pour les suivis dimensionnels recalés à 538 jours en fonction de l'échéance de carottage – formule R1 – éprouvettes immergées tardivement

Formule	R1	R1	R1	R1
Conservation	S-I	S-I	H30-I	H30-I
Échéance de carottage	28	90	28	90
ϵ_{∞}	1,49%	1,51%	1,54%	1,56%
τ_C (jours)	12	11	9	11
τ_L (jours)	54	44	119	94
ϕ (jours)	14	20	40	10
δ (jours)	119	120	111	119

10.2 Influence de la réactivité du matériau

10.2.1 Effets d'un séchage tardif

La Figure 3-79 synthétise les suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes soumises à un séchage après 538 jours de conservation en eau ou à 100 % HR respectivement et pour une échéance de carottage de 28 jours. Dans tous les cas, on mesure un retrait de dessiccation bien inférieur aux gonflements développés lors de la première phase des expérimentations.

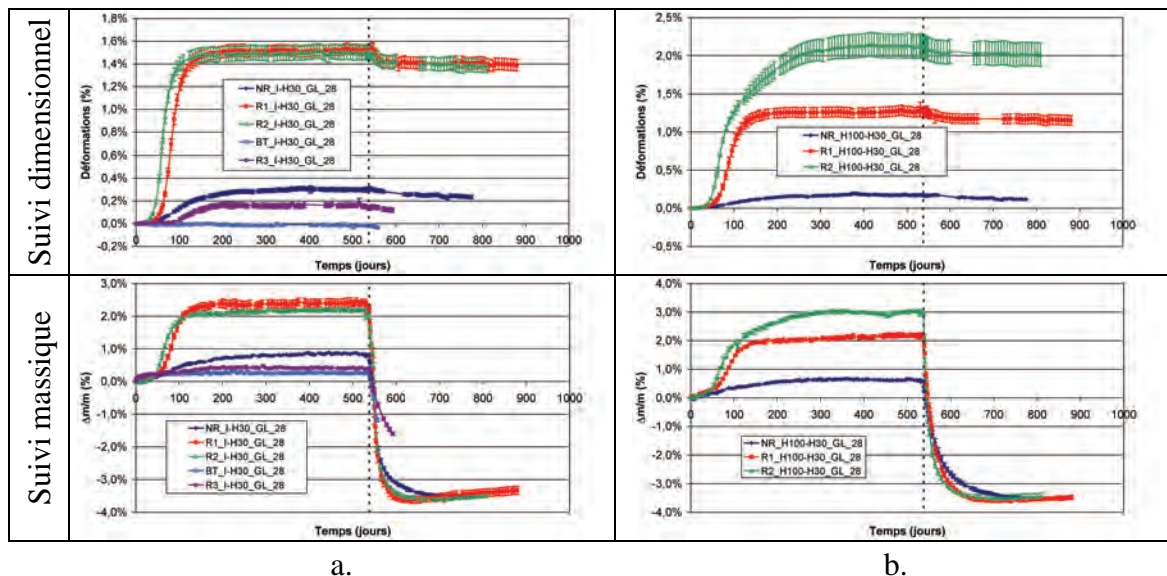


Figure 3-79 : suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes de gonflement libre conservées initialement en eau (a.) ou à 100 % HR (b.) et soumises à un séchage tardif à 30 % HR

La Figure 3-80 et la Figure 3-81 confrontent les suivis dimensionnels et massiques recalés à l'instant de basculement des conditions de conservation hydriques pour les cylindres carottés à 28 jours et soumis à un séchage tardifs à ceux d'éprouvettes exposées à une atmosphère de 30 % HR lors de la première phase des essais. Pour une formule de béton donnée, ces résultats montrent un comportement similaire vis-à-vis de la dessiccation, que les corps d'épreuve aient été initialement conservés en eau ou à 100 % HR. Par ailleurs, les éprouvettes R1 et R2 présentent des déformations comparables et ce malgré des expansions parfois très différentes lors de la première phase des essais (amplitude de gonflement notamment beaucoup plus importante dans le cas de R2_H100-H30_GL_28). Conformément aux conclusions de la section 10.1.1.1, le retrait de ces matériaux est plus important après le développement d'expansions, en comparaison à un séchage « précoce ». Le retrait des corps d'épreuve NR apparaît quant à lui moins important et similaire à celui mesuré pour les trois bétons lors de la première phase. Les comportements vis-à-vis de la dessiccation des corps d'épreuve carottés à 90 jours sont similaires et ne sont pas représentés ici. On trouvera en Annexe 5 une représentation exhaustive de l'ensemble des données.

A l'instar du raisonnement que nous avons tenu en section 10.1.1.1, la différence de contraction hydrique constatée pour R2 après développement des expansions peut provenir soit d'une modification du comportement mécanique du béton vis-à-vis de la dessiccation, soit d'une différence de saturation initiale du matériau.

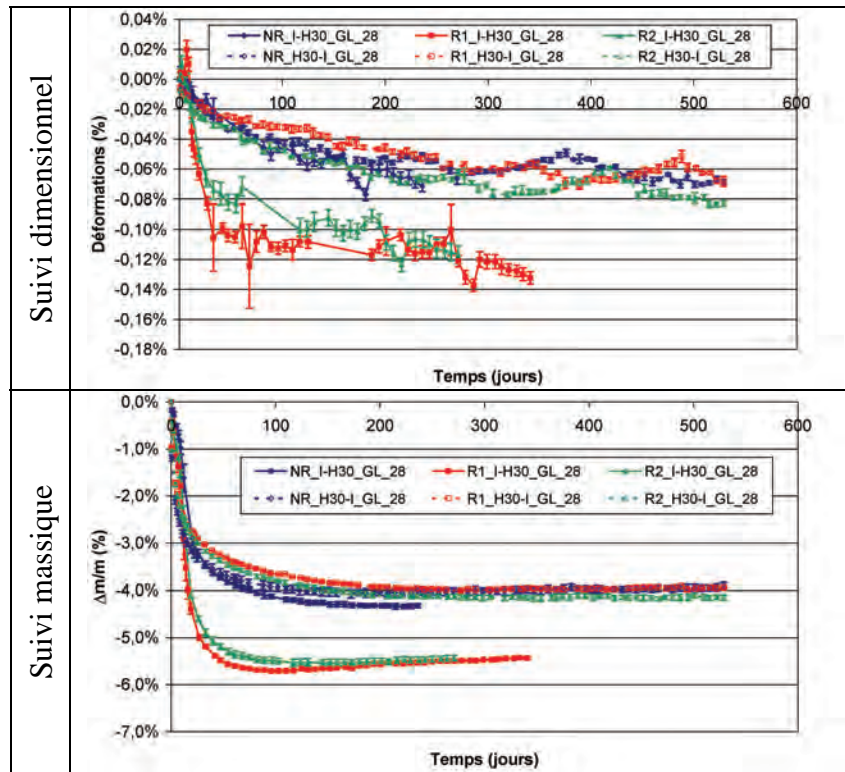


Figure 3-80 : confrontation des déformations de retrait et des pertes de masse des corps d'épreuve I-H30_GL_28 et H30-I_GL_28

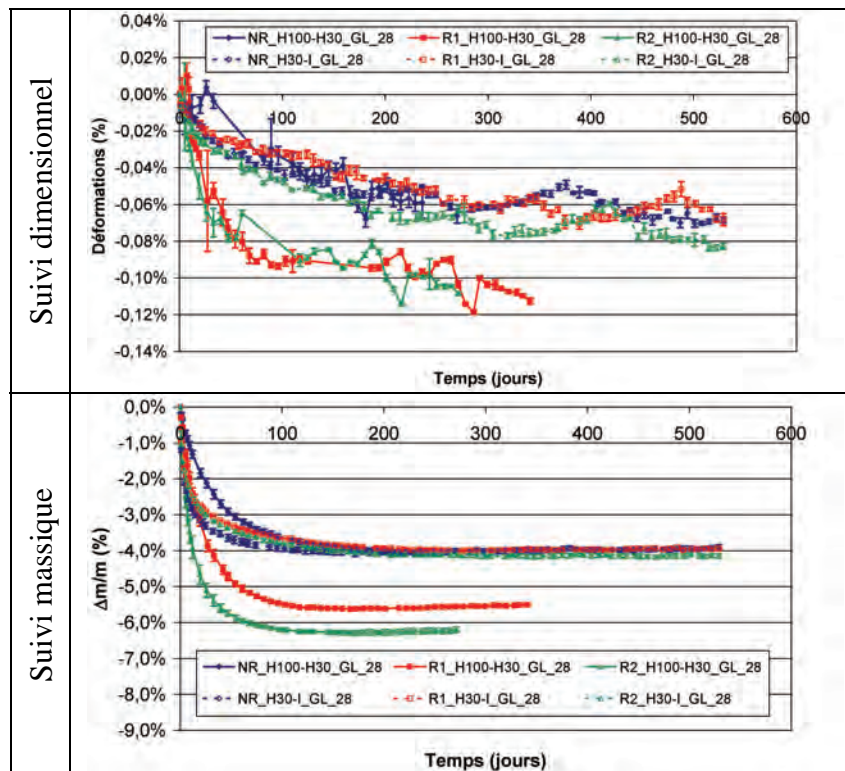


Figure 3-81 : confrontation des déformations de retrait et des pertes de masse des corps d'épreuve H100-H30_GL_28 et H30-I_GL_28

La Figure 3-82 représente l'évolution des déformations mesurées en fonction des pertes de masse d'une couronne extérieure de béton d'une éprouvette (2 cm d'épaisseur) (démarche présentée en section 10.1.1.1). Comme pour les résultats des sections 7.1 et

10.1.1, on note l'existence d'une relation linéaire entre ces deux paramètres au delà d'une certaine perte de masse. Les Figure 3-82.b, c, et d correspondent respectivement aux formules NR, R1 et R2. Les paramètres de régression linéaire correspondants sont consignés dans le Tableau 3-31, le Tableau 3-32 et le Tableau 3-33. A l'instar des conclusions établies pour la formule R1 dans la section 10.1.1, on observe que le développement d'expansions durant la première phase des expérimentations a conduit à une modification du comportement du matériau vis-à-vis de la dessiccation : on note systématiquement une augmentation de la pente entre déformation et perte de masse normalisée, induisant des taux de déformation de retrait plus élevés lors du séchage de la seconde phase du programme expérimental. Toutefois, ces différences de pente entre séchage initial et tardif sont moins marquées dans le cas des corps d'épreuve NR : ceci est en accord avec les résultats correspondant à la Figure 3-80 et la Figure 3-81 mettant en évidence des déformations comparables dans les deux cas. Cette conclusion est également en accord avec les résultats de (*Multon 2004*) dans le cadre de son étude de la RAG ne mettant en évidence aucune modification du comportement de dessiccation dans le cas d'un séchage suivant le développement de gonflement de réaction alcali-silice. Ainsi, il semble que pour des déformations modérées et au moins jusqu'à 3 à 4 ‰, le retrait de dessiccation ne soit que peu modifié. Ceci peut s'expliquer par des degrés de fissuration augmentant avec l'amplitude des expansions et favorisant le séchage. Pour de faibles niveaux de gonflement, on altère moins la structure des composites cimentaires et par conséquent leurs caractéristiques sont moins altérées. Une évaluation quantitative de cette explication mériterait d'être menée à partir de considérations théoriques telles que celles présentées par (*Bary 2010*).

Tableau 3-31 : paramètres de régression linéaire de la relation déformation / variation relative de masse- formule NR – carottage à 28 jours ou 90 jours

Formule	NR	NR	NR	NR	NR
Carottage (j)	28	28	90	28	90
Conservation	H30-I	I-H30	I-H30	H100-H30	H100-H30
Pente	0,0023	0,0034	0,0031	0,0028	0,0027
Ordonnée à l'origine (%)	0,1912	0,2826	0,2505	0,2235	0,2160
Coefficient de corrélation	0,980	0,989	0,972	0,880	0,952

Tableau 3-32 : paramètres de régression linéaire de la relation déformation / variation relative de masse- formule R1 – carottage à 28 jours ou 90 jours

Formule	R1	R1	R1	R1	R1
Carottage (j)	28	28	90	28	90
Conservation	H30-I	I-H30	I-H30	H100-H30	H100-H30
Pente	0,0013	0,0032	0,0027	0,0028	0,0031
Ordonnée à l'origine (%)	0,0892	0,2192	0,1481	0,1801	0,2177
Coefficient de corrélation	0,972	0,961	0,989	0,989	0,982

Tableau 3-33 : paramètres de régression linéaire de la relation déformation / variation relative de masse- formule R2 – carottage à 28 jours ou 90 jours

Formule	R2	R2	R2	R2	R2
Carottage (j)	28	28	90	28	90
Conservation	H30-I	I-H30	I-H30	H100-H30	H100-H30
Pente	0,0013	0,0031	0,0034	0,0026	0,0025
Ordonnée à l'origine (%)	0,0888	0,2204	0,2451	0,1715	0,1604
Coefficient de corrélation	0,991	0,996	0,981	0,989	0,965

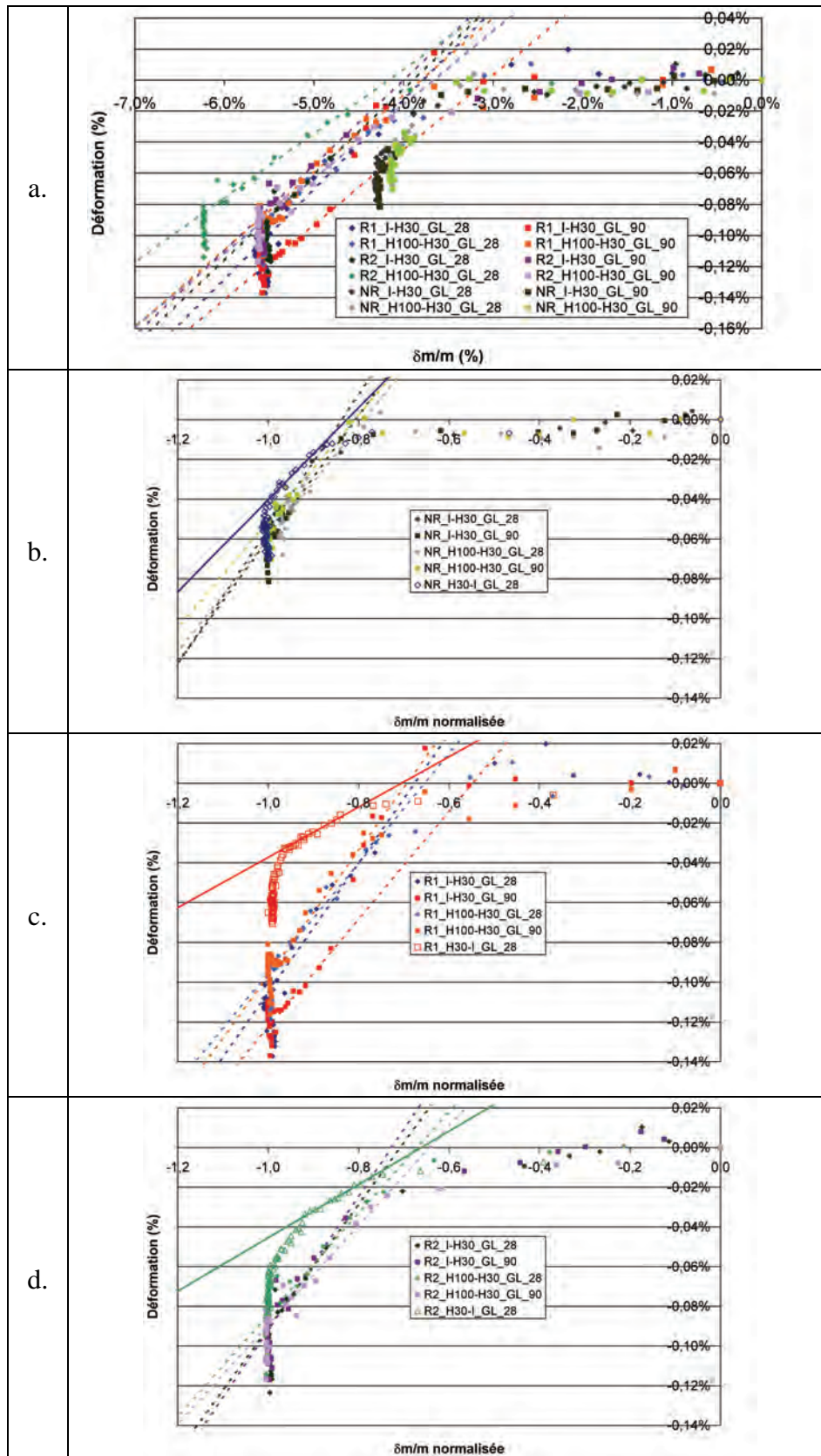


Figure 3-82 : déformation de retrait mesurée en fonction de la variation relative de masse normée d'une couronne de béton de 2 cm d'épaisseur – carottage à 28 jours et 90 jours

a. Synthèse des données

c. Formule R1

b. Formule NR

d. Formule R2

10.2.2 Effets d'une humidification tardive

10.2.2.1 Eprouvettes de gonflement libre

La Figure 3-83 et la Figure 3-84 représentent les évolutions dimensionnelles et massiques des éprouvettes NR, R1 et R2 (ainsi que BT et R3 dans le cas H30-I) soumises à une humidification tardive. Les trois matériaux présentent un comportement général similaire décrit ci-après.

Pour les corps d'épreuve conservés initialement sous scellement hydrique, le séchage superficiel de la première phase des essais semble confirmé puisqu'on assiste à une restauration de la masse initiale quasi-instantanée lors de l'immersion. On observe par la suite une période de latence relativement courte à l'issue de laquelle les gonflements se déclarent. Les principaux effets de cinétique et d'amplitude mis en évidence dans les sections 3, 4 et 5 sont ici retrouvés : même si l'amplitude d'expansion de la formule R2 est supérieure à celle de R1, elles restent comparables étant donné la dispersion des résultats ; par ailleurs, l'ordre de développement des RGI déterminé par les essais de gonflement libre est ici respecté (expansion des éprouvettes R2 puis R1 et enfin NR).

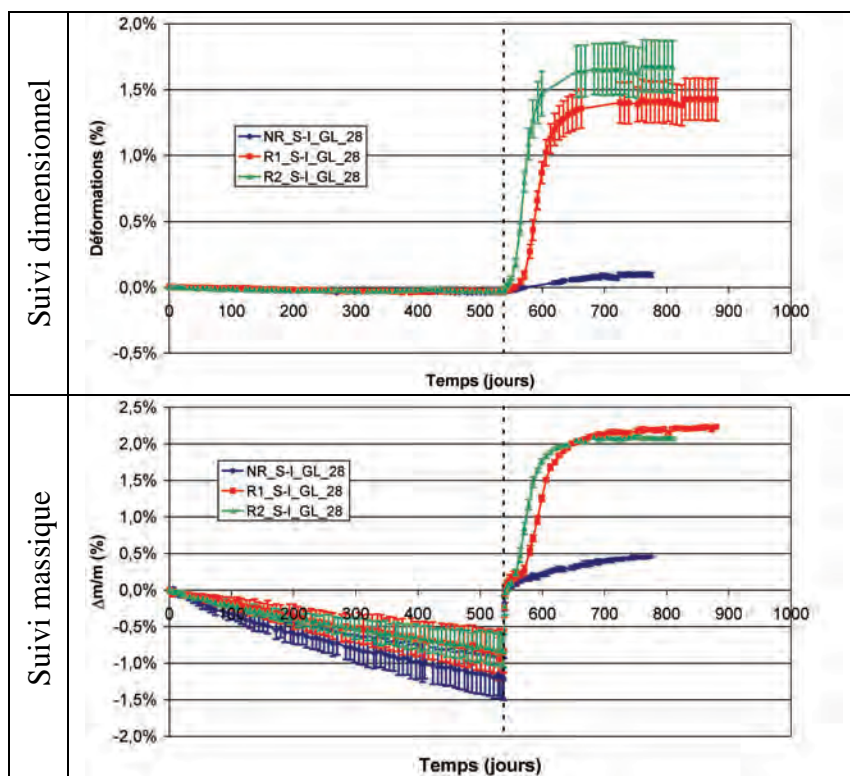


Figure 3-83 : suivis dimensionnels et massiques consécutifs à une humidification tardive – conservation initiale sous scellement aluminium

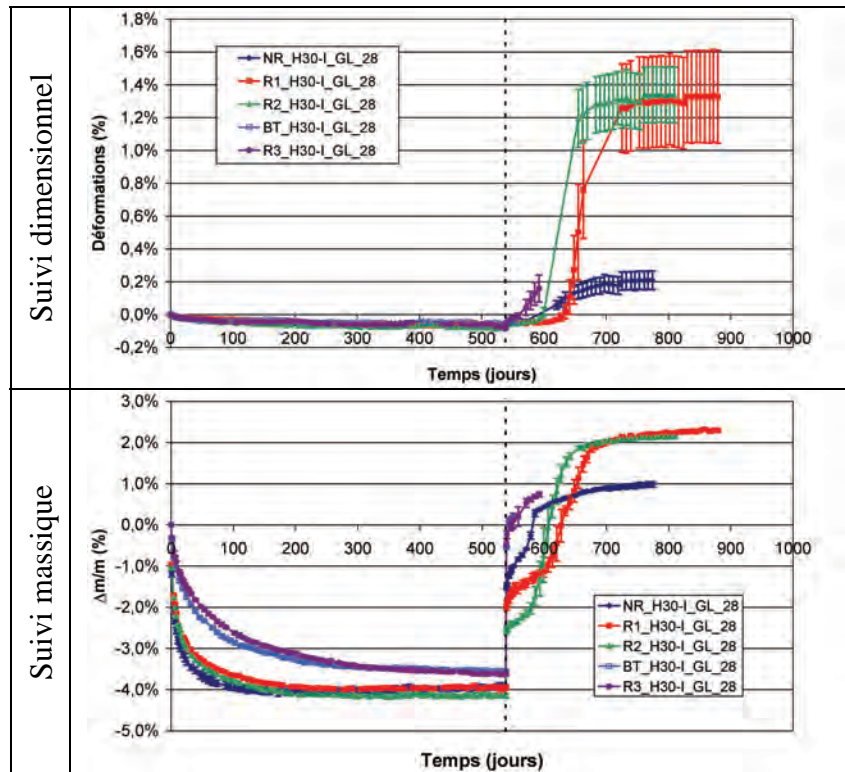


Figure 3-84 : suivis dimensionnels et massiques consécutifs à une humidification tardive – formules NR, R1 et R2 – conservation initiale sous scellement aluminium

Les suivis dimensionnels et massiques des corps d'épreuves initialement soumis à un séchage confirment la dessiccation en profondeur des matériaux NR, R1 et R2 : au moment de l'immersion, on observe un gain de masse brutal ne permettant néanmoins pas de restaurer la masse initiale des éprouvettes. Durant les semaines suivantes, on constate un gain de masse progressif correspondant à une re-saturation des matériaux. En revanche, l'humidification tardive confirme les différences de nature de porosité des matériaux BT et R3 sous les effets de la cure thermique. Dans ces deux cas, la restauration de la masse initiale des éprouvettes est quasi-instantanée lors de l'immersion bien que les pertes de masses en fin de séchage soient comparables entre les formules NR, R1 et R2 et BT et R3. Ceci confirme les différences de nature de porosité entre les matériaux soumis à une cure thermique et ceux qui ne l'ont pas été. En effet, la cure thermique accélère l'hydratation des ciments et favorise donc l'autodessiccation interne des matériaux. Ceci pourrait également expliquer l'absence d'expansion (notamment pour la formule R2) pour des corps d'épreuve conservés sous scellement hydrique, le degré de saturation étant alors trop faible pour permettre des gonflements.

A l'image des variations massiques, les déformations ne retrouvent pas leur niveau initial au cours des semaines qui suivent l'immersion. Après un temps de latence plus significatif que dans le cas des éprouvettes protégées des pertes hydriques durant la première phase des essais, on assiste au développement d'expansions importantes. Les effets d'amplitude et de cinétique déterminés par les essais de gonflement libre restent valables (amplitudes similaires pour les formules R1 et R2 et cinétiques décroissantes dans l'ordre R2, R1 et NR).

La Figure 3-85 et la Figure 3-86 représentent respectivement les suivis dimensionnels des corps d'épreuve initialement protégés de la dessiccation ou soumis à un séchage à 30 % HR durant la première phase des essais après recalage à 538 jours (i.e. juste avant l'humidification tardive par immersion). Les effets de cinétique et d'amplitude

mis en évidence au début de cette section sont ici retrouvés (ordre des cinétiques et des amplitudes retrouvés pour les formules NR, R1 et R2). On notera toutefois que la formule R3 présente un temps de latence particulièrement court suite à son remouillage (cf. Figure 3-86). Le basculement des conditions de conservation de ces corps d'épreuve ayant été effectué depuis relativement peu de temps au moment de la rédaction de ce mémoire, il est difficile de conclure sur ce point. La poursuite du suivi dimensionnel permettra notamment de quantifier la valeur de la déformation asymptotique de ce matériau.

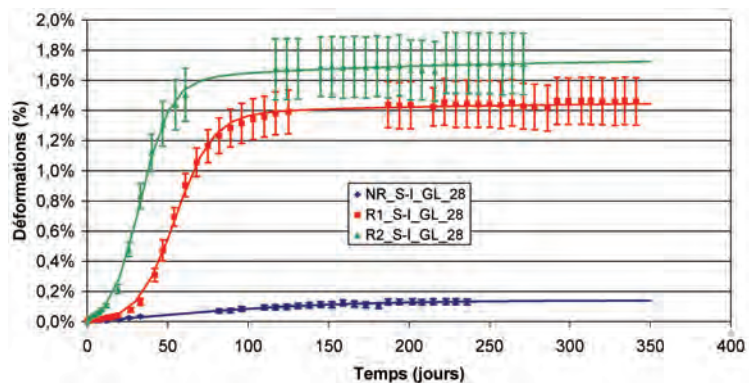


Figure 3-85 : suivis dimensionnels après recalage des éprouvettes de gonflement libre initialement protégées de la dessiccation

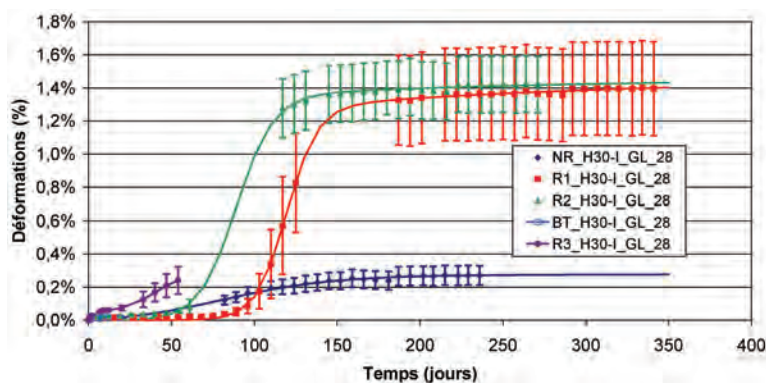


Figure 3-86 : suivis dimensionnels après recalage des éprouvettes de gonflement libre initialement soumises à un séchage à 30 % HR

Le Tableau 3-34 synthétise les paramètres décrivant la courbe de gonflement selon le modèle de (*Brunetaud 2005*) établis sur la base de ces données expérimentales en tenant compte du décalage de l'origine des temps de 538 jours et les confronte aux cinétiques déterminées dans le cadre des essais de gonflement libre des matériaux initialement immergés. Pour les matériaux R1 et R2, on note des comportements similaires :

- à l'exception du cas des éprouvettes R2_S-I_GL_28 (dont l'amplitude particulièrement élevée semble difficilement explicable dans l'état actuel de nos connaissances), les amplitudes d'expansion sont comparables pour ces deux matériaux, quelle que soit l'histoire hydrique des corps d'épreuve ;
- dans le cas d'éprouvettes initialement protégées de la dessiccation, on observe une diminution significative du temps de latence indiquant qu'une partie des réactions chimiques a probablement été initiée durant les 538 premiers jours d'exposition (bien qu'aucun gonflement macroscopique n'ait été décelé durant cette phase des essais) ;
- malgré des histoires hydriques très variables, les temps caractéristiques des gonflements restent très comparables.

Le cas de la formule NR est assez remarquable. Lors de l'humidification tardive des éprouvettes initialement séchées, les amplitudes de gonflement estimées sont plus élevées que pour le cas d'éprouvettes protégées de la dessiccation lors de la première phase des essais (les suivis dimensionnels ayant été initiés il y a peu de temps relativement aux cinétiques de gonflement, ces estimations peuvent se révéler partiellement biaisées). De plus, les temps de latence de réaction sont systématiquement plus faibles que dans le cas d'une humidification précoce. Dans l'état actuel des choses, peu d'explication pertinentes semblent pouvoir être formulées.

Tableau 3-34 : calage des paramètres de modélisation des gonflements libre – effets d'une humidification tardive

Formule	NR	NR	NR	R1	R1	R1	R2	R2	R2
Conservation	I-H30	S-I	H30-I	I-H30	S-I	H30-I	I-H30	S-I	H30-I
Échéance de carottage (j)	28	28	28	28	28	28	28	28	28
ε_{∞}	0,34%	0,14%	0,29%	1,58%	1,49%	1,54%	1,55%	1,79%	1,51%
τ_C (jours)	29	58	33	11	12	9	9	9	11
τ_L (jours)	92	33	79	83	54	119	62	32	89
ϕ (jours)	54	7	13	18	14	40	15	18	23
δ (jours)	84	90	90	120	119	111	120	120	119

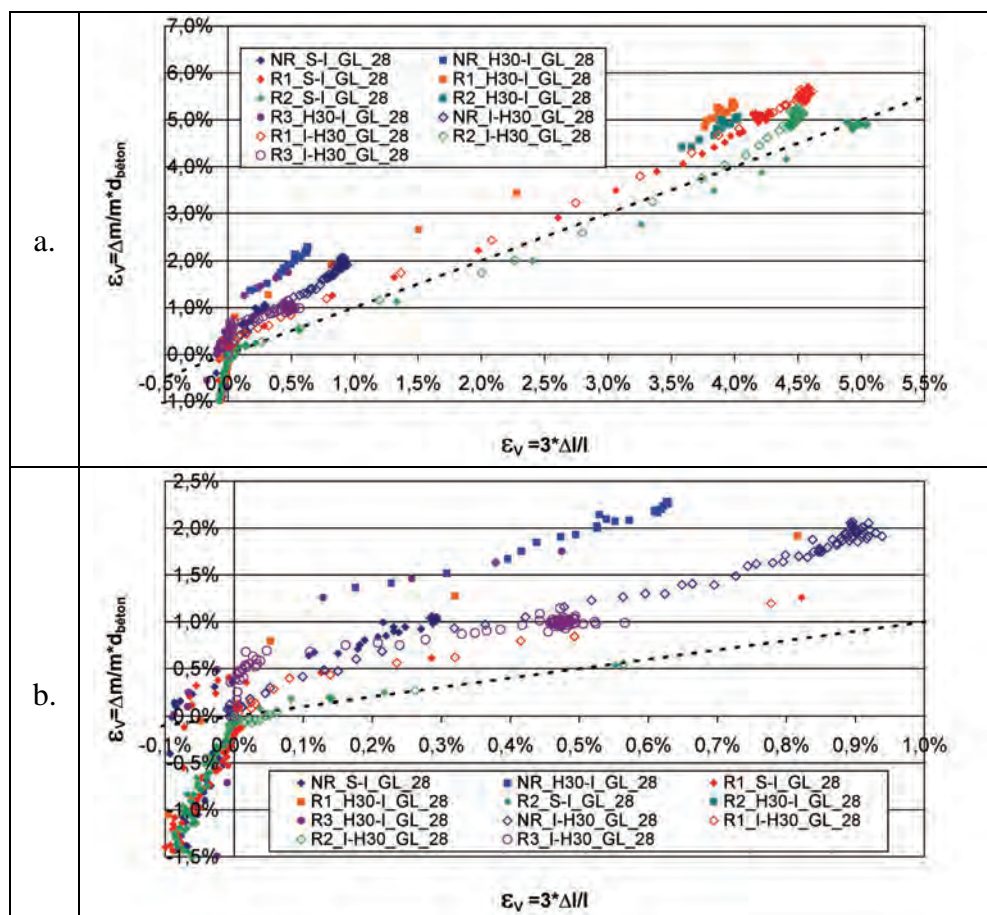
La Figure 3-87 confronte les estimations de gonflement volumique obtenues à l'aide des mesures d'expansion axiale et des suivis massiques. Les conclusions de la section 10.1.2.1 restent valables. En particulier, on note que les corps d'épreuve S-I suivent le « même chemin » que les corps d'épreuve I-H30 : la distance des courbes correspondantes à la bissectrice (correspondant au comportement d'un corps d'épreuve subissant un gain de masse uniquement par remplissage de fissures nouvellement créées) est comparable, indiquant que la prise de masse par absorption capillaire est similaire. En revanche, pour les corps d'épreuve H30-I, la distance de la courbe à la bissectrice est plus importante (cf. Tableau 3-35 et Tableau 3-36). Il semble donc que la microfissuration développée lors du séchage du matériau engendre une prise de masse par absorption capillaire plus importante et/ou un remplissage des pores par l'ettringite. Enfin, les corps d'épreuve NR montrent une fois de plus un comportement spécifique avec une pente supérieure à un durant la phase de gonflement intense. Ce phénomène peut correspondre à un mécanisme de prise de masse mixte entre remplissage des fissures et absorption capillaire.

Tableau 3-35 : paramètres de régression linéaire des courbes de gonflement volumique – influence de l'histoire hydrique – partie 1

Formule	NR	NR	NR	R1	R1	R1
Condition de conservation	I-H30	S-I	H30-I	I-H30	S-I	H30-I
Échéance de carottage (j)	28	28	28	28	28	28
Pente	1,565	2,160	2,033	1,144	1,081	1,011
Ordonnée à l'origine	0,392%	0,373%	0,945%	0,195%	0,241%	1,110%
Coefficient de corrélation	0,988	0,987	0,986	0,999	0,998	0,999

Tableau 3-36 : paramètres de régression linéaire des courbes de gonflement volumique – influence de l'histoire hydrique – partie 2

Formule	R2	R2	R2	R3	R3
Condition de conservation	I-H30	S-I	H30-I	I-H30	H30-I
Échéance de carottage (j)	28	28	28	28	28
Pente	0,961	0,917	1,577	0,870	1,426
Ordonnée à l'origine	-0,020%	-0,046%	-1,286%	0,582%	1,083%
Coefficient de corrélation	0,996	0,997	0,958	0,979	0,999

**Figure 3-87 : confrontation des estimations de gonflement volumique à partir des gonflements axiaux et des prises de masse – éprouvettes soumises à une humidification tardive (a. vue générale ; b. zoom)**

10.2.2.2 Couplage entre gonflements et degré de saturation

La Figure 3-88 représente les gonflements en fonction du degré de saturation moyen obtenu par la méthode de calcul présentée en section 10.1.2.2 pour les bétons NR, R1, R2 et R3 (les essais effectués pour la formule NR ont abouti à l'évaluation d'un degré de saturation initial égal à 0,89 et une porosité de 14,32 % ; aucun essai n'a pu être réalisé pour les bétons R2 et R3 : en l'absence de données, on considère des caractéristiques identiques à R1 – cf. section 10.1.2.2). Le Tableau 3-37 donne les degrés de saturation initiaux des matériaux tels qu'ils sont obtenus par cette méthode.

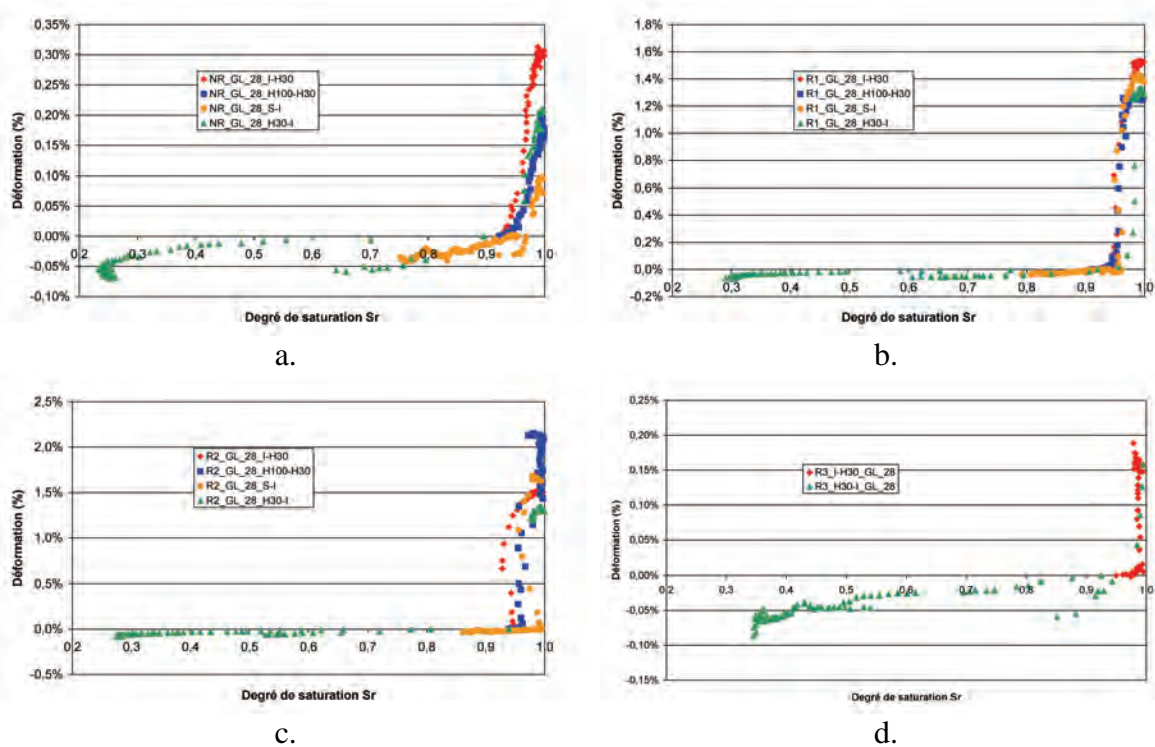


Figure 3-88 : couplage entre gonflement et degré de saturation (a. NR ; b. R1 ; c. R2 ; d. R3)

Tableau 3-37 : estimation des degrés de saturation initiaux – éprouvettes de gonflement libre

	I-H30_GL_28	H100-H30_GL_28	S-I_GL_28	H30-I_GL_28
NR	0,92	0,93	0,95	0,90
R1	0,93	0,93	0,94	0,92
R2	0,95	0,94	1,00	0,94
R3	0,95	-	-	0,93

Pour les bétons NR et R2 plus particulièrement, on remarque que la notion de seuil mise en évidence pour le béton R1 apparaît nettement moins marquée. Le recalage du degré de saturation initial s'est révélé plus délicat que pour le béton R1 et a conduit à des valeurs plus dispersées en fonction des conditions de conservation (cf. Tableau 3-37). Pour le béton NR, il semble qu'un seuil de l'ordre de 0,93 puisse être identifié. Une telle différence de seuil est induite par l'initiation plus précoce des gonflements lors de l'humidification tardive des éprouvettes NR (cf. Figure 3-86).

La concomitance RSI-RAG ne semble pas avoir modifié de manière significative le seuil de degré de saturation au-delà duquel on observe des expansions par rapport à R1. Les valeurs de seuil identifiables sont comprises entre 0,95 et 0,96, exception faite des corps d'épreuve R2_S-I_GL_28 pour lesquels le seuil est voisin de 0,99. Durant la phase de gonflement intense, on note d'une manière générale une diminution du degré de saturation calculé. Cette diminution n'est très probablement pas une réalité physique et correspond à un biais de notre hypothèse considérant la totalité des vides nouvellement créés comme remplis par l'eau instantanément : sur la Figure 3-87, on observe que certains points des éprouvettes R2 se situent dans la zone inférieure du graphe divisé en deux par la bissectrice ; cette zone correspond à des matériaux dont les vides créés par l'expansion ne se remplissent pas instantanément par de l'eau. Dans ce cas, le calcul mis en œuvre « supprime » des variations massiques mises en jeu en réalité pour la saturation du matériau. Ce résultat peut s'expliquer qualitativement par les expansions très rapides du

béton R2 créant des fissures plus vite qu'elles ne peuvent se remplir. Dans le cas des éprouvettes R2_S-I_GL_28 représentant le cas le moins satisfaisant, la variation de masse correspondant à la diminution maximale de degré de saturation de 0,04 correspond à une perte de masse des éprouvettes d'environ 12 g. La contribution de masse imputée au développement d'expansions est quant à elle de 110 g soit une erreur relative de l'ordre de 11 %.

Le comportement de R3 se révèle singulier avec un seuil de degré de saturation de l'ordre de 0,98. Ce résultat ne semble pas en accord avec les résultats de la littérature mettant en évidence un seuil d'humidité de déclenchement des expansions plus faible pour la RAG que pour la RSI (*Rust 2009*). Il est probable que les hypothèses que nous avons posées dans le raisonnement de la section 10.1.2.2 soient moins applicables dans ce cas en raison des plus faibles expansions de ce matériau. Ainsi, un calcul du degré de saturation sans prise en compte des expansions (cf. (3-32)) aboutit aux résultats présentés sur la Figure 3-89 et indiquent un seuil de l'ordre de 0,95. Cette valeur est comparable à celles obtenues pour les bétons R1 et R2 et semble indiquer des seuils de déclenchement comparables pour RSI et RAG. En l'absence d'investigations complémentaires plus précises, il apparaît difficile de conclure sur ce point.

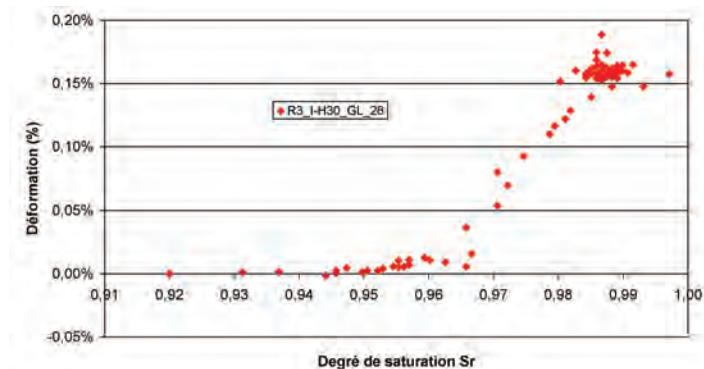


Figure 3-89 : couplage entre gonflement et degré de saturation sans prise en compte des prises de masse par expansion – formule R3

10.2.2.3 Influence de l'échéance de carottage des corps d'épreuve

La Figure 3-90 et la Figure 3-91 confrontent les suivis dimensionnels des éprouvettes carottées à 28 jours et à 90 jours soumises à une humidification tardive. En prenant en compte la dispersion des résultats, on constate que les amplitudes de gonflement sont comparables. En revanche, la diminution du temps de latence relativement marquée et systématique observée dans le cas des cylindres R1 et la stabilité du temps caractéristique ne semblent pas pouvoir se transposer au cas des corps d'épreuve NR et R2 (cf. Tableau 3-38).

En effet, dans le cas des corps d'épreuve NR, si la diminution du temps de latence est toujours observée, on constate néanmoins une variation du temps caractéristique qui augmente dans le cas des éprouvettes H30-I mais qui diminue dans le cas des éprouvettes S-I. Toutefois, on notera que le calage des paramètres de modélisation des gonflements libres s'est révélé délicat. Ainsi, la poursuite des suivis dimensionnels de ces corps d'épreuve pourra éventuellement conduire à une évolution de nos estimations permettant d'affiner nos conclusions.

Le cas des corps d'épreuve R2 est également singulier : en tenant compte de la dispersion des données, les gonflements libres observés dans les deux cas sont comparables. A l'inverse des hypothèses que nous avons formulées pour justifier le comportement du béton R1 lors d'une humidification tardive (cf. section 10.1.2.3), il semble que la différence d'échéance de carottage n'ait que peu d'influence dans ce cas précis. Par conséquent, l'hypothèse d'accélération des gonflements par microfissuration induite par le gonflement du bloc carotté à 90 jours semble ici moins probable. Ainsi, le matériau R2 semble se comporter de manière similaire qu'il soit conditionné sous forme de cylindre ou sous forme de bloc durant les 62 jours précédant le carottage des éprouvettes d'expansion résiduelle. Par ailleurs, cette conclusion met d'autant plus en cause la possibilité de la modification des cinétiques de gonflement par microfissuration initiale dans le cas de la formule R1 comme cela a été suggéré en section 10.1.2.3. Ainsi, des investigations complémentaires se révèlent effectivement nécessaires pour expliquer précisément les différences de comportement expansif observées pour des corps d'épreuve carottés à différentes échéances.

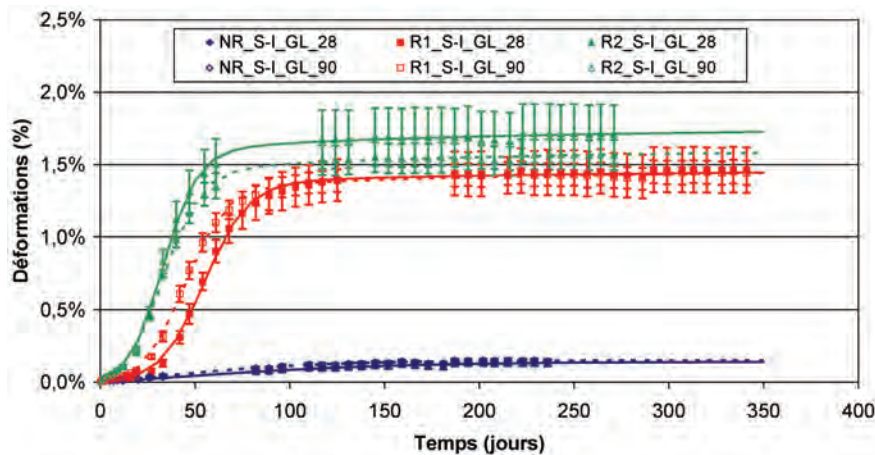


Figure 3-90 : suivis dimensionnels après recalage des éprouvettes de gonflement libre initialement protégées de la dessiccation – carottage à 28 jours et 90 jours

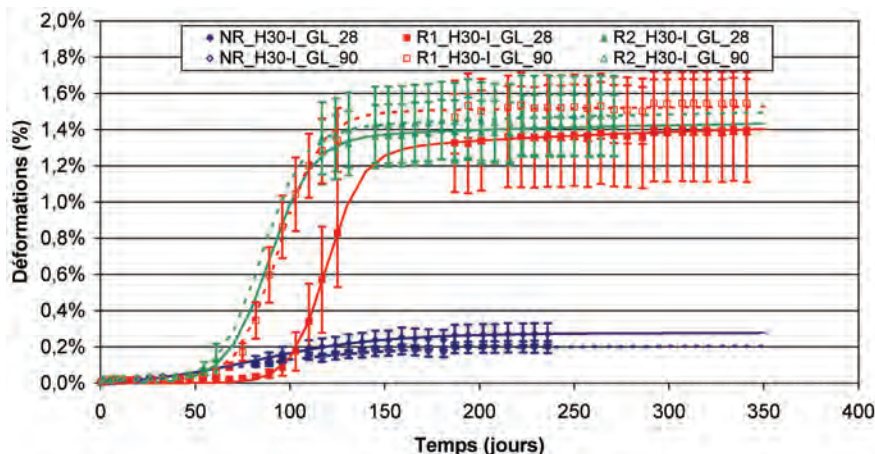


Figure 3-91 : suivis dimensionnels après recalage des éprouvettes de gonflement libre initialement soumises à un séchage à 30 % HR – carottage à 28 jours et 90 jours

Tableau 3-38 : calage des paramètres de modélisation des gonflements libre dans le cas d'une humidification tardive– effets de l'échéance de carottage

Formule	NR	NR	NR	NR	R1	R1	R1	R1	R2	R2	R2	R2
Conservation	S-I	S-I	H30-I	H30-I	S-I	S-I	H30-I	H30-I	S-I	S-I	H30-I	H30-I
Échéance de carottage (j)	28	90	28	90	28	90	28	90	28	90	28	90
ε_{∞}	0,14%	0,15%	0,29%	0,21%	1,49%	1,51%	1,54%	1,56%	1,79%	1,65%	1,51%	1,58%
τ_C (jours)	58	44	33	39	12	11	9	11	9	10	11	11
τ_L (jours)	33	26	79	66	54	44	119	94	32	32	89	85
ϕ (jours)	7	5	13	9	14	20	40	10	18	19	23	25
δ (jours)	90	99	90	90	119	120	111	119	120	120	119	119

11 Evaluation des couplages entre contraintes et gonflements

11.1 Introduction

Dans un ouvrage, les matériaux sont soumis à un champ de contraintes inhérent au fonctionnement de la structure. Ces efforts peuvent induire des effets d'anisotropie sur les expansions d'origine chimique (comme l'ont montré par exemple [Larive 1998, Smaoui 2003, Multon & Toutlemonde 2006]) qu'il convient d'évaluer afin de formuler des lois de couplages nécessaires au développement de modèles macroscopiques tels que ceux développées par (Li et al. 2004), (Grimal 2007) ou (Baghdadi 2008). Pour cela, des essais de gonflement sous divers état de contrainte ont été mis au point (cf. Chapitre 2). L'objectif est ici de caractériser les gonflements de cylindres dans les directions radiale et axiale, la comparaison de ces données pour différents cas de chargement permettant d'évaluer l'anisotropie intrinsèque et l'anisotropie induite des phénomènes.

Ces essais ont été réalisés sous scellement hydrique. Ce choix a été dicté par des raisons techniques : les essais de caractérisation des couplages entre humidité et expansions ont mis en évidence l'importance de l'eau dans le développement des expansions. Ainsi, un scellement hydrique se révélait être la protection minimale qu'il était possible d'envisager. Une immersion des corps d'épreuve aurait été probablement plus pertinente dans le cas de la RSI. Néanmoins, on se heurte dans ce cas à des difficultés de fiabilité dans le temps des moyens de chargement et de mesure. La réalisation d'essais en eau se révèle délicate en raison de la corrosion des pièces d'instrumentation et de chargement des corps d'épreuve. L'utilisation de pièces en acier inoxydable peut améliorer cet aspect mais induit un coût beaucoup plus important. Par ailleurs, l'immersion d'éléments tels que les vérins de chargement peut se révéler délicate. Une solution alternative peut consister en une immersion très « localisée » des corps d'épreuve avec des réservoirs indépendants pour chaque éprouvette. Si ceci se révèle moins agressif pour les dispositifs de chargement, l'étanchéité se révèle délicate à garantir surtout pour des durées prévisibles de 12 à 18 mois. En outre, de tels dispositifs doivent être démontés à chaque mesure d'expansion par un dispositif tel que le robot développé pour ces essais. Par ailleurs, le mode de chargement radial des éprouvettes induit l'utilisation d'anneaux métalliques constituant une bonne technique de protection vis-à-vis de la dessiccation. En cas d'immersion, ce type de dispositif constituerait en revanche une barrière à l'humidification.

Pour toutes ces raisons, le choix d'essais sous scellement hydrique a été réalisé. Malheureusement, le retour d'expérience que nous avons acquis aujourd'hui montre l'absence de gonflements dans ces conditions à « court » terme (durées d'essai de l'ordre de deux ans). Néanmoins, les investigations présentées ci-avant nous laissent penser que des gonflements à plus long terme pourraient se développer. Aussi, un prolongement des mesures a-t-il été engagé pour une durée d'au moins quatre ans. Les résultats correspondants ne peuvent donc être exploités dans ce mémoire.

La présente section décrit les résultats dont nous disposons actuellement. L'absence d'expansion de formules susceptibles de RSI dans ces conditions se révèle être un résultat en soi et pourra contribuer à l'avenir à définir de manière plus adéquate ce type d'essai.

11.2 Eprouvettes susceptibles de RSI – formule R1

La Figure 3-92 représente les suivis dimensionnels des éprouvettes de gonflement sous contraintes non chargées axialement. Après plus de 800 jours de suivi, on n'observe aucune expansion des corps d'épreuve. On note en revanche un retrait dans la direction axiale et dans la direction verticale. Ce retrait est cohérent avec une dessiccation des matériaux mise en évidence par les pertes de masse des corps d'épreuve (cf. Figure 3-93). On note sur cette figure la différence de comportement hydrique induite par l'utilisation des anneaux d'étreinte se comportant comme un pare-vapeur. Ainsi, le retrait des éprouvettes R1_L0T4_SC est logiquement moins important que celui des cylindres R1_L0T0_SC. Dans les deux cas, la contraction mesurée est moins importante que pour les éprouvettes de gonflement libre R1_S-I-GL_28 pour lesquelles un retrait de l'ordre de 0,04 % est évalué après 530 jours de suivi.

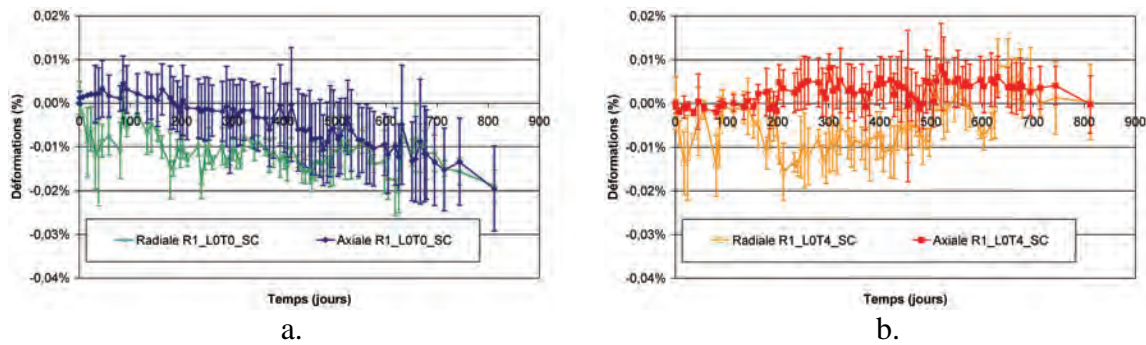


Figure 3-92 : suivis dimensionnels axiaux et radiaux des éprouvettes non chargées axialement (a. sans étreinte radiale ; b. avec étreinte radiale)

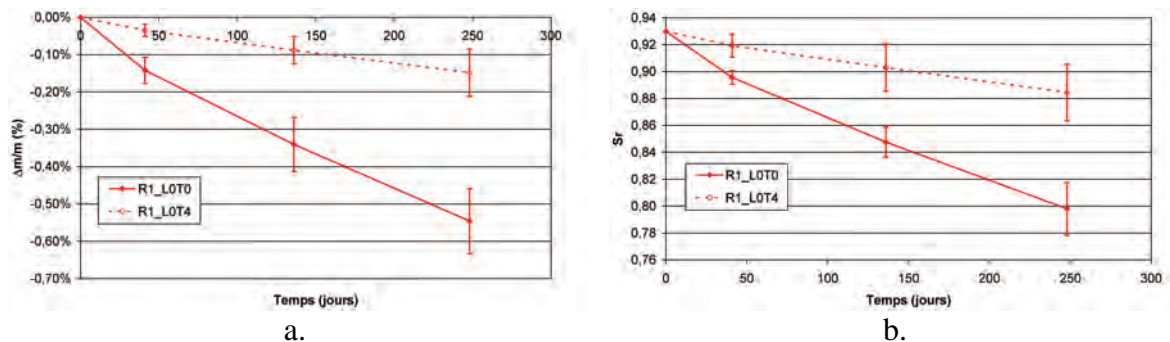


Figure 3-93 : suivi massique des éprouvettes R1_L0T. SC (a. variations relatives de masse ; b. degré de saturation)

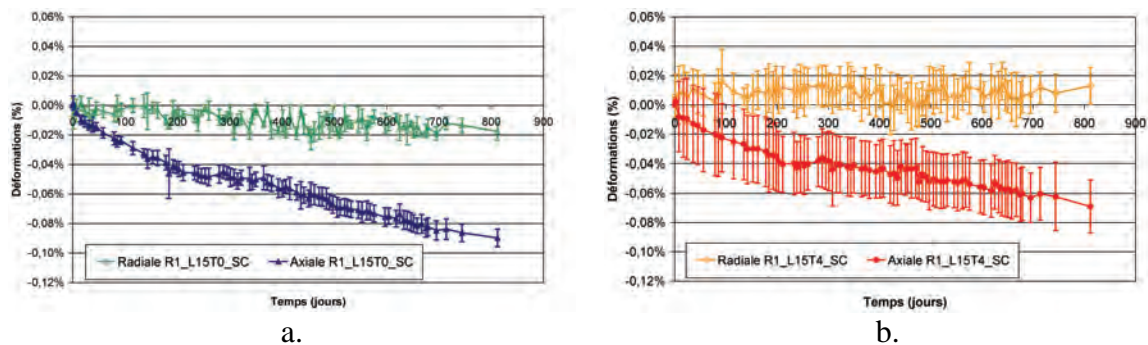


Figure 3-94 : suivis dimensionnels axiaux et radiaux des éprouvettes chargées axialement (a. sans étreinte radiale ; b. avec étreinte radiale)

La Figure 3-94 représente les suivis dimensionnels axiaux et radiaux des éprouvettes R1 chargées axialement. A l'image des éprouvettes libres axialement, on mesure un retrait du matériau dans la direction radiale. De la même façon, le retrait est plus important pour les éprouvettes non étreintes, caractérisant ainsi la meilleure protection à la dessiccation des anneaux métalliques.

Dans la direction axiale, on mesure logiquement un fluage du matériau. La présence d'anneaux d'étreinte ne semble pas influencer sur le fluage axial. Après plus de 800 jours de suivi, aucun gonflement n'est décelé.

Comme cela a été suggéré en section 3.3, il est probable que le cœur de ces corps d'épreuve soit maintenu à un niveau d'humidité élevé. Le calcul de degré de saturation moyen des éprouvettes R1 tel qu'il est présenté en section 10.1.2.2 indique des degrés de saturation de l'ordre de 0,88 et 0,80 après 250 jours de suivi pour les éprouvettes étreintes et non étreintes respectivement (les caractéristiques de calcul considérées sont celles présentées en section 10.1.2.2) : le degré de saturation à cœur est donc supérieur à ces valeurs. Ainsi, la possibilité de développer des expansions à long terme n'est pas à exclure. Afin de disposer de données expérimentales sur ce point, un suivi à long terme de ces corps d'épreuve a été mis en place.

11.3 Comportement des corps d'épreuve en fonction de leur réactivité

La Figure 3-95 représente les suivis dimensionnels des éprouvettes L15T4 (charge axiale 15 MPa, étreinte radiale par anneaux de 4 mm d'épaisseur) pour les formules de béton NR, R1 et R2. On note des déformations axiales et radiales similaires quelle que soit la réactivité du matériau considéré. Aucun gonflement n'a été mesuré.

Ainsi, on note des comportements similaires des trois formules. A ce stade des essais, aucun gonflement n'a pu être mis en évidence. Le suivi à long terme mis en place a pour objectif d'apporter des éléments de réflexion relatifs à la possibilité de développer des expansions en l'absence d'apport d'eau.

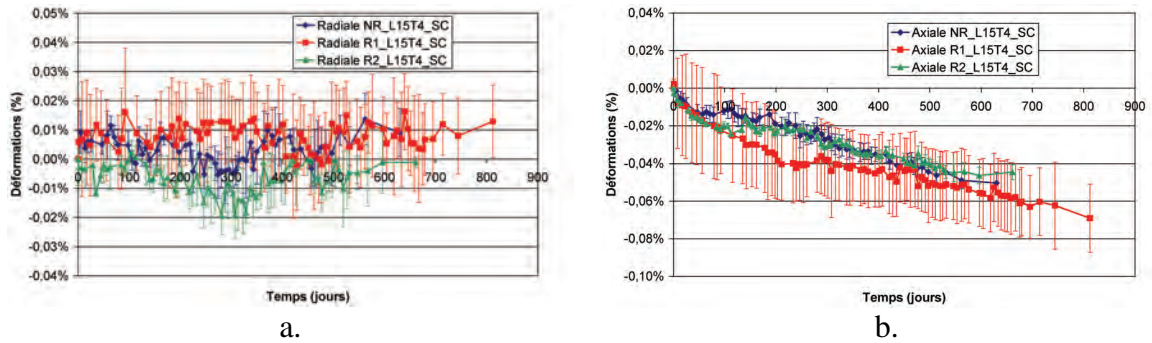


Figure 3-95 : suivis dimensionnels radiaux (a.) et axiaux (b.) des éprouvettes chargées axialement et étreintes

11.4 Suspensions d'expansion

La Figure 3-96 représente le suivi des déformations axiales des corps d'épreuve en gonflement libre (figure a.), sous étreinte radiale et non chargés axialement (figure b.) et sous chargement axial sans étreinte radiale (figure c.). Dans ces trois cas, on suspecte le développement d'expansion de la formule NR (cas L0T0), de la formule R2 (cas L0T4) ou de ces deux matériaux (cas L15T0).

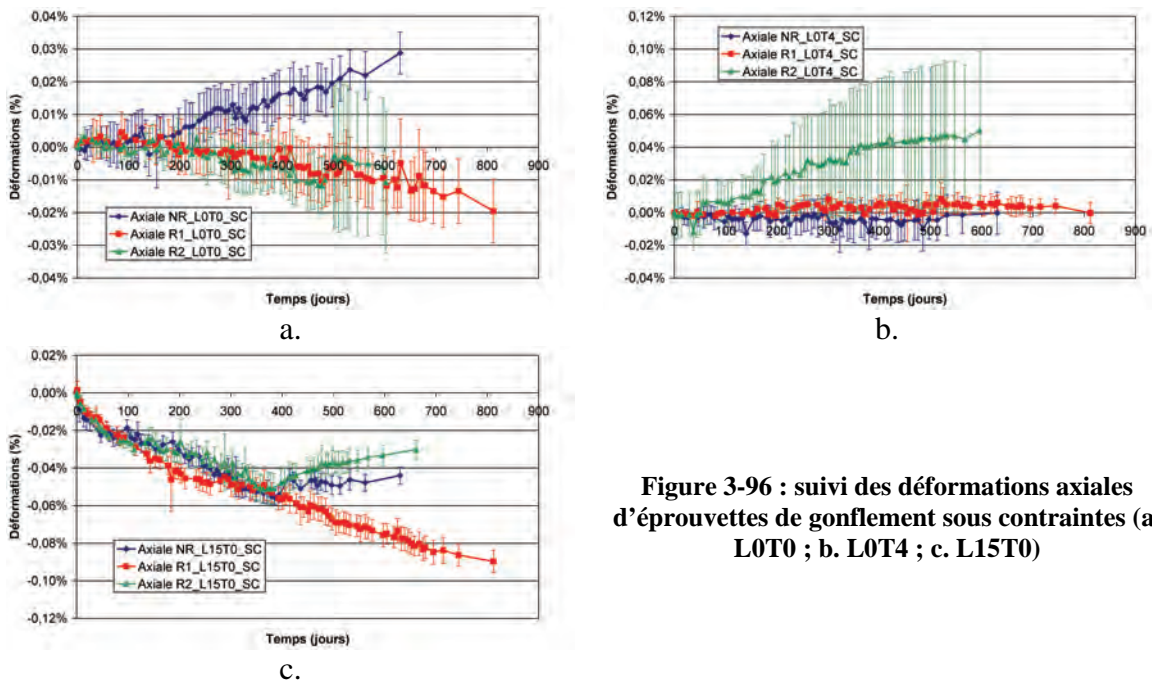


Figure 3-96 : suivi des déformations axiales d'éprouvettes de gonflement sous contraintes (a. L0T0 ; b. L0T4 ; c. L15T0)

Ces résultats semblent difficiles à interpréter à l'heure actuelle : en effet, le gonflement de la formule NR en l'absence de gonflement de la formule R1 n'apparaît pas cohérent avec l'analyse comparative des cinétiques d'expansion réalisée dans ce chapitre. Le cas L0T0 apparaît d'autant plus singulier que seule la formule NR semble développer des expansions. Pour le cas L15T0, les variations pourraient être expliquées par un déchargement non contrôlé du bâti de fluage. Néanmoins, les variations de déformation de l'ordre de 0,02 % correspondraient à une diminution de la charge appliquée de l'ordre de 6 MPa. Celle-ci ne semble pas concorder avec l'absence de fuite hydraulique significative pour ces systèmes de chargement.

Le cas des éprouvettes R2_LOT4 apparaît singulier : seule une éprouvette sur les quatre semble développer des expansions, ce qui explique l'écart type important et croissant au cours du temps.

En considérant l'existence d'un seuil d'humidité déclencheur des gonflements, on pourrait envisager que les matériaux se situent juste à la limite de la teneur en eau permettant le développement de la réaction. Ainsi, un séchage occasionnellement moins important des corps d'épreuve pourrait expliquer le développement d'expansions. Néanmoins, cette explication n'apparaît pas complètement satisfaisante dans la mesure où on suspecte des gonflements pour les éprouvettes L15T0 et non pour les corps d'épreuve L15T4. L'utilisation d'anneaux d'étreinte dans ce dernier cas assure un meilleur scellement des corps d'épreuve et devrait donc faciliter le développement d'expansions avant les corps d'épreuve non étreints, ce qui n'est pas observé expérimentalement.

11.5 Conclusions

La réalisation d'essais de gonflement sous contraintes n'a pas permis de mettre en évidence le développement d'expansions caractérisées et répétables. L'utilisation de scellements hydriques a été dictée par la faisabilité technique des expérimentations. Néanmoins, les résultats collectés à ce jour indiquent que des conditions d'exposition à une humidité plus importante se révéleraient nettement plus adaptées à l'étude des couplages entre état de contraintes et gonflements de RSI.

Le suivi des éprouvettes de gonflement sous contraintes n'a pas révélé d'expansion pour les éprouvettes R1 durant les 800 jours de suivi dimensionnel. Ce résultat est conforme aux mesures effectuées dans le cadre de l'étude des couplages entre humidité et expansions de ce chapitre. Il est suggéré que le cœur des corps d'épreuve ne soit que peu touché par le séchage des matériaux, laissant ainsi une possibilité de développer des expansions. La mise en place d'un suivi dimensionnel à long terme ambitionne de fournir des éléments objectifs de réflexion sur ce point.

Des suspicions de gonflements ont été mises en évidence pour certains corps d'épreuve et appuient donc cette volonté de suivi à long terme. Néanmoins, les résultats partiels disponibles à l'heure actuelle se révèlent délicats à interpréter. La poursuite des suivis se révèle donc nécessaire pour conclure sur ces points.

On trouvera en Annexe 6 une synthèse exhaustive des résultats actuels des mesures obtenues pour ces essais de gonflement sous contraintes.

12 Conclusions

Le présent chapitre avait pour objectif l'étude des couplages existant entre les conditions d'exposition à l'humidité d'un matériau et les expansions que celui-ci peut développer sous les effets d'une Réaction de Gonflement Interne (RSI ou couplage RSI-RAG). Pour cela, des essais de gonflement libre ont été réalisés à l'aide de cylindres carottés pour lesquels un suivi dimensionnel et un suivi massique ont été mis en place de façon systématique. Différentes conditions d'exposition à l'humidité ont été mises en œuvre. On trouvera en Annexe 5 une synthèse exhaustive des résultats et des calages de paramètres présentés dans cette section.

Les formules R1 et R2 ont bien développé les expansions importantes attendues, sous réserve d'une humidité suffisante et supérieure à la saturation atteinte « naturellement » en l'absence d'échanges hydriques.

La formule NR a développé des expansions contrairement à ce qui était attendu, ce qui a motivé des mesures complémentaires sur un béton témoin réellement non réactif.

Pour les trois formules de béton NR, R1 et R2, on observe une amplification de l'amplitude des gonflements de RSI quand on passe de la condition H100 à la condition I. Cette conclusion est concordante avec les conclusions de (Multon 2004) dans le cadre de son étude de la RAG (cf. Figure 3-97.a).

Par ailleurs, on note une augmentation du temps caractéristique des gonflements (cf. Figure 3-97.b) des corps d'épreuve conservés à 100 % HR par rapport à ceux immergés. Si pour R1 et R2 elle n'est pas nécessairement très significative étant donné la faible valeur de ces paramètres, cet effet semble plus marqué pour la formule NR et le matériau réactif vis-à-vis de la RAG de (Multon 2004) (cf. Tableau 3-39). Ce ralentissement de la vitesse d'expansion du matériau une fois les gonflements initiés peut s'expliquer par une moins grande quantité d'eau liquide dans le matériau limitant les réactifs disponibles d'une part et diminuant la mobilité de ceux-ci d'autre part.

Enfin, pour les matériaux de cette étude, on observe une augmentation du temps de latence lors d'une conservation des corps d'épreuve dans une atmosphère à 100 % HR (cf. Figure 3-97.c). Ce phénomène peut s'expliquer, d'une part par un apport d'eau liquide plus important utile autant en tant que réactif qu'en tant que moyen de transport de ceux-ci pour la formation d'ettringite, et d'autre part par une lixiviation des alcalins plus conséquente favorisant la désorption des sulfates mobilisés par les CSH durant la cure thermique (Divet & Randriambololona 1998). Au contraire, (Multon 2004) met en évidence un effet inverse sur le temps de latence de la réaction alcali-silice. La lixiviation des alcalins peut également expliquer cet effet : elle induit une diminution de réactifs dans les matériaux et ralentit donc les expansions.

Tableau 3-39 : synthèse des paramètres de modélisation des gonflements libres – éprouvettes carottées à 28 jours

Formule	NR	NR	R1	R1	R2	R2	(Multon 2004)	(Multon 2004)
Conservation	I	H100	I	H100	I	H100	I	H100
ϵ_{∞_RSI}	0,34%	0,19%	1,58%	1,31%	1,55%	1,24%	0,25 %	0,17 %
τ_C_RSI (jours)	29	48	11	13	9	9	27	41
τ_L_RSI (jours)	92	100	83	89	62	66	68	53
ϕ (jours)	54	30	18	18	15	26	-	-
δ (jours)	84	88	120	120	120	119	-	-

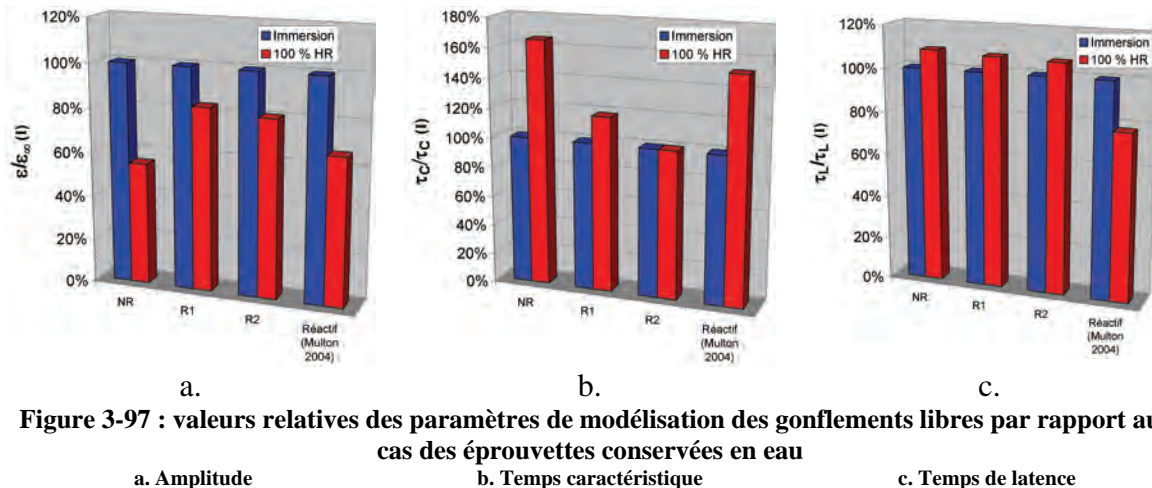


Figure 3-97 : valeurs relatives des paramètres de modélisation des gonflements libres par rapport au cas des éprouvettes conservées en eau

a. Amplitude

b. Temps caractéristique

c. Temps de latence

Une analyse des suivis massiques en fonction des suivis dimensionnels indique l'existence d'une relation affine entre déformation axiale et variation relative de masse, quelle que soit la réactivité du matériau considéré. A l'exception de la formule NR qui montre un comportement particulier dans le cas d'une expansion (attribué au changement de ciment pour cette formule), on observe une pente gonflement / variation relative de masse similaire, quel que soit le type de réaction de gonflement envisagée (RSI ou RSI+RAG) et le mode de conservation de l'éprouvette (immersion ou 100 % HR, 20°C ou 38°C). Il est donc suggéré que la prise de masse observée lors du gonflement soit essentiellement le résultat du remplissage par l'eau des fissures créées par les expansions. Une analyse détaillée des données confrontant les estimations de gonflement volumique sur la base des suivis massiques et des suivis dimensionnels semble indiquer que durant la phase de gonflement intense caractérisant les phénomènes sigmoïdes typiques des RGI, cette hypothèse de prise de masse par remplissage des fissures nouvellement créées est vérifiée.

Pour les trois matériaux NR, R1 et R2, aucun gonflement n'a été observé lorsqu'ils sont soumis à un séchage sévère dans une atmosphère à 30 % HR. L'estimation des profils de séchage dans ces conditions a montré que le cœur des corps d'épreuve est rapidement touché par le front de perte de masse, conduisant à un blocage de la réaction par manque d'eau.

Par ailleurs, aucune expansion n'a pu être décelée après 538 jours de suivi des corps d'épreuve protégés de la dessiccation par scellement hydrique, contrairement aux résultats mis en évidence pour la RAG par (Multon 2004). Il est supposé que la thermoactivation de l'hydratation durant la cure thermique ait conduit à une autodessiccation plus prononcée des matériaux et limite ainsi davantage les possibilités d'expansion (la saturation initiale des matériaux avoisine 0,9). Néanmoins, il reste difficile de conclure si l'absence de gonflement est liée à un effet de cinétique plutôt qu'à une impossibilité de développer la réaction. En effet, l'évaluation de profils de perte de masse semble indiquer que le séchage n'a que très peu affecté le cœur des éprouvettes. En d'autres termes, des gonflements pourraient se déclarer pour ces corps d'épreuve à plus long terme, à l'instar de ce qui pourrait se produire sur des ouvrages massifs soumis à des échanges hydriques très lents. Néanmoins, il n'est pas possible dans l'état actuel des choses de quantifier la période qu'il serait nécessaire d'attendre pour voir apparaître les premières expansions. Toutefois, la diminution substantielle du temps de latence lors de l'humidification tardive de ces corps d'épreuve en comparaison aux phénomènes observés

lors d'une humidification précoce (corps d'épreuve référencés I-H30_GL_28) semble confirmer qu'une partie du mécanisme réactionnel a été initiée lors de la première phase des expérimentations.

La comparaison des suivis dimensionnels et massiques en l'absence d'apport d'eau indique d'ailleurs que les critères fixés par le cahier des charges de formulation des bétons (cf. Chapitre 2) sont respectés : la similarité des profils de perte de masse et de déformation malgré les variations de composition entre les matériaux tend à confirmer que les bétons ont des propriétés d'échange comparables.

Dans nos conditions expérimentales spécifiques (traitement thermique de trois jours à 80°C et conservation à 38°C), le suivi de corps d'épreuve susceptibles de RSI et de RAG suggère que le développement de RAG durant la cure thermique (thermoactivation) soit un initiateur de la RSI lors de la phase de vieillissement du matériau (des premiers éléments pouvant étayer cette hypothèse ont été présentés ; néanmoins, une caractérisation microscopique complémentaire de l'évolution de la microstructure initiale des matériaux permettrait de préciser ce point). Cet effet déclencheur peut comporter une origine mécanique en créant une microfissuration favorable au développement de RSI (cf. Chapitre 1) mais également une origine chimique en consommant des alcalins pour la formation de gel et donc en favorisant la précipitation d'ettringite. Toutefois, il convient de garder à l'esprit que la modification d'un paramètre expérimental (en particulier un paramètre thermique) peut conduire à une modification radicale de l'ordre et de l'importance relative des différents mécanismes expansifs (les deux réactions sont en effet thermodépendantes mais pas de façon identique).

Le cas du matériau R2 conservé dans une atmosphère à 100 % HR a mis en évidence un comportement singulier conduisant à développer des gonflements plus importants que dans le cas d'une immersion, résultat inattendu à la lumière de l'étude de la RSI déjà menée dans ces travaux ou de celle de la RAG de (*Multon 2004*). Afin d'expliquer ce phénomène, un mécanisme a été proposé. Il est principalement basé sur des hypothèses relatives à la cinématique de la RAG par rapport à la RSI et à la lixiviation. Un modèle permettant de reproduire les gonflements libres dans ces conditions expérimentales a été formulé. Afin de s'assurer de la pertinence des hypothèses formulées, des essais de caractérisation du potentiel de gonflement de RAG du matériau R2 d'une part et de caractérisation de la lixiviation des alcalins en fonction des conditions d'exposition des corps d'épreuve d'autre part ont été réalisés. Les premiers essais ont mis en évidence les difficultés inhérentes au découplage chimique et mécanique de la RAG et de la RSI dans un matériau susceptible de développer les deux pathologies. Les seconds essais confirment que les matériaux immergés sont soumis à une lixiviation des alcalins plus importante que lors d'une exposition à une atmosphère saturée. Néanmoins, dans ce dernier cas, la diminution de la teneur en alcalins est loin d'être négligeable.

Si ces premiers essais ont apporté des premiers éléments de réflexion sur les hypothèses que nous avons formulées, ils nécessitent néanmoins d'être complétés, notamment pour caractériser plus finement le potentiel de RAG d'une formule mixte RSI-RAG. Par ailleurs, la problématique des couplages entre ces deux réactions mériterait d'être étudiée dans des domaines de traitement thermique et de conditions de conservation plus vastes. En tout état de cause, il semble difficile de modéliser une structure atteinte à la fois de RSI et de RAG en utilisant une courbe unique de gonflement imposé.

La mise au point d'une formule de béton ne développant pas de gonflement malgré l'application d'une cure thermique sévère en utilisant un ciment CEM I PM ES pauvre en sulfates, en aluminates et en alcalins s'est soldée par un échec. En effet, même si les

amplitudes et les cinétiques de gonflement ont été considérablement réduites (cf. Tableau 3-39), les phénomènes expansifs mesurés restent très significatifs (0,3 % en 12 mois) et peuvent induire des effets fortement délétères pour un ouvrage. Ceci confirme la nécessité de ne pas se limiter à l'analyse de la seule composition du matériau et de caractériser le couple formule de béton/traitement thermique quand il s'agit d'évaluer le risque de RSI (Kretz *et al.* 2007).

La fabrication d'une formule de béton « témoin » ne développant aucune expansion a été obtenue en utilisant le matériau NR sans application de cure thermique. Si l'absence de gonflement a été confirmée, un tel procédé expérimental conduit également à la fabrication de matériaux dont la microstructure est différente. En effet, la confrontation des suivis massiques montre une différence de comportement attribuable à la modification de la porosité par l'application de la cure thermique.

L'application d'un séchage tardif sur des matériaux ayant déjà développé des expansions a mis en évidence une modification du comportement de contraction hydrique. Cette modification a été attribuée à une fissuration plus importante conduisant à une évolution des propriétés de transfert. Par ailleurs, ces essais ont également pu mettre en évidence la grande irréversibilité chimique des gonflements de RSI.

Le cas d'une humidification tardive a permis de mettre en évidence la subsistance du potentiel de gonflement malgré l'exposition des matériaux à des conditions hydriques bloquant le développement de la pathologie. Dans le cas d'éprouvettes conservées dans un premier temps sous scellement, le développement d'expansions est très rapide, indiquant qu'une partie de la réaction a été initiée durant la première phase des essais. En revanche, les matériaux soumis initialement à un séchage sévère mettent plus de temps à développer des gonflements : il est nécessaire dans un premier temps de réhydrater suffisamment le matériau pour permettre le développement de gonflements. En termes de prise de masse au cours des gonflements, l'analyse des données effectuées est en accord avec celle effectuée pour une humidification précoce.

Le mode de préparation des échantillons (moulage, carottage à différentes échéances) s'est révélé être un paramètre non négligeable sur la valeur des gonflements mesurés. Les différentes techniques expérimentales ne semblent pas influencer grandement sur la dispersion intrinsèque des résultats au sein d'un même groupe de corps d'épreuve. En revanche, en modifiant les cinétiques et les amplitudes de gonflement, la technique choisie par l'expérimentateur modifie les résultats obtenus. Si des investigations complémentaires sont nécessaires pour affiner les premières conclusions issues de nos essais, la meilleure solution dans l'état actuel de nos connaissances consiste à utiliser des techniques expérimentales les plus représentatives des phénomènes que l'on souhaite étudier afin de réaliser des études de laboratoire qui soient les plus proches possibles de la réalité. Ainsi, d'une manière générale, les expansions estimées à l'aide de corps d'épreuve carottés conduisent à des résultats plus sécuritaires (gonflements plus élevés par rapport à des éprouvettes moulées). Par ailleurs, la réalisation d'essais d'expansion résiduelle dans un objectif de re-calcul semble plus pertinente à 100 % HR (ou dans des volumes d'eau restreints comme le préconisent [Pavoine & Divet 2009]) : en limitant la lixiviation des alcalins, cet essai conduit probablement à des résultats plus représentatifs des phénomènes ayant lieu au sein de structures de dimensions importantes pour lesquelles la lixiviation est beaucoup moins rapide que pour des cylindres de taille réduite.

Cette partie du programme expérimental a mis en évidence une correspondance entre les gonflements et les prises de masse : sauf pour des matériaux de porosité importante siège d'un remplissage des vides par l'ettringite, le gonflement au delà de 1 % semble correspondre à une augmentation du volume poreux se remplissant d'eau au fur et à mesure de sa formation. Ceci implique une modification du comportement hydrique du matériau durant la phase d'expansion qu'il convient très probablement de prendre en compte dans les méthodes de re-calcul : en effet, ceci induit une modification des cinétiques de transfert hydrique ; devant les couplages marqués mis en évidence entre gonflements et humidité, il apparaît important de prendre en compte ces effets. Ceci induit un couplage entre le calcul de diffusion hydrique au sein des structures et le calcul mécanique correspondant, augmentant ainsi par la même occasion la complexité du problème. En effet, de tels couplages ne se sont pas révélés nécessaires à intégrer dans des modélisations des effets de la RAG tels que ceux de (*Li et al. 2004*) ou (*Grimal 2007*).

Les cas de séchage ultérieurs au développement d'expansion ont mis en évidence l'irréversibilité des expansions d'une part et la modification des propriétés mécaniques et de transfert vis-à-vis de la dessiccation. Ainsi, de tels effets pourraient être intégrés également aux modèles de re-calcul et pourraient se révéler particulièrement nécessaires dans le cas de structures soumises à des cycles d'humidification-séchage telles que des piles de pont en zone de marnage par exemple.

Le cas de la concomitance entre RSI et RAG a montré qu'en fonction de la quantité d'alcalins disponibles dans le matériau et de la température d'exposition, les couplages entre ces deux pathologies évoluent. La modélisation des gonflements libres proposée comme une addition de deux déformations chimiques imposées apparaît assez simple à intégrer dans un outil de re-calcul tel que RGIB (*Baghdadi 2008*). Néanmoins, le calage de cette loi reste pour l'instant délicat ; en particulier, des investigations complémentaires sur son domaine d'application en fonction de la température et de la lixiviation des alcalins se révèlent nécessaires pour améliorer notre compréhension de ces couplages complexes. Ainsi, il pourrait se révéler utile à terme d'intégrer aux outils de re-calcul une analyse de la lixiviation des alcalins dans les structures atteintes afin d'affiner la réponse des modèles développés.

La comparaison des expansions et des degrés de saturation correspondants semble mettre en évidence l'existence d'un seuil nécessaire au développement des expansions. Ceci conforte les données disponibles dans la littérature (*Graf 2007, Rust 2009*) ne mettant en évidence aucune expansion pour des humidités relatives d'exposition trop faibles.

Le seuil évalué pourrait correspondre à un degré de saturation de 0,93 à 0,95 qui pourrait se rapprocher d'un seuil de percolation de l'eau liquide au sein du réseau poreux

Le calcul du degré de saturation s'est révélé cependant relativement délicat : les fortes prises de masse liées au développement des gonflements conduisent à une intrusion d'eau qui n'est pas directement responsable de l'augmentation de la saturation du matériau. Ainsi, en régime d'expansion, il a été nécessaire de « corriger » les prises de masse mesurées de celles correspondant à une entrée d'eau liée à l'ouverture d'espaces poreux sous l'effet des expansions. Ceci implique nécessairement des incertitudes sur le résultat final qu'il ne nous a pas été possible de quantifier à la lumière de nos résultats. En outre, la mesure du degré de saturation initiale s'est également révélée être un paramètre particulièrement sensible dans le cadre de cette approche.

Enfin, les résultats de suivi des gonflements des éprouvettes soumises à un état de contrainte sont décrits dans ce chapitre pour une durée d'essai d'environ deux ans. Les

contraintes techniques inhérentes à ces essais ont porté notre choix sur la réalisation d'essais sous scellements hydriques. Conformément à notre analyse des couplages entre humidité et gonflements, il apparaît que cette technique expérimentale n'est pas la plus adaptée : en effet, l'absence d'apport d'eau liquide n'a pas permis le développement d'expansions dans un délai suffisamment court. Néanmoins, l'estimation des degrés de saturation dans ces corps d'épreuve (proches des seuils de déclenchement des réactions que nous avons pu identifier) laisse penser que l'absence de gonflements pourrait être le résultat d'un effet de cinétique et non d'une « impossibilité chimique ». Ainsi, un suivi à long terme a été mis en place et ambitionne de fournir à l'avenir des éléments de réponse quantifiés quant à la possibilité de développer des expansions en l'absence d'apports d'eau.

Chapitre 4 Effets des réactions de gonflement sur des structures soumises à un gradient hydrique

1	Comportement hydrique de structures soumises à un gradient hydrique	281
1.1	Introduction.....	281
1.2	Suivi hydrique global	281
1.2.1	Phase 1 : séchage de la partie supérieure	281
1.2.2	Phase 2 : humidification de la partie supérieure	283
1.3	Suivi hydrique local	284
1.3.1	Phase 1 : séchage de la partie supérieure	284
1.3.2	Phase 2 : remouillage de la partie supérieure.....	286
1.4	Détermination des mouvements hydriques dans les structures	287
1.4.1	Phase 1 : séchage de la partie supérieure	287
1.4.1.1	Cas d'une poutre faiblement réactive vis-à-vis de la RSI	287
1.4.1.2	Cas d'une poutre fortement réactive vis-à-vis de la RSI	290
1.4.1.2.1	Remontée du front d'imbibition en fonction de la racine carrée du temps	290
1.4.1.2.2	Modification de la cinétique de remontée hydrique	291
1.4.1.2.3	Modification de la modélisation du comportement hydrique en partie basse de la structure : comportement hydrique « binaire »	292
1.4.1.2.4	Modification du comportement hydrique en partie basse de la structure : prise de masse de gonflement libre pondérée par la cinétique d'imbibition.....	296
1.4.1.2.5	Discussion des différentes modélisations	298
1.4.2	Phase 2 : remouillage de la partie supérieure.....	299
2	Comportement mécanique des poutres non armées	300
2.1	Suivis dimensionnels de la poutre fortement réactive vis-à-vis de la RSI.....	300
2.1.1	Déformations dans la direction verticale.....	300
2.1.1.1	Mesures internes par jauges noyées	300
2.1.1.2	Mesures externes par cordes vibrantes	302
2.1.2	Déformations dans la direction transversale	303
2.1.2.1	Mesures internes par jauges noyées	303
2.1.2.2	Mesures en faces supérieure et inférieure (extensomètres à corde vibrante)....	304
2.1.2.3	Mesures externes par cordes vibrantes	306
2.1.2.4	Confrontation des différentes mesures et profils de déformation transversales	306
2.1.3	Fonctionnement de la poutre dans la direction longitudinale.....	307
2.1.3.1	Déformations longitudinales locales	307
2.1.3.2	Déformations longitudinales globales	309
2.1.3.3	Mesure de flèches.....	310
2.1.3.4	Profil de déformation horizontale moyen – description du fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres	313
2.1.4	Evaluation de l'isotropie des déformations mesurées dans une poutre non armée ...	313
2.1.5	Description de l'évolution de l'état du corps d'épreuve : fissuration et déformation	315
2.2	Suivis dimensionnels de la poutre faiblement réactive vis-à-vis de la RSI.....	316
2.2.1	Déformations dans la direction verticale.....	316
2.2.2	Déformations dans la direction transversale	316
2.2.3	Fonctionnement de la poutre dans la direction longitudinale.....	317
2.2.4	Mesures de flèches.....	319
2.2.5	Conclusions.....	320
2.3	Suivis dimensionnels de la poutre réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG	321
2.3.1	Déformations dans la direction verticale.....	321

2.3.2	Déformations dans la direction transversale.....	322
2.3.3	Fonctionnement de la poutre dans la direction longitudinale	323
2.3.3.1	Déformations longitudinales locales.....	323
2.3.3.2	Déformations longitudinales globales.....	324
2.3.3.3	Mesure de flèches	325
2.3.3.4	Profil de déformation horizontale moyen – description du fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres.....	326
2.3.4	Evaluation de l'isotropie des déformations mesurées.....	327
2.3.5	Description de l'évolution de l'état du corps d'épreuve : fissuration et déformation	328
2.4	Investigations complémentaires suite à la rupture spontanée des poutres non armées réactives	329
2.4.1	Introduction	329
2.4.2	Essais d'expansion résiduelle	331
2.4.3	Observations microscopiques	336
2.5	Synthèse du comportement mécanique expérimental des poutres non armées.....	339
2.6	Analyse mécanique des poutres non armées.....	340
2.6.1	Introduction	340
2.6.2	Principe de la modélisation et notations adoptées	340
2.6.3	Cas de la poutre P1 faiblement réactive vis-à-vis de la RSI.....	343
2.6.3.1	Influence des profils hydriques et des profils de déformations imposées.....	343
2.6.3.1.1	Modèle (Multon 2004).....	343
2.6.3.1.2	Modèle de comportement hydrique binaire et déformations de gonflement libre imposées	345
2.6.3.1.3	Modèle de comportement hydrique binaire et déformations de gonflement libre pondérées	346
2.6.3.1.4	Modèle de comportement hydrique et déformations de gonflement libre pondérés par la cinétique d'imbibition des poutres.....	346
2.6.3.1.5	Conclusions sur l'influence des données d'entrée	347
2.6.3.2	Influence d'une variation du module d'Young	348
2.6.4	Cas d'une poutre constituée d'un matériau à fort potentiel de gonflement	350
2.6.4.1	Poutre P2.....	350
2.6.4.1.1	Influence du type de modélisation	350
2.6.4.1.2	Variation du module d'Young	351
2.6.4.2	Poutre P5.....	354
2.6.5	Conclusions relatives à la modélisation des poutres non armées.....	355
2.7	Conclusions	355
3	Comportement mécanique des poutres armées	357
3.1	Suivi dimensionnel des structures.....	357
3.1.1	Cas des poutres P3 et P4 armées réactives vis-à-vis de la RSI.....	357
3.1.1.1	Déformations dans la direction verticale	357
3.1.1.2	Déformations dans la direction transversale	359
3.1.1.3	Fonctionnement des structures dans la direction longitudinale.....	361
3.1.1.3.1	Déformations longitudinales locales du béton	361
3.1.1.3.2	Déformations longitudinales globales du béton	364
3.1.1.3.3	Déformations des aciers longitudinaux	365
3.1.1.3.4	Mesures de flèches	366
3.1.1.3.5	Profil de déformation horizontale moyen – description du fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres	369
3.1.1.4	Description de l'évolution de l'état des corps d'épreuve.....	371
3.1.2	Cas de la poutre armée P6 réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG.....	373
3.1.2.1	Déformations dans la direction verticale	373
3.1.2.2	Déformations dans la direction transversale	375
3.1.2.3	Fonctionnement de la structure dans la direction longitudinale.....	376
3.1.2.3.1	Déformations longitudinales locales du béton	376
3.1.2.3.2	Déformations longitudinales globales du béton	378
3.1.2.3.3	Déformations des aciers longitudinaux	378
3.1.2.3.4	Mesures de flèches	379
3.1.2.3.5	Profil de déformation horizontale moyen – description du fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres	381

3.1.2.4	Description de l'évolution de l'état des corps d'épreuve	383
3.1.3	Conclusions sur le comportement mécanique expérimental des poutres armées	383
3.2	Analyse mécanique des poutres armées	384
3.2.1	Principe de modélisation.....	384
3.2.2	Influence de la donnée d'expansion imposée prise en compte.....	385
3.2.2.1	Cas des poutres fortement armées	385
3.2.2.2	Cas de la poutre faiblement armée	386
3.2.3	Influence de la prise en compte d'une diminution du module d'Young	387
3.2.3.1	Modélisation.....	387
3.2.3.2	Cas des poutres fortement armées	388
3.2.3.3	Cas de la poutre faiblement armée	390
3.2.4	Influence de la modélisation du profil hydrique	391
3.2.4.1	Cas des poutres fortement armées	391
3.2.4.2	Cas de la poutre faiblement armée	392
3.2.5	Conclusions relatives à la modélisation des poutres armées	394
3.3	Conclusions.....	394
4	Application d'une méthode de re-calcul au cas des poutres non armées	395
4.1	Introduction.....	395
4.2	Description de la méthode de re-calcul	396
4.2.1	Organisation du calcul	396
4.2.2	Lois mises en œuvre.....	397
4.2.2.1	Couplage histoire thermique au jeune âge / potentiel de gonflement.....	397
4.2.2.2	Couplage humidité / gonflement	397
4.2.2.3	Couplage contraintes / gonflements : anisotropie induite	398
4.2.2.4	Comportement du matériau vis-à-vis du retrait.....	399
4.2.2.5	Endommagement des matériaux sous l'effet des gonflements.....	400
4.3	Calculs hydriques – poutre P2.....	400
4.3.1	Calage des paramètres.....	401
4.3.2	Premier calcul hydrique	403
4.3.3	Second calcul hydrique.....	404
4.3.4	Conclusions.....	406
4.4	Calculs mécaniques – poutre P2	406
4.4.1	Données d'entrée	406
4.4.1.1	Calage de la loi de couplage gonflement / humidité	406
4.4.1.2	Calage de la loi de retrait.....	407
4.4.1.3	Synthèse des données d'entrée	407
4.4.2	Premier calcul mécanique	408
4.4.3	Second calcul mécanique.....	409
4.4.4	Application de la cinétique d'imbibition à la courbe de gonflement	410
4.5	Influence de la réactivité – calculs mécaniques des poutres P1 et P5	412
4.5.1	Données d'entrée	412
4.5.2	Résultats.....	413
4.6	Conclusions.....	414
5	Effets d'une humidification tardive en partie supérieure	415
6	Conclusions de l'analyse du fonctionnement de poutres soumises à des réactions de gonflement interne.....	417

1 Comportement hydrique de structures soumises à un gradient hydrique

1.1 Introduction

Les essais de caractérisation des couplages entre humidité et gonflement ont montré que la teneur en eau d'un matériau susceptible de RSI est un paramètre critique vis-à-vis des phénomènes d'expansion (cf. Chapitre 3) Les essais sur poutre sont basés sur l'application d'un gradient hydrique vertical au sein des structures avec pour objectif de développer des gradients de gonflement (cf. Chapitre 2). Par conséquent, pour comprendre le fonctionnement mécanique des structures, il est nécessaire d'en comprendre le fonctionnement hydrique. Cette section propose une description des résultats expérimentaux correspondant aux suivis hydriques locaux et globaux des différentes structures. Après avoir analysé ces observations, une modélisation des mouvements d'eau au sein des structures est proposée. On rappelle pour mémoire la nomenclature des poutres :

Tableau 4-1 : nomenclature des poutres testées

Désignation	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Formule de béton	NR	R1	R1	R1	R2	R2
Renforcement	NA	NA	A	FA	NA	FA

(NA = Non Armé ; A = faiblement Armé ; FA = Fortement Armé)

1.2 Suivi hydrique global

1.2.1 Phase 1 : séchage de la partie supérieure

La Figure 4-1 représente le suivi massique global des poutres durant la phase de séchage de la partie supérieure. De par les conditions d'exposition des corps d'épreuve, ces évolutions de masse peuvent être assimilées aux échanges hydriques avec le milieu extérieur (néanmoins, des phénomènes tels que la lixiviation des alcalins au niveau de la face immergée ou la carbonatation au niveau de la face supérieure peuvent induire également des variations massiques ; il est toutefois difficile d'évaluer leur contribution à la lumière de nos données). L'origine de l'échelle des temps correspond à la mise en conditions expérimentales des corps d'épreuve, c'est-à-dire à l'instant où le scellement hydrique en parties supérieure et inférieure, mis en place pour pouvoir réaliser l'instrumentation sans dessécher le matériau, est enlevé pour soumettre les poutres au gradient hydrique. Cette première phase des expérimentations a duré 427 jours. A cette échéance, aucune des poutres ne semblait avoir atteint un état hydrique stable (les masses évoluaient toujours significativement).

Durant cette phase des expérimentations, la face supérieure des corps d'épreuve est soumise à l'environnement extérieur sec (30 % HR) tandis que les 7 cm inférieurs sont immergés dans un bac d'eau (volume utile : $0,38 \times 0,21 \times 3,15 \text{ m}^3$). Les évolutions massiques globales sont donc le fruit de la combinaison du séchage en partie haute et de l'absorption d'eau en partie basse. L'ensemble des poutres se comporte suivant un même schéma :

- dans un premier temps, on observe une perte de masse globale de chacun des corps d'épreuve (pente de la tangente à la courbe de suivi négative) : durant cette phase, la perte de masse par séchage est plus importante que le gain de masse issu de l'immersion. Le séchage est donc prépondérant par rapport à l'imbibition ;
- dans un second temps, la pente de la tangente à la courbe de suivi massique devient positive. Ceci implique que le phénomène d'imbibition devient dans ce cas prépondérant par rapport au séchage. La variation massique minimum est comparable pour tous les corps d'épreuve et est comprise entre -1,5 kg et -1,8 kg et est observée entre 30 et 80 jours après lancement des essais (cf. Figure 4-1.b). A l'exception de la poutre P1, cette dominance de l'absorption d'eau par rapport au séchage conduit les corps d'épreuve à présenter, au-delà de 150 jours environ, des variations relatives de masse positives par rapport à l'état initial. Celles-ci peuvent être très importantes (prise de masse d'environ 16 kg pour P5 après 150 jours d'exposition).

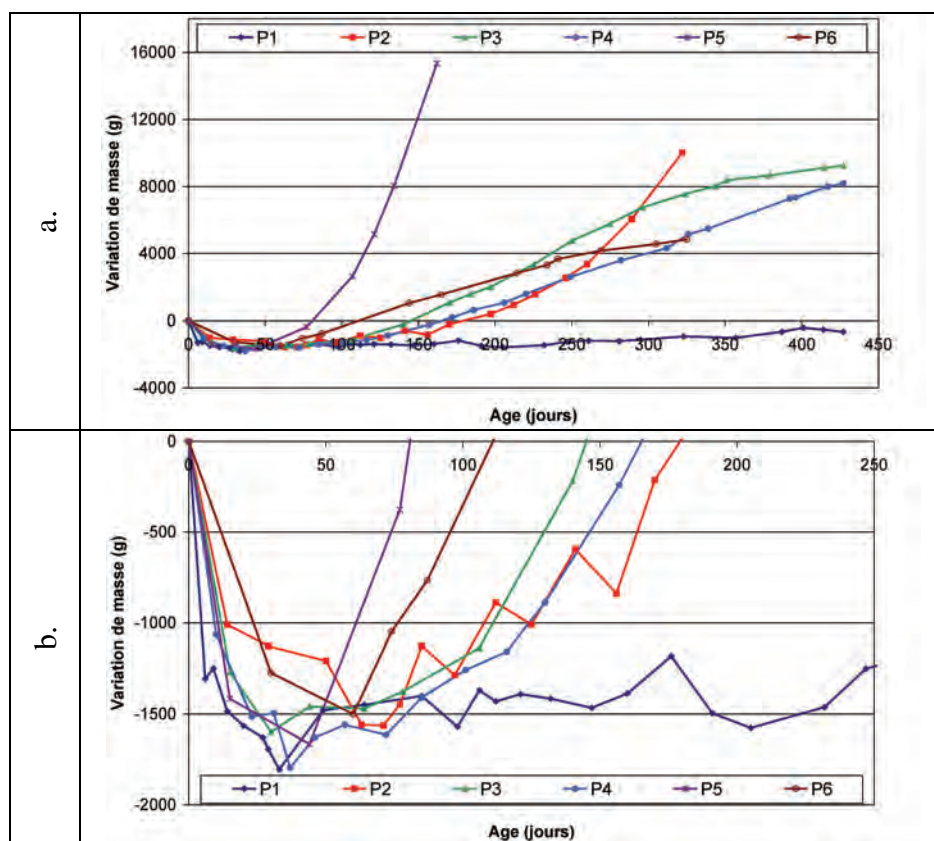


Figure 4-1 : suivi hydrique global des poutres durant la phase de séchage (a. vue d'ensemble ; b. zoom)

Contrairement au cas de l'étude de la RAG par (Multon 2004), les poutres présentent des comportements hydriques très variés en fonction de la réactivité du matériau choisi et du taux de renforcement par armatures de la structure. Ainsi, dans ses travaux, Multon n'observe que des pertes de masse globale des structures, indiquant que le séchage reste plus important que l'imbibition tout au long des expérimentations. Les pertes de masse suivent une évolution linéaire en fonction de la racine carrée du temps d'exposition. Dans ce contexte, (Multon 2004) définit une cinétique moyenne de perte de masse globale pour l'ensemble des corps d'épreuve témoignant d'un comportement hydrique global similaire pour tous les corps d'épreuve. Un tel résultat ne peut être établi dans le cas de notre étude : la Figure 4-1 met très nettement en évidence des comportements hydriques

très différents pour les six poutres considérées. Trois types de comportement hydrique peuvent être définis :

- Imbibition finale ne permettant pas d'aboutir à une teneur en eau plus importante qu'au moment de l'initialisation des essais : c'est le cas de la seule poutre P1. Dans ce cas, la plus faible réactivité du matériau NR n'a pas engendré une prise de masse suffisamment importante pour compenser le séchage en partie supérieure ;
- Imbibition finale conduisant à des prises de masse très importantes non stabilisées à l'issue de la première phase des essais : c'est le cas des poutres P2 et P5. Le suivi de ces structures est stoppé respectivement à environ 320 et 150 jours suite à leur ruine sous les effets combinés des gonflements et du poids propre (cf. section 2.3.1). L'imbibition en partie inférieure est considérable sous les effets de la très forte réactivité des matériaux R1 et R2. Au moment de la rupture, la courbe de suivi hydrique global ne semble pas indiquer que les phénomènes soient sur la voie d'une stabilisation ;
- Imbibition finale conduisant à des prises de masse assez importantes mais dont la stabilisation est amorcée à l'issue de la première phase des essais : c'est le cas des poutres armées P3, P4 et P6. L'imbibition de ces structures est suffisamment importante pour compenser les effets du séchage vis-à-vis de la prise de masse globale. Néanmoins, les courbes de suivi semblent indiquer que les phénomènes sont en voie de stabilisation à la fin de la première phase des expérimentations (ou tout du moins que les vitesses de prise de masse diminuent).

1.2.2 Phase 2 : humidification de la partie supérieure

Au moment de la rédaction de ce mémoire, l'intégralité des essais de remouillage n'a pas été lancée sur l'ensemble des poutres. La quantité de données disponibles est donc relativement limitée. La Figure 4-2 représente les suivis massiques des poutres après remouillage (échéance 427 jours). Pour les trois corps d'épreuve P1, P3 et P4 déjà soumis au remouillage, on note un comportement similaire caractérisé par une prise de masse quasi-instantanée importante et correspondant à une rapide reprise d'eau du matériau situé en partie supérieure. On observe par la suite une augmentation progressive et plus lente de la teneur globale en eau.

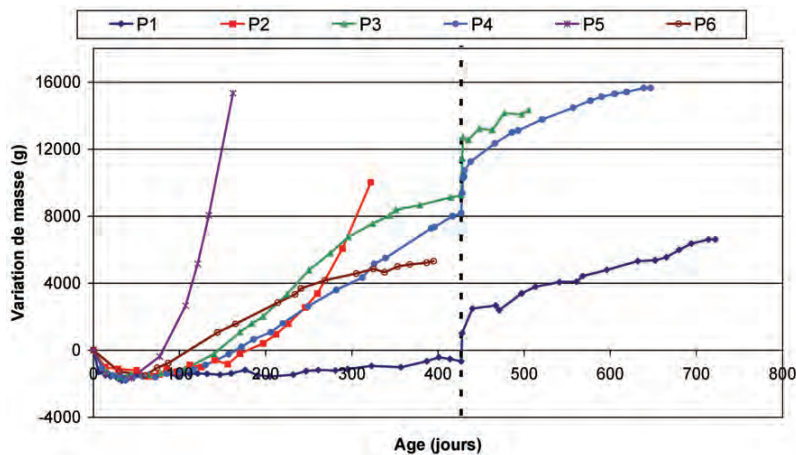


Figure 4-2 : suivi hydrique global des poutres durant la phase de remouillage (trait pointillé = instant de remouillage)

La Figure 4-3 correspond au suivi massique recalé sur l'instant de remouillage. On observe que la prise de masse quasi-instantanée est comparable pour les trois poutres, bien que leurs compositions puissent être différentes. Ceci semble confirmer que cette imbibition correspond à une reprise d'eau suite au séchage sévère imposé durant la première phase des essais plutôt qu'à une réaction de gonflement. En effet, la poutre P1 fabriquée avec le béton NR présente un potentiel d'expansion bien moins important que les poutres P3 et P4 coulées avec le béton R1. L'observation de prises de masse similaires semble donc indiquer que les processus de gonflement ne sont pas impliqués dans les premiers instants.

Par la suite, on observe une cinétique de prise de masse comparable pour les poutres P3 et P4 (formule R1, poutres respectivement faiblement et fortement armées). Durant cette phase, la prise de masse par mobilisation d'eau provient de la resaturation des zones de matériaux séchées d'une part et du gain de masse observé à la faveur des gonflements d'autre part (cf. Chapitre 3). En effet, la fissuration rapidement développée en face supérieure (on note un début de fissuration longitudinale après seulement une quarantaine de jours) atteste du développement d'expansions dans la partie supérieure des structures. Ceci indique que durant les 70 jours de suivi communs à P3 et P4 dont nous disposons à l'heure actuelle, les gonflements développés sont similaires.

Par ailleurs, on note un écart de prise de masse au cours du temps entre la poutre P1 (formule NR) et les poutres P3 et P4 (formule R1). Celui-ci peut s'expliquer par la différence de comportement hydrique de ces deux matériaux lorsqu'ils développent des expansions comme l'ont montré les résultats présentés dans le Chapitre 3. En effet, le potentiel expansif de R1 étant plus important que celui de NR, les prises de masse associées sont également plus importantes, expliquant ainsi potentiellement ces différences de comportement hydrique global lors du remouillage.

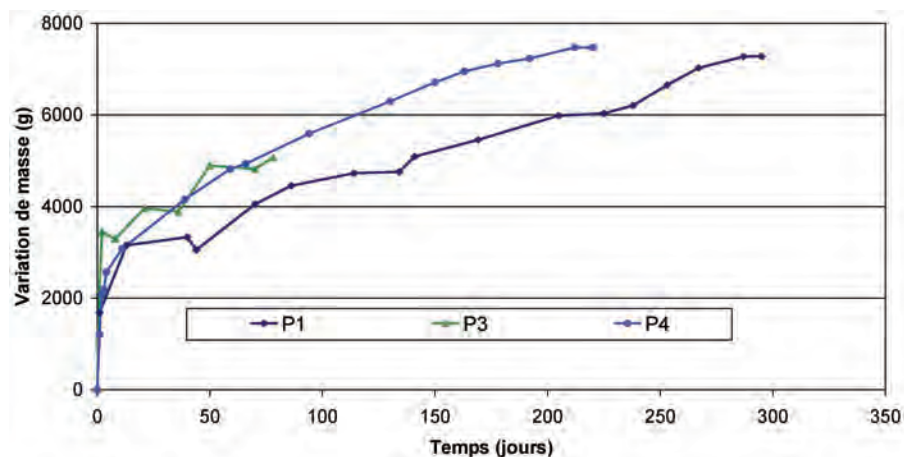


Figure 4-3 : suivi massique global des poutres après recalage à l'instant de remouillage

1.3 Suivi hydrique local

1.3.1 Phase 1 : séchage de la partie supérieure

Le suivi de la teneur hydrique locale par méthode de gammadensimétrie s'est révélé particulièrement délicat à réaliser : d'une part, des pannes du dispositif ont rendu cette tâche difficile ; d'autre part, les fortes déformations imposées aux structures les plus réactives ont compliqué la répétabilité de positionnement du banc de gammadensimétrie. La rotation des sections de mesure a notamment introduit un biais important dans les

mesures réalisées. Ainsi, la grande majorité des mesures de gammadensimétrie réalisées au cours de ce programme se sont révélées inexploitable.

Néanmoins, les mesures réalisées sur la poutre P1 dont la flexion est restée modérée apparaissent pertinentes. Jusqu'à une profondeur d'une dizaine de centimètres, elles ont fourni des données cohérentes. La Figure 4-4 représente les mesures effectuées jusqu'à une profondeur de 90 mm. Il semble que le séchage ait atteint cette profondeur à une échéance de 430 jours. Cette hauteur semble cohérente avec les résultats de (Multon 2004) : pour des matériaux de formulation comparable, la profondeur de séchage est évaluée à environ 12 cm après 400 jours d'exposition. Les différences de comportement hydrique entre ces deux études peuvent s'expliquer par la réalisation de la cure thermique qui conduit à une modification de la microstructure des matériaux (cf. Chapitre 3).

Afin de faciliter l'exploitation de ces données, les résultats expérimentaux sont représentés mathématiquement à l'aide de la relation (4-1). Cette représentation mathématique a été privilégiée à une cinétique en racine carrée du temps telle que celle proposée par (Multon 2004) en raison des variations de masses très rapides en début d'essai mal retranscrites par cette dernière. Ceci est le résultat des différences de comportements hydriques des matériaux vis-à-vis du séchage entre les bétons traités thermiquement de cette étude et ceux de l'étude de (Multon 2004) qui ne l'étaient pas comme cela a été mis en évidence au Chapitre 3. Le calage des paramètres de cette relation est donné dans le Tableau 4-2. La Figure 4-5 représente l'évolution du profil de séchage au sein de la poutre au cours du temps sur la base de ces estimations.

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{\delta m}{m} \right)_\gamma (t) = A \cdot \left(\exp\left(-\frac{t}{\tau} \right) - 1 \right) \\ \left(\frac{\delta m}{m} \right)_\gamma (t) = \text{variation relative de masse locale à un instant } t \\ A = \text{variation relative de masse après stabilisation des phénomènes} \\ \tau = \text{temps caractéristique} \end{array} \right. \quad (4-1)$$

Tableau 4-2 : calage des paramètres pour représentation des profils de séchage

Profondeur (mm)	10	50	70	90
A	2,60%	1,60%	1,84%	1,06%
τ (jours)	10	80	1000	1000

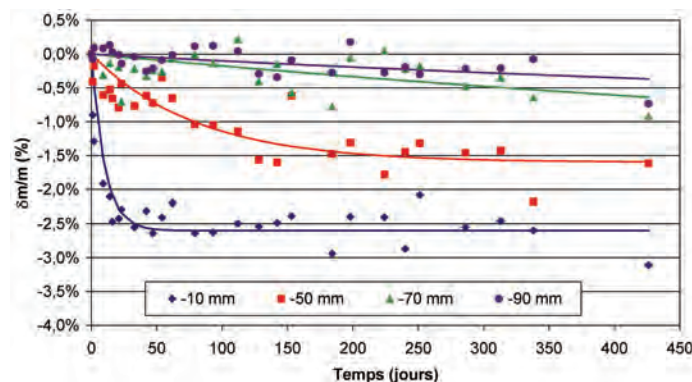


Figure 4-4 : évolution du séchage en fonction de la profondeur au sein de la poutre P1 (profondeur par rapport à la face supérieure du corps d'épreuve)

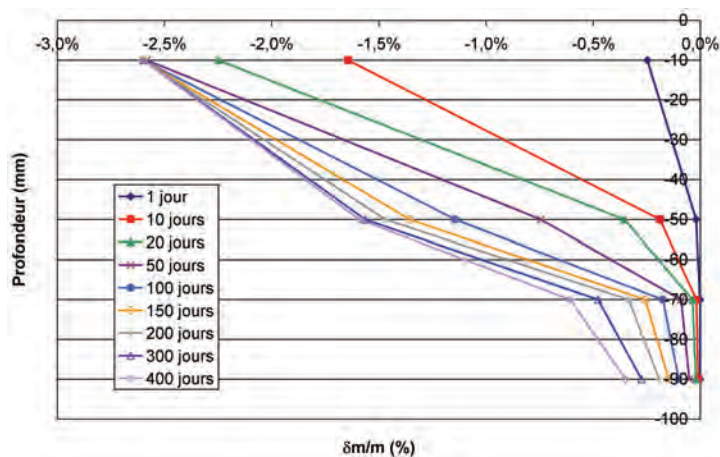


Figure 4-5 : évolution du profil de séchage au sein de la poutre P1

Par la suite, nous utiliserons le profil de séchage en partie supérieure de la poutre P1 pour l'ensemble des poutres. Cette hypothèse est justifiable par le fait que les matériaux NR, R1 et R2 ont été formulés de manière à présenter des propriétés similaires (squelettes granulaires comparables, même quantité de pâte de ciment, cf. Chapitre 2). Ainsi, les suivis massiques d'éprouvettes en séchage à 30 % HR ont révélé des cinétiques de perte de masse comparables (cf. Chapitre 3). Par ailleurs, cette hypothèse est également appuyée par la comparaison des profils de séchage obtenus par gammadensimétrie à une profondeur de 10 mm (mesure ayant le mieux fonctionné) : on observe des cinétiques de perte de masse comparables comme l'indique la Figure 4-6).

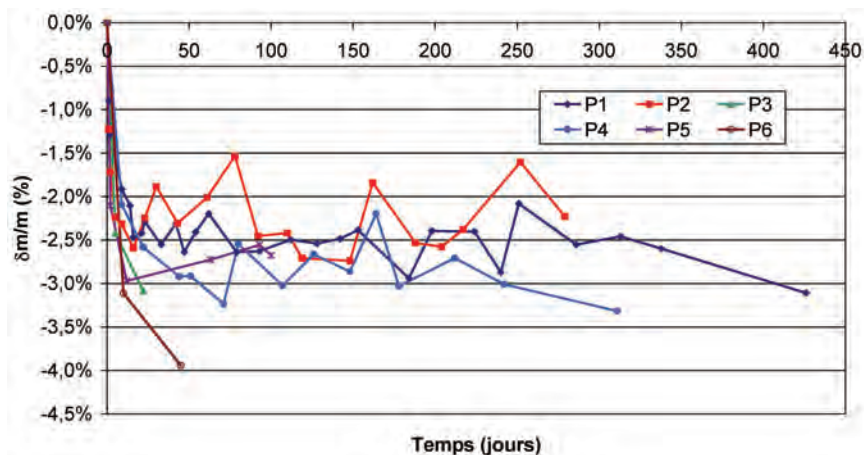


Figure 4-6 : comparaison des séchages mesurés à une profondeur de 10 mm sur les différentes poutres

1.3.2 Phase 2 : remouillage de la partie supérieure

Les difficultés rencontrées lors de la mise en œuvre de la méthode de gammadensimétrie ont empêché la collecte de données pertinentes lors de la phase de remouillage des corps d'épreuve. Ceci pose donc un problème quant à l'évaluation du profil hydrique des poutres en partie supérieure lors de cette phase des expérimentations. Parmi les solutions envisagées pour pallier ce manque durant la suite du programme expérimental, le suivi hydrique local de corps d'épreuve de géométrie similaires à celle des poutres mais dont la mesure est réalisable plus facilement est envisagée. L'utilisation d'un banc de gammadensimétrie fixe (mesures sur éprouvettes) plutôt que le banc mobile mis en œuvre dans cette étude pourrait par exemple améliorer les problèmes de positionnement

des points de mesure liés aux importantes déformations. En tout état de cause, dans cette éventualité, des essais doivent être mis en œuvre pour chaque formule car, contrairement au front de séchage, le front d'imbibition en partie supérieure dépendra fortement du potentiel d'expansion du matériau considéré ainsi que de l'état de fissuration qui sera développé. La position du front de remouillage pourra également être estimée par l'intermédiaire d'une méthode numérique (résolution du problème de diffusion). Ceci nécessite toutefois de nombreuses hypothèses d'où des difficultés probables de calibrage.

1.4 Détermination des mouvements hydriques dans les structures

1.4.1 Phase 1 : séchage de la partie supérieure

1.4.1.1 Cas d'une poutre faiblement réactive vis-à-vis de la RSI

L'utilisation combinée des techniques de pesée et de gammadensimétrie a pour objectif de permettre de caractériser les mouvements hydriques dans les structures (*Multon et al. 2004, Multon & Toutlemonde 2004*) : par la connaissance du profil de séchage en partie supérieure par la méthode de gammadensimétrie, et connaissant les variations globales de masse des poutres, il est possible d'évaluer à chaque instant la position du front d'imbibition en partie inférieure, moyennant une hypothèse sur sa cinétique de remontée. Dans cette section, l'approche développée par (*Multon 2004*) est appliquée au cas de la poutre P1 (formule NR) dont la réactivité est relativement faible vis-à-vis de la RSI, présentant ainsi une amplitude de gonflement finale comparable à la RAG (de l'ordre de 0,3 %).

Les variations de masse dans les poutres résultent du cumul du séchage du matériau en partie supérieure et de son humidification par immersion de la partie inférieure :

$$\Delta M_{\text{global}}(t) = \Delta M_{\text{imbibition}}(t) + \Delta M_{\text{séchage}}(t) \quad (4-2)$$

La contribution du séchage peut être évaluée grâce aux données issues des mesures de gammadensimétrie. Pour une fine tranche de poutre de surface S_p et d'épaisseur dz , il est possible d'écrire la variation de masse issue du séchage $dm_{\text{séchage}}$ (cf. relation (4-3)). Cette écriture est possible car le gradient de séchage est vertical de par le mode de conservation des poutres. Ainsi, la contribution du séchage à la variation de masse globale de la structure peut être calculée en sommant les variations massiques de chacune de ces parties de poutre élémentaires, c'est-à-dire en intégrant cette relation selon z sur la partie séchante de la structure. Cette partie se borne aux 11 cm supérieurs de la poutre d'après les mesures de gammadensimétrie décrites en section 1.3.1 (dernière mesure de variation relative de masse non nulle effectuée à une profondeur de 9 cm). Il vient alors la relation (4-4).

$$\left\{ \begin{aligned}
 dm_{\text{séchage}}(t) &= m_{\text{initiale}} \cdot \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\gamma}(z, t) \\
 &= M_v \cdot S_p \cdot dz \cdot \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\gamma}(z, t) \\
 m_{\text{initiale}} &= \text{masse initiale de la tranche de poutre} \\
 M_v &= \text{masse volumique initiale du matériau} \\
 \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\gamma}(z, t) &= \text{variation locale de masse mesurée par} \\
 &\quad \text{gammadensimétrie à la profondeur } z
 \end{aligned} \right. \quad (4-3)$$

$$\Delta M_{\text{séchage}}(t) = \int_{\text{partie séchante=ps}} dm_{\text{séchage}}(t) = M_v \cdot S_p \cdot \int_{ps} \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\gamma}(z, t) \cdot dz \quad (4-4)$$

Les gains de masse de chaque poutre correspondent par ailleurs à l'absorption d'eau sous les effets des réactions de gonflement mais également à la remontée d'un front d'imbibition par capillarité. Le développement de la fissuration peut aussi faciliter cette remontée. Afin d'estimer la position du front d'imbibition à chaque instant, il est nécessaire de formuler une hypothèse sur le type de cinétique suivi par ce paramètre. (Multon 2004) propose la relation (4-5), $\zeta(t)$ représentant la hauteur de remontée du front d'imbibition, en prenant comme référence la surface du niveau d'immersion de la poutre (cf. Figure 4-7).

$$\left\{ \begin{aligned}
 \zeta(t) &= D\sqrt{t} \\
 D &= \text{coefficient d'absorption}
 \end{aligned} \right. \quad (4-5)$$

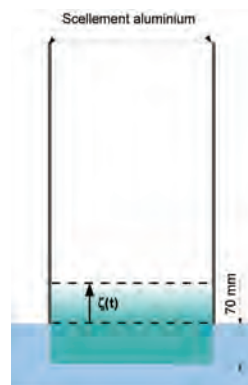


Figure 4-7 : remontée capillaire du front d'imbibition dans la section transversale d'une poutre

La partie immergée de la poutre, d'une hauteur de 7 cm, est supposée subir une absorption d'eau brutale lors de la mise en eau. On considère à cet instant initial que le front de remontée capillaire est au niveau de l'eau ($\zeta = 0$). Afin de tenir compte de la pénétration progressive d'humidité dans le bloc immergé, il est considéré que les prises de masse se font suivant une cinétique identique à celle mesurée sur les éprouvettes de gonflement libre. Cette manière d'exprimer les prises de masse revient donc à considérer que la part de variations massiques issues de l'imbibition résulte des gains de masse du

bloc immergé combiné à la remontée capillaire du front. Ainsi, la contribution de l'imbibition s'écrit de la façon suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta M_{\text{imbibition}}(t) = (0,07 + \zeta(t)) \cdot S_p \cdot M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuve}}(t) \\ \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuve}}(t) = \text{variation relative de masse sur éprouvette} \\ \text{de gonflement libre à l'échéance } t \end{array} \right. \quad (4-6)$$

En combinant les relations (4-2), (4-3) et (4-6), il vient la relation (4-7). ΔM_{global} est connu par pesée des poutres. Il est donc possible d'évaluer une valeur de D à partir de la relation (4-8) à chaque échéance de pesée disponible. Ainsi, il devient possible de caractériser la position du front d'imbibition au cours du temps.

$$\Delta M_{\text{global}}(t) = (0,07 + \zeta(t)) \cdot S_p \cdot M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuve}}(t) + M_v \cdot S_p \cdot \int_{\text{ps}} \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\gamma}(z, t) \cdot dz \quad (4-7)$$

$$D = \left(\frac{\frac{\Delta M_{\text{global}}(t)}{S_p} - M_v \cdot \int_{\text{ps}} \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\gamma}(z, t) \cdot dz}{M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuve}}(t)} - 0,07 \right) \cdot \frac{1}{\sqrt{t}} \quad (4-8)$$

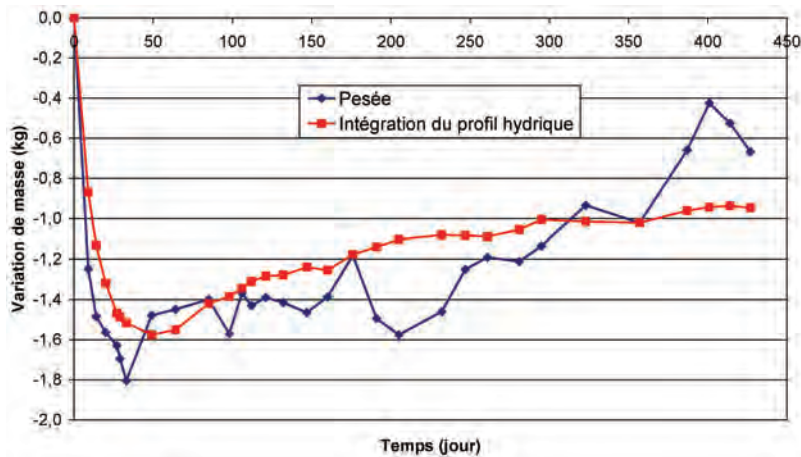


Figure 4-8 : modélisation du suivi hydrique global de la poutre P1

Le calcul de D peut être effectué pour chaque instant où on dispose des différentes données nécessaires. On évalue ainsi autant de valeurs possibles du coefficient D que de pas de temps de calcul. La valeur de D sélectionnée est celle minimisant l'écart quadratique entre les variations de masse des poutres mesurées par pesée et celles calculées à partir de la relation (4-7). Ceci conduit à l'évaluation d'un coefficient D égal à $1,83 \cdot 10^{-3} \text{ m.jour}^{-1/2}$ cohérente avec les ordres de grandeurs avancés par (Multon 2004). Les valeurs de D établies par (Multon 2004) sont comprises entre $2,35 \cdot 10^{-3}$ et $7,48 \cdot 10^{-3} \text{ m.jour}^{-1/2}$. Néanmoins, (Multon 2004) a montré que les incertitudes correspondant à ce paramètre sont relativement importantes. La Figure 4-8 confronte les prédictions

établies par la modélisation aux mesures de masse réelle. Le comportement hydrique général est correctement reproduit. L'écart quadratique entre les deux approches est de 324 g/m^2 , valeur cohérente avec les résultats de (Multon 2004).

1.4.1.2 Cas d'une poutre fortement réactive vis-à-vis de la RSI

1.4.1.2.1 Remontée du front d'imbibition en fonction de la racine carrée du temps

L'approche développée en section 1.4.1.1 a été appliquée au cas de la poutre P2 (formule R1, non armée). Le résultat de cette modélisation est donné par la Figure 4-9. Le coefficient D est évalué à $3,29 \cdot 10^{-3} \text{ m.jour}^{-1/2}$ pour un écart quadratique de 3145 g/m^2 (soit 10 fois plus que pour P1). Des écarts semblables sont observés pour les modélisations des poutres P3 à P6. Ainsi, le résultat de cette modélisation n'est pas pertinent dans le cas d'une poutre fortement réactive. Ceci suggère que le front de remontée capillaire ne suit pas la loi définie par la relation (4-5).

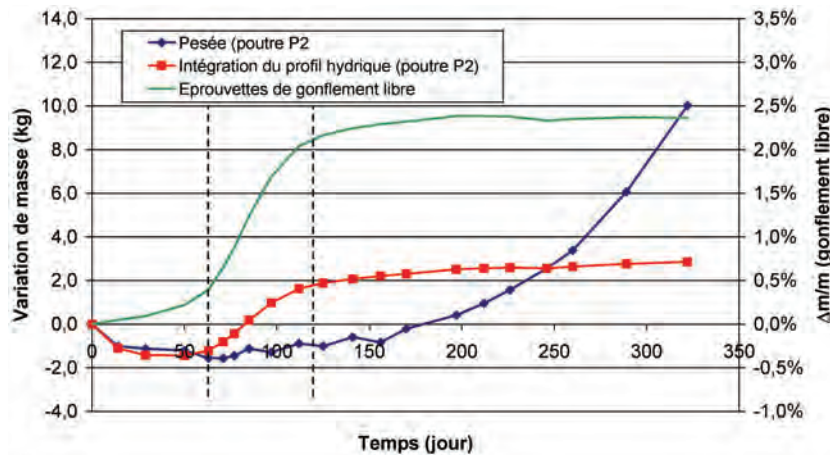


Figure 4-9 : modélisation du comportement hydrique global de P2 par le modèle de (Multon 2004)

D'autre part, ceci semble impliquer que le comportement hydrique (et donc l'avancement des réactions de gonflement) est différent pour un matériau situé dans une poutre et dans une éprouvette : la relation (4-6) implique que la partie de poutre soumise à la remontée hydrique se comporte de la même façon que les éprouvettes de gonflement libre en terme d'absorption d'eau (intervention de la mesure de variation relative de masse sur cylindres dans cette expression). La Figure 4-9 confronte le suivi massique des éprouvettes aux évolutions massiques évaluées par le modèle de (Multon 2004). On observe pour la poutre une prise de masse rapide entre 70 et 120 jours puis l'apparition d'un palier. Ces deux phases ne correspondent pas à la réalité et sont en fait imposées par la forme du comportement hydrique des éprouvettes. Ceci indique qu'avec ce jeu d'hypothèse, la considération d'un comportement hydrique du matériau imbibé identique à celui d'une éprouvette de gonflement libre induit un biais en ce qui concerne la retranscription des variations massiques de la poutre. Il s'en suit que le modèle de cinétique d'imbibition en racine carrée du temps couplé à un coefficient D constant ne permet pas de simuler un comportement hydrique réaliste.

1.4.1.2.2 Modification de la cinétique de remontée hydrique

Afin de représenter les échanges hydriques de manière plus réaliste, une modification de la cinétique de remontée du front d'imbibition a été envisagée. En soustrayant au suivi hydrique global par pesée la contribution du séchage en partie supérieure (obtenue par intégration du profil de séchage considéré identique pour toutes les poutres – cf. section 1.3.1), on obtient la fraction des variations massiques imputable à l'absorption d'eau en partie inférieure (cf. Figure 4-10). Celle-ci peut être représentée en calant une loi d'avancement sigmoïde (équation (4-9)) dont les paramètres sont donnés dans le Tableau 4-3. On notera que le calage de ces paramètres se révèle délicat dans le cas présent, les phénomènes n'ayant pas amorcé leur phase de stabilisation.

On émet alors l'hypothèse que la cinétique de remontée du front d'imbibition est égale à celle de la prise de masse par absorption d'eau. Ceci semble cohérent avec le mécanisme d'action de la RSI : au delà d'un certain degré de détérioration, on observe une accélération brutale des phénomènes avant d'atteindre un palier. La cinétique de remontée du front d'imbibition s'écrit alors suivant la relation (4-10). H peut être évalué à chaque instant par l'expression (4-11).

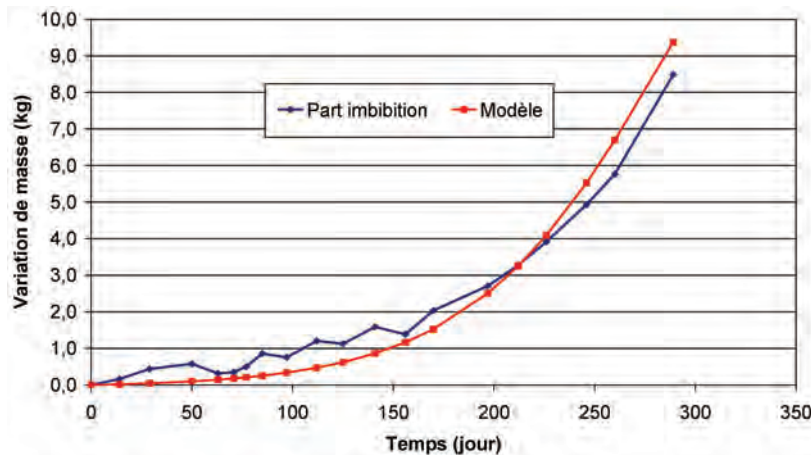


Figure 4-10 : contribution de l'imbibition aux variations massiques de P2 et représentation mathématique

$$\Delta M_{\text{imbibition}}(t) = A_m \cdot \frac{1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_{c_m}}\right)}{1 + \exp\left(-\frac{t - \tau_{l_m}}{\tau_{c_m}}\right)} \quad (4-9)$$

A_m = amplitude de la prise de masse par imbibition
 τ_{c_m} = temps caractéristique
 τ_{l_m} = temps de latence

Tableau 4-3 : paramètres de modélisation de la fraction d'imbibition pour la poutre P2

τ_{c_m} (j)	τ_{l_m} (j)	A_m (kg)
50	290	19

$$\zeta(t) = H \cdot \frac{1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_{c_m}}\right)}{1 + \exp\left(-\frac{t - \tau_{l_m}}{\tau_{c_m}}\right)} \quad (4-10)$$

H = hauteur d'absorption en fin de réaction

$$H = \frac{\left(\frac{\Delta M_{\text{global}}(t)}{S_p} - M_v \cdot \int_{ps} \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\gamma} (z, t) \cdot dz \right)}{M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuvette}}(t)} \cdot \frac{1 + \exp\left(-\frac{t - \tau_{l_m}}{\tau_{c_m}}\right)}{1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_{c_m}}\right)} \quad (4-11)$$

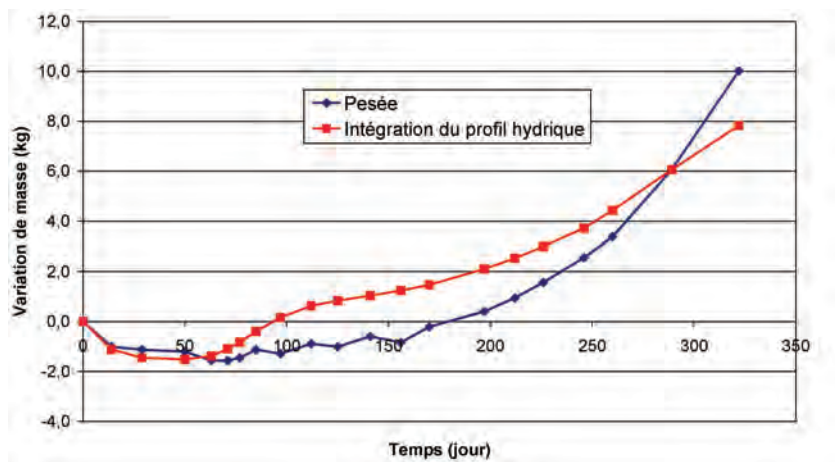


Figure 4-11 : modélisation du comportement hydrique de P2 pour une cinétique de remontée capillaire sigmoïde

Comme pour le paramètre D, la valeur de H choisie est celle minimisant l'écart quadratique entre les prédictions et les mesures. Les résultats de la modélisation sont donnés par la Figure 4-11. H est évalué dans ce cas à 0,28 m avec un écart quadratique de 1689 g/m².

La modification de la forme de la cinétique de remontée du front d'imbibition a permis d'améliorer la prédiction du modèle par rapport aux mesures expérimentales. Néanmoins, des écarts notables sont encore observés. En particulier, la prise de masse brutale modélisée entre 70 et 120 jours est toujours présente. En revanche, au delà de 300 jours, la prise de masse est sous estimée. Une telle modélisation ne semble donc pas encore suffisamment pertinente pour estimer la remontée d'eau dans la structure.

1.4.1.2.3 Modification de la modélisation du comportement hydrique en partie basse de la structure : comportement hydrique « binaire »

Même si la modélisation mise en œuvre dans la section 1.4.1.2.2 a permis d'améliorer la prédiction des variations massiques globales, il apparaît que l'assimilation du comportement hydrique du matériau soumis à l'imbibition à celui d'une éprouvette de gonflement libre conduit à des incohérences.

Dans ce contexte, une troisième modélisation est proposée pour ces structures. Les modèles mis en œuvre jusqu'à présent considèrent des variations massiques progressives du matériau au cours du temps. Ceci est certes plus proche de la réalité mais la modification radicale du comportement hydrique dans la cas d'une RSI (très peu observée dans le cas d'une RAG – cf. [Multon 2004]) et le manque de données expérimentales relatives aux variations massiques des poutres en partie inférieure rendent ce type d'approche délicat. La RSI est une pathologie dont les effets en terme de teneur en eau sont très marqués (prises de masse supérieures à 2 %) et dont les cinétiques sont relativement rapides. Ainsi, il est envisageable en première approche de considérer la progression du front d'imbibition comme un processus binaire : on considère que les matériaux affectés par l'absorption d'eau passent instantanément de leur état d'origine à leur état dégradé (i.e. les matériaux passent directement de leur état hydrique initial à leur état saturé). Si cette hypothèse se révèle clairement très contraignante et pessimiste, elle présente l'intérêt de représenter plus clairement les différences de teneur en eau locale sur la hauteur de la structure.

Dans un premier temps, l'approche a consisté à considérer que le bloc constitué par les 7 cm inférieurs de la poutre se comporte hydriquement comme une éprouvette de gonflement libre puis que la progression du front d'imbibition est un processus régi par une loi sigmoïde, le matériau passant instantanément à l'état dégradé saturé. Ceci revient à considérer un système vérifiant la relation (4-12). Néanmoins, cette relation conduit à des estimations dont la forme générale est similaire à celle de la modélisation décrite en section 1.4.1.2.2 : le fait d'imposer une variation massique semblable aux éprouvettes pour les 7 cm inférieurs conduit une fois de plus à une prise de masse brutale initiée aux alentours de 70 jours.

$$\begin{aligned} \Delta M_{\text{global}}(t) = & \underbrace{0,07 \cdot S_p \cdot M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuve}}(t)}_{\text{contribution des 7 cm inférieurs}} + \underbrace{\zeta(t) \cdot S_p \cdot M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuve}}(\infty)}_{\text{contribution de la zone affectée par le front d'imbibition}} \\ & + \underbrace{M_v \cdot S_p \cdot \int_{ps} \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\gamma}(z, t) \cdot dz}_{\text{contribution de séchage}} \end{aligned} \quad (4-12)$$

Par conséquent, pour corriger ce problème, la pénétration du front de remontée capillaire binaire a été considérée dans un deuxième temps à partir de la face inférieure de la poutre suivant la Figure 4-12. Dans cette approche, on néglige la pénétration d'eau par les faces latérales de la partie immergée de la poutre, ce qui revient à sous estimer la profondeur de pénétration de l'eau (d'autant plus que l'instant de calcul considéré est proche du début des essais). De plus, en considérant que le matériau passe instantanément de son état initial à son état saturé, on surestime la prise de masse du matériau touché par l'imbibition (d'autant plus que le temps d'exposition est faible puisque la réaction est dans ce cas moins avancée) ce qui revient une fois de plus à une sous estimation de la profondeur de pénétration du front. Malgré toutes ces approximations, cette approche présente l'avantage de la simplicité et permet d'obtenir une première estimation de l'importance de la remontée d'eau au sein du matériau. Le front de pénétration suit une cinétique sigmoïde dont les paramètres d'avancement sont calés sur la cinétique d'imbibition globale (cf. relation (4-13)). Dans ce cas, l'évolution du système vérifie la relation (4-14). A chaque instant, la valeur du paramètre P peut donc être calculée suivant la relation (4-15).

$$\xi(t) = P \cdot \frac{1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_{c_m}}\right)}{1 + \exp\left(-\frac{t - \tau_{l_m}}{\tau_{c_m}}\right)} \quad (4-13)$$

P = hauteur d'absorption en fin de réaction

$$\Delta M_{\text{global}}(t) = \underbrace{\xi(t) \cdot S_p \cdot M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\text{épreuve}}}_{\text{contribution d'imbibition}} (\infty) + \underbrace{M_v \cdot S_p \cdot \int_{ps} \left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\gamma}(z, t) \cdot dz}_{\text{contribution de séchage}} \quad (4-14)$$

$$P = \left(\frac{\frac{\Delta M_{\text{global}}(t)}{S_p} - M_v \cdot \int_{ps} \left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\gamma}(z, t) \cdot dz}{M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\text{épreuve}} (\infty)} \right) \cdot \frac{1 + \exp\left(-\frac{t - \tau_{l_m}}{\tau_{c_m}}\right)}{1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_{c_m}}\right)} \quad (4-15)$$

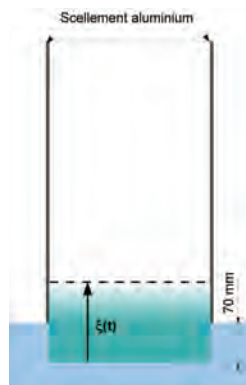


Figure 4-12 : représentation du front de remontée capillaire par la face inférieure de la poutre (section transversale)

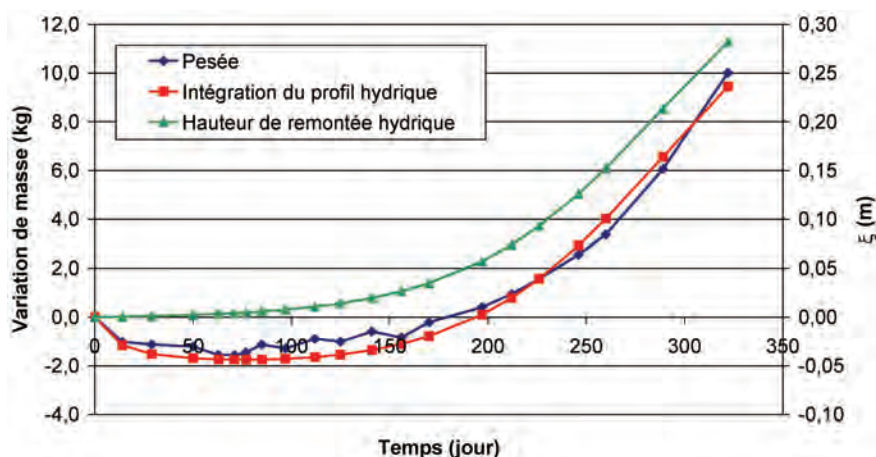


Figure 4-13 : modélisation des évolutions massiques de P2 pour une cinétique de remontée capillaire sigmoïde et un comportement hydrique binaire du matériau

L'application numérique au cas de P2 conduit aux résultats représentés par la Figure 4-13. Le paramètre P est évalué à 0,43 m et l'écart quadratique est de 597 g/m².

Avec cette modélisation, la reproduction des variations massiques globales est nettement meilleure. La profondeur du front ainsi estimée en fin de réaction correspond à une remontée hydrique à 7 cm de la surface supérieure. Bien que sous-estimée, cette valeur semble considérable et traduit les différentes approximations inhérentes aux hypothèses que nous avons formulées sur la forme et sur la cinétique de remontée du front d'imbibition. On notera par ailleurs que le calage des paramètres cinétiques de la loi sigmoïde dans ce cas est relativement délicat du fait du degré d'avancement limité des réactions et peut ainsi induire des erreurs de modélisation. Néanmoins, malgré toutes les approximations réalisées, il semble que la hauteur de pénétration estimée à environ 0,3 m à une échéance de 320 jours soit cohérente avec l'estimation du degré d'avancement des expansions sur la hauteur des poutres (cf. essais d'expansions résiduelle en section 2.4.2 ci-après).

La Figure 4-14 synthétise les résultats issus de l'application de ce modèle à l'ensemble des poutres fortement réactives. Les valeurs estimées des différents paramètres sont regroupées dans le Tableau 4-4 (on trouvera le détail du calcul d'incertitude du paramètre P en Annexe 8). Les positions des fronts d'imbibition au cours du temps dans les différentes poutres sont comparées dans la Figure 4-15.

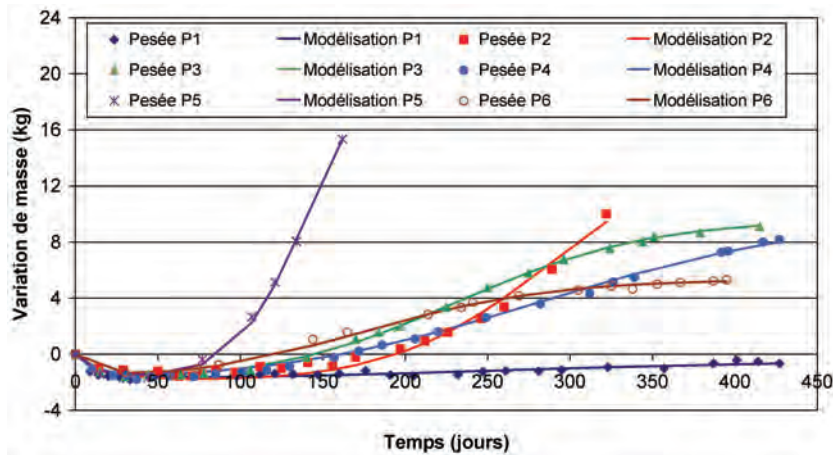


Figure 4-14 : comparaison des suivis hydriques globaux expérimentaux et modélisés (intégration du profil hydrique obtenu à l'aide du modèle hydrique binaire)

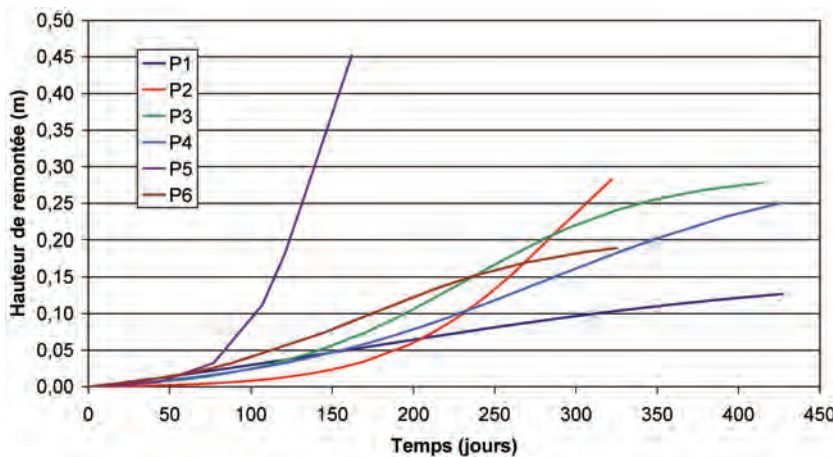


Figure 4-15 : évolution des profondeurs de front d'imbibition dans les différentes poutres (modèle hydrique binaire)

Tableau 4-4 : valeurs des différents paramètres du modèle de comportement hydrique binaire

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
τ_{c_m} (j)	150	50	60	90	22	60
τ_{l_m} (j)	170	290	230	280	140	170
A_m (kg)	2,5	19	12	12,5	24	8
P (m)	0,16	0,43	0,29	0,30	0,62	0,20
Incertitude sur P (m)	0,05	0,22	0,07	0,06	0,22	0,02
Ecart quadratique (g/m ²)	313	597	150	278	306	265

1.4.1.2.4 *Modification du comportement hydrique en partie basse de la structure : prise de masse de gonflement libre pondérée par la cinétique d'imbibition*

La modélisation « binaire » proposée en section 1.4.1.2.3 revient à imposer un comportement hydrique binaire au matériau conduisant au développement instantané de la totalité des effets de la pathologie (tout du moins du point de vue hydrique à ce stade de notre réflexion) lors du passage du front d'imbibition. Ce passage brutal du front ne retranscrit pas de manière très réaliste le comportement hydrique : en effet, dans la réalité, l'évolution massique des matériaux atteints par la remontée d'eau se fait de manière beaucoup plus progressive, à l'image des variations massiques imposées par (Multon 2004) (cf. équation (4-6)).

Ainsi, pour tenter de retranscrire ce phénomène, une possibilité alternative de modélisation du comportement hydrique des structures peut consister en une modification du comportement hydrique du matériau imbibé (à la place de la modification de cinétique de remontée du front proposée en section 1.4.1.2.3). Pour cela, on propose d'appliquer la loi sigmoïde calée sur la contribution d'imbibition globale de la poutre à la valeur limite de prise de masse des éprouvettes de gonflement libre (cf. relation (4-16)). Ceci revient à modifier la donnée d'entrée que constitue la variation massique d'une éprouvette de gonflement libre immergée. Une fois de plus, il paraît difficile de vérifier la validité de cette hypothèse à la lumière des données dont nous disposons à l'heure actuelle. Néanmoins, cette supposition nous semble qualitativement cohérente dans la mesure où la majorité de la prise de masse semble être le fruit du développement des gonflements intenses développés par la RSI (cf. Chapitre 3). L'application de cette hypothèse à l'approche décrite par (Multon 2004) conduit alors à la relation (4-17).

$$\left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\text{modifié}}(t) = \left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\text{éprouvette}}(\infty) \cdot \frac{1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_{c_m}}\right)}{1 + \exp\left(-\frac{t - \tau_{l_m}}{\tau_{c_m}}\right)} \quad (4-16)$$

$$\Delta M_{\text{global}}(t) = (0,07 + D \cdot \sqrt{t}) \cdot S_p \cdot M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\text{modifié}}(t) + M_v \cdot S_p \cdot \int_{ps} \left(\frac{\delta m}{m}\right)_y(z, t) \cdot dz \quad (4-17)$$

L'application de ce modèle à nos données expérimentales conduit aux résultats reportés dans le Tableau 4-5. Pour les poutres fortement réactives P2 à P5, on évalue des coefficients de diffusion environ dix fois supérieurs à ceux avancés par (Multon 2004),

traduisant ainsi les mouvements hydriques plus rapides dans les corps d'épreuve étudiés dans nos travaux. On trouvera le détail du calcul d'incertitude en Annexe 8. Si le comportement hydrique global est relativement bien reproduit dans ce cas (cf. Figure 4-16), les écarts quadratiques entre expérience et calcul restent néanmoins plus importants que pour le « modèle binaire » présenté en section 1.4.1.2.3, indiquant ainsi sa moins bonne aptitude à retranscrire globalement les résultats expérimentaux. Par ailleurs, le changement d'hypothèse entre ces deux modélisations conduit à un changement radical de l'évolution de remontée du front d'imbibition (cf. Figure 4-17). On notera par ailleurs que pour les poutres P2 et P5 dont les prises de masse ont été les plus conséquentes et les plus rapides, les derniers instants de calcul révèlent une pénétration du front d'imbibition dans la zone de séchage aboutissant même au dépassement de la hauteur de la structure dans le cas de P5. Il est évident que le domaine de validité du calcul est dans ces cas largement dépassé.

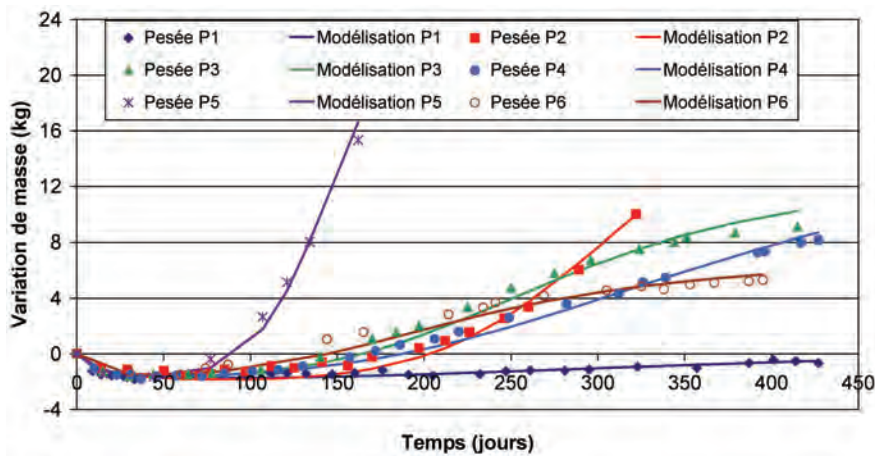


Figure 4-16 : comparaison des suivis hydriques globaux expérimentaux et modélisés (intégration du profil hydrique obtenu à l'aide du modèle hydrique de gonflement libre pondéré)

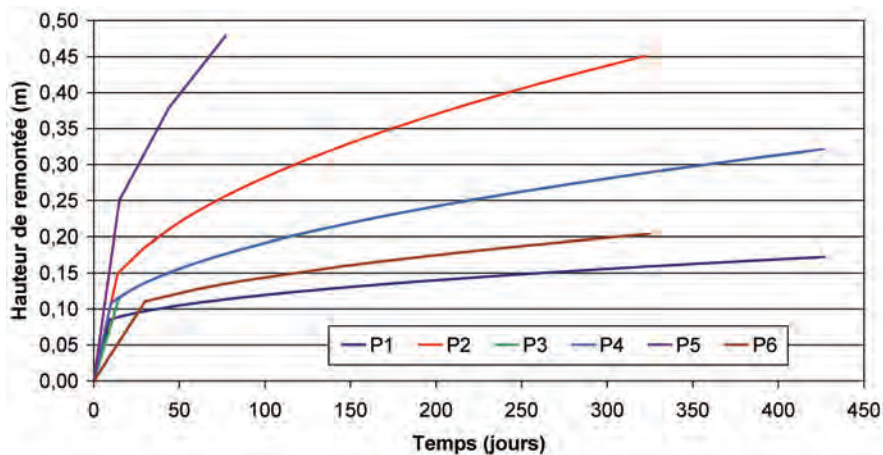
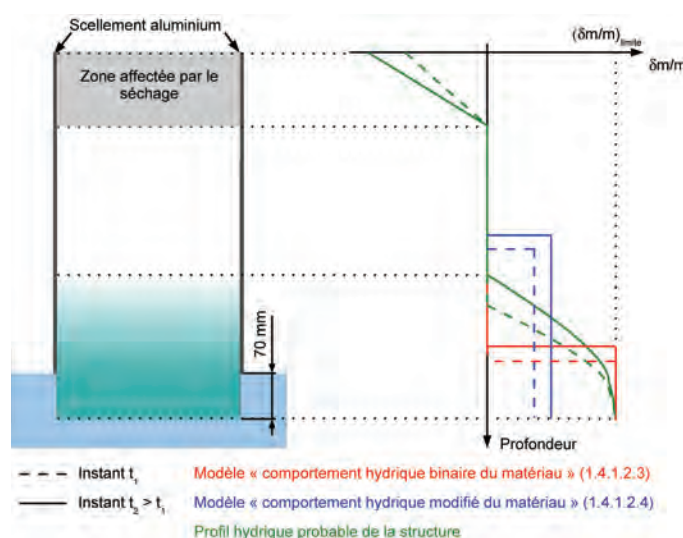


Figure 4-17 : évolution des profondeurs de front d'imbibition dans les différentes poutres (modèle hydrique de gonflement libre pondéré)

Tableau 4-5 : valeurs des différents paramètres du modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré par la cinétique d'imbibition

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
$\tau_{c,m}$ (j)	150	50	60	90	22	60
$\tau_{i,m}$ (j)	170	290	230	280	140	170
A_m (kg)	2,5	19	12	12,5	24	8
D (m.jour ^{-1/2})	4,95E-03	2,12E-02	1,21E-02	1,22E-02	4,66E-02	7,42E-03
Incertitude sur D (m.jour ^{-1/2})	1,99E-03	4,22E-03	1,04E-03	1,31E-03	5,93E-03	8,39E-04
Ecart quadratique (g/m ²)	345	716	731	463	844	769

La Figure 4-18 compare les modes d'estimation du front d'imbibition pour le modèle proposé dans cette section et celui de la section 1.4.1.2.3. Si ce dernier surestime la prise de masse des matériaux atteints par le front d'imbibition, le modèle de la présente section a un comportement inverse : dans cette approche, la variation de masse des matériaux affectés par la remontée d'eau est sous-estimée ce qui revient à surestimer la hauteur de pénétration du front (par exemple, dans le cas de la poutre P2, la variation relative de masse des matériaux touchés par le front est estimée à environ 1,6 % en fin de suivi, or il est très probable que le matériau en partie basse, très largement affecté par les expansions, ait absorbé une quantité d'eau plus importante, les variations relatives de masse asymptotiques des éprouvettes de gonflement libre ayant été évaluées à environ 2,4 %).

**Figure 4-18 : comparaison des différentes modélisations de l'imbibition**

1.4.1.2.5 Discussion des différentes modélisations

Les modélisations présentées en sections 1.4.1.2.3 et 1.4.1.2.4 impliquent un certain nombre de simplifications qui peuvent nuire au réalisme des résultats. Néanmoins, elles permettent d'obtenir une première estimation de ce paramètre.

Les modélisations basées sur l'assimilation du comportement hydrique du matériau d'une poutre à celui du matériau d'une éprouvette de gonflement libre se révèlent peu pertinentes dans le cas d'une structure dont le matériau a un caractère fortement expansif. Les gonflements importants dans ce cas conduisent à une modification très marquée du comportement hydrique du matériau ce qui n'est pas ou peu observé dans le cas d'une

RAG (*Multon 2004*) ou d'une formule faiblement réactive (formule NR). Ceci implique que les comportements hydriques des matériaux des structures (et donc probablement les comportements expansifs à la lumière des résultats issus des essais sur éprouvettes) sont différents de ceux d'éprouvettes de gonflement libre.

Cette différence pourrait être expliquée d'une part par des propriétés des matériaux différentes. Or, les matériaux ont été fabriqués de manière semblable. Seule la technique de préparation des éprouvettes diffère (carottage dans les cas considérés) et pourrait induire une microfissuration facilitant l'absorption d'eau par rapport à la surface moulée d'une poutre. Néanmoins, même si cette différence peut avoir une importance significative, elle ne peut a priori pas expliquer à elle seule les différences de cinétiques de prise de masse.

D'autre part, les différences de conditions de conservation hydrique des corps d'épreuve jouent également très probablement un rôle dans ces écarts de comportement hydrique : au contraire d'une éprouvette de dimensions réduites facilement saturée par une immersion, les poutres ne sont que partiellement immergées. Ceci induit des gradients hydriques. Ainsi, il est possible que, sous les effets de la diffusion de l'eau des parties humides vers les parties plus sèches, la partie basse des poutres soit moins saturée à une échéance donnée que l'éprouvette correspondante.

Enfin, on observe sur la Figure 4-1 que les prises de masse des poutres armées sont moins importantes que celles des poutres non armées. Il semble que les déformations empêchées par les aciers conduisent à des prises de masse moins importantes (ce point sera analysé plus en détail lors de l'analyse du fonctionnement mécanique des poutres en section 2). La création d'un gradient hydrique dans les structures a pour objectif de créer un gradient de déformation. Il paraît envisageable que la partie supérieure des poutres (soumises à un séchage et donc à un retrait) empêche une partie des gonflements développés en partie basse sous les effets de l'imbibition. Or, le Chapitre 3 a mis en évidence la corrélation entre les expansions d'un matériau et la prise de masse correspondante lors du développement d'une RSI. Ainsi, on pourrait observer une diminution de la cinétique de prise de masse du matériau des poutres par rapport à celui des éprouvettes de gonflement libre inhérent au fonctionnement mécanique de la structure. Le mécanisme prépondérant serait donc une augmentation critique des coefficients de transfert par ouverture des fissures, comme analysé théoriquement par (*Bary 2010*).

Le modèle présenté en section 1.4.1.2.3 suggère une modification de la cinétique de remontée du front d'imbibition supposée identique à la cinétique de prise de masse de la poutre. Ce calcul conduit à des estimations satisfaisantes des variations massiques globales des corps d'épreuve. Cependant, il est difficile dans l'état de nos connaissances actuelles d'évaluer la pertinence de ce modèle. Son utilisation pour la réalisation d'un calcul mécanique (cf. sections 2 et 3) permettra de disposer de premiers éléments de réflexion.

Une démarche similaire à l'aide du modèle de la section 1.4.1.2.4 permettra également de tester certaines des hypothèses formulées au cours de notre raisonnement. La large sous-estimation de la prise de masse en fin de réaction peut néanmoins d'ores et déjà être identifiée comme problématique. En revanche, ce modèle semble qualitativement plus correct durant les premiers instants de calcul en reproduisant d'une manière plus satisfaisante l'imbibition de la partie immergée des corps d'épreuve.

1.4.2 Phase 2 : remouillage de la partie supérieure

L'absence de mesures de gammadensimétrie durant la phase de remouillage pose problème pour l'évaluation de la pénétration du front de remouillage en partie supérieure.

Dans l'état actuel de l'avancement du programme expérimental, il nous apparaît délicat d'étudier ce cas de figure sans introduire de nouvelles hypothèses qui conduiraient à l'estimation de résultats dont la précision pourrait difficilement être évaluée. La poursuite du programme expérimental et les éventuelles investigations complémentaires devront permettre de compenser ce manque pour faciliter l'exploitation des données expérimentales issues de la phase de remouillage.

2 Comportement mécanique des poutres non armées

La présente section synthétise les résultats des suivis dimensionnels locaux et globaux des structures non armées soumises à un gradient hydrique imposé par un séchage à 30 % HR / 38°C de la face supérieure et une humidification par immersion des 7 cm inférieurs des corps d'épreuve. Après avoir analysé le comportement mécanique expérimental de ces structures, une analyse mécanique de ces corps d'épreuve dans le cadre de la théorie des poutres est proposée.

D'une manière générale, les données présentées correspondent à celles qui ont pu être traitées dans le cadre de ces travaux. En particulier, les difficultés rencontrées pour la mise en œuvre d'extensomètres à corde vibrante n'ont permis de disposer que des données relatives à la poutre P2 au moment de la rédaction du présent manuscrit.

2.1 *Suivis dimensionnels de la poutre fortement réactive vis-à-vis de la RSI*

2.1.1 Déformations dans la direction verticale

2.1.1.1 Mesures internes par jauges noyées

La Figure 4-19 représente les suivis dimensionnels verticaux réalisés à l'aide des jauges pain de sucre noyées dans la poutre P2 au moment du coulage. La jauge située à 0,37 m de profondeur a permis de réaliser des mesures durant environ 215 jours. La jauge disposée à 0,08 m de profondeur est quant à elle restée en bon état de fonctionnement durant les 330 jours de vie du corps d'épreuve (cf. section 2.4). Il convient par ailleurs de garder à l'esprit que ces jauges d'une longueur de base de 100 mm induisent nécessairement une intégration des déformations réelles dans cette direction : la partie inférieure de la jauge est située dans un béton plus humide que la partie supérieure de par l'existence du gradient hydrique. Ainsi le gonflement réel du matériau en ces deux points est différent. Les résultats issus de ces mesures constituent donc une moyenne des déformations réelles.

Etant donné le mode d'exposition de corps d'épreuve (gradient hydrique vertical, absence d'armatures), les gonflements dans la direction verticale sont a priori libres de toute contrainte. Ainsi, la confrontation de ces mesures locales aux résultats d'un essai de gonflement libre sur un matériau identique (en l'occurrence les essais R1_GL_28_I-H30) permet de se faire une idée du degré d'avancement de la réaction à une date donnée. Ainsi, on observe qu'après 200 jours d'exposition, seul environ 10 % du potentiel de gonflement libre est développé à une profondeur de 0,37 m. Ce même niveau est atteint à 0,08 m de profondeur après 330 jours d'exposition (cf. Figure 4-19.b), indiquant le développement de gonflements y compris dans ces parties élevées de la structure. Ce décalage des cinétiques

de gonflement confirme bien la création d'un gradient de gonflement par l'application d'un gradient hydrique : les parties inférieures du corps d'épreuve, plus humides car plus proches de la zone imbibée, développent des gonflements de manière plus précoce que dans la partie supérieure, résultat conforme à nos attentes.

Durant les 70 premiers jours, on mesure un retrait (maximum de l'ordre de 0,01 % après environ 50 jours) en partie supérieure. Ce phénomène n'est quasiment pas observé à une profondeur de 0,37 m. Ceci implique donc qu'il s'agit d'un retrait de séchage. Cette observation est conforme aux mesures de gammadensimétrie qui font état d'une perte de masse de l'ordre de 0,2 % à 0,09 m de profondeur après 50 jours d'exposition.

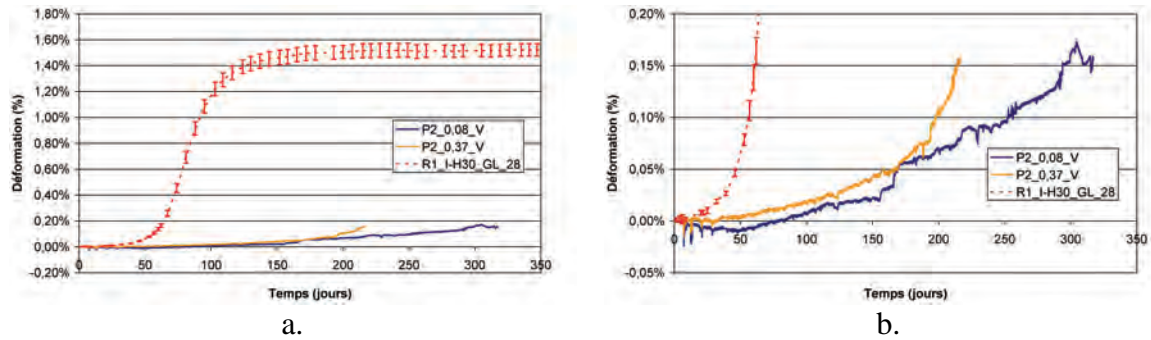


Figure 4-19 : suivi des déformations verticales locales de la poutre P2 et comparaison au suivi dimensionnel en gonflement libre (a. vue générale ; b. zoom)

La Figure 4-20 compare les profils de déformation verticale dans la structure en fonction des profils hydriques déterminés à l'aide des modèles définis dans les sections 1.4.1.2.3 et 1.4.1.2.4. La Figure 4-20.a illustre les imperfections des deux modèles (cf. section 1.4.1.2.5) : d'une part, le modèle de comportement hydrique binaire conduit à une sous estimation de la profondeur du front d'imbibition (le front d'imbibition est estimé dans les 7 cm immergés du corps d'épreuve durant plus de 150 jours) ; d'autre part, le modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré conduit à une progression beaucoup plus rapide du front d'imbibition mais avec un gain de masse beaucoup plus faible. Ainsi, après 215 jours, le front d'imbibition est estimé avoir presque atteint le front de séchage ce qui semble difficilement envisageable étant donné les déformations mesurées dans la structure (réaction relativement peu avancée).

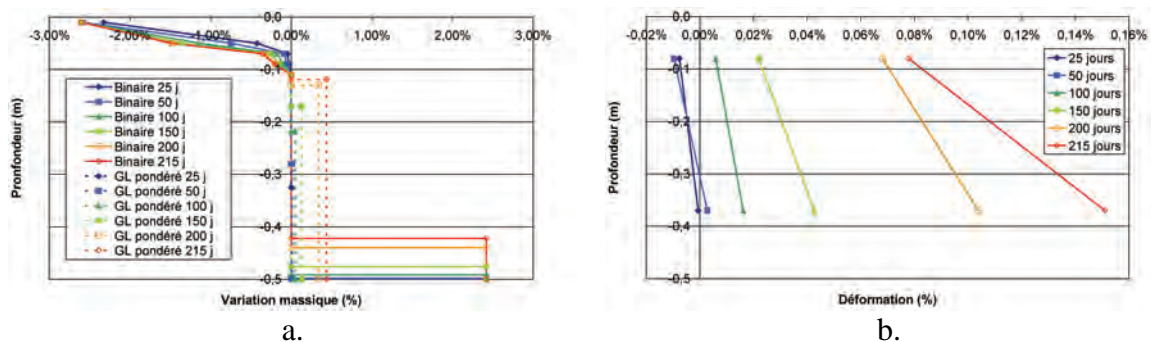


Figure 4-20 : évolution comparée des profils hydrique (a.) (modèles « binaire » et « gonflement libre modifié ») et de déformation verticale (b.) de la poutre P2

Le modèle de comportement hydrique binaire estime que le front d'imbibition est situé au voisinage du capteur inférieur après environ 200 jours. A cette échéance, on note une accélération des gonflements en ce lieu qui semble donc cohérente. Néanmoins à 315 jours, le front d'imbibition est estimé être à une profondeur de 0,32 m. Or, à cette échéance, on observe un gonflement de l'ordre de 0,15 % à 0,08 m de profondeur. Même si

une microfissuration du matériau en ce point et la possibilité de développer des gonflements avec un faible apport d'eau pourraient potentiellement expliquer le développement d'expansions, la distance du front d'imbibition semble néanmoins relativement éloignée pour justifier de tels gonflements.

En revanche, le modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré de la cinétique d'imbibition globale de la poutre montre une progression beaucoup plus rapide du front de remontée capillaire mais avec un gain de masse a priori faible par rapport à la réalité. Toutefois, la progression du front d'imbibition semble plus cohérente avec la détection d'expansion à une profondeur de 0,08 m : à une échéance de 250 jours (dernière échéance de calcul avant pénétration de la zone imbibée dans la zone séchée, cf. 1.4.1.2.4), la position du front est estimée à une profondeur d'environ 0,1 m ce qui semble cohérent avec les déformations verticales en partie supérieure de la poutre à cette échéance. Toutefois, devant la progression rapide du front d'imbibition, ce modèle suggère une évolution a priori plus rapide et plus importante des expansions en partie basse, l'eau étant apportée plus rapidement dans cette zone.

Enfin, ces modèles hydriques permettent difficilement d'expliquer en totalité les suivis dimensionnels locaux dans la direction verticale. Une telle confrontation permet néanmoins de réaliser une première évaluation des hypothèses que nous avons formulées dans notre approche. Ceci confirme par ailleurs le besoin de données hydriques précises pour expliquer plus en profondeur les expansions développées dans ce type de structure.

Enfin, les mesures dimensionnelles externes globales dans la direction verticale par cordes vibrantes (cf. Annexe 1) n'ont pas permis d'obtenir des données fiables malgré toutes nos précautions (cf. Chapitre 2). Ainsi, il n'est pas possible ici de confronter les mesures dimensionnelles locales aux mesures dimensionnelles globales comme cela a pu être réalisé dans (*Multon 2004*).

2.1.1.2 Mesures externes par cordes vibrantes

La Figure 4-21 représente les suivis des déformations verticales locales de la poutre P2 à l'aide des extensomètres à corde vibrante. La forme générale de l'évolution des déformations dans cette direction et à différentes hauteurs est similaire à celle présentée en section 2.1.1.1. Néanmoins, on note que ces mesures ne mettent pas en évidence le retrait de séchage mis en évidence en partie haute à l'aide des jauges noyées. En outre, les déformations mesurées à l'aide des extensomètres externes sont sous estimées par rapport aux mesures internes. Il apparaît difficile dans l'état actuel de nos investigations d'expliquer ce phénomène. Néanmoins, il est d'ores et déjà possible d'indiquer que les caractéristiques mécaniques des matériaux en surface et à cœur sont différentes en raison de la moins grande densité de granulats au niveau de la peau du corps d'épreuve (*Sedran & de Larrard 1994*).

La mesure de déformation à 0,37 m de profondeur apparaît plus perturbée que celle présentée en section 2.1.1.1. Un tel comportement pourrait être expliqué par la formation de fissures en partie basse au cours des expansions : chaque ouverture de fissure peut conduire à un « relâchement » local des contraintes et pourrait donc induire ces sauts de déformation.

Enfin, l'analyse des profils de déformation suivant la hauteur de la poutre met en évidence son caractère fortement non linéaire en partie basse. Ce résultat est cohérent avec une progression très localisée du front d'imbibition (telle qu'elle est suggérée par le

modèle de comportement hydrique binaire) permettant le développement d'expansions en partie basse par opposition à la partie haute non (ou peu) soumise à des apports hydriques.

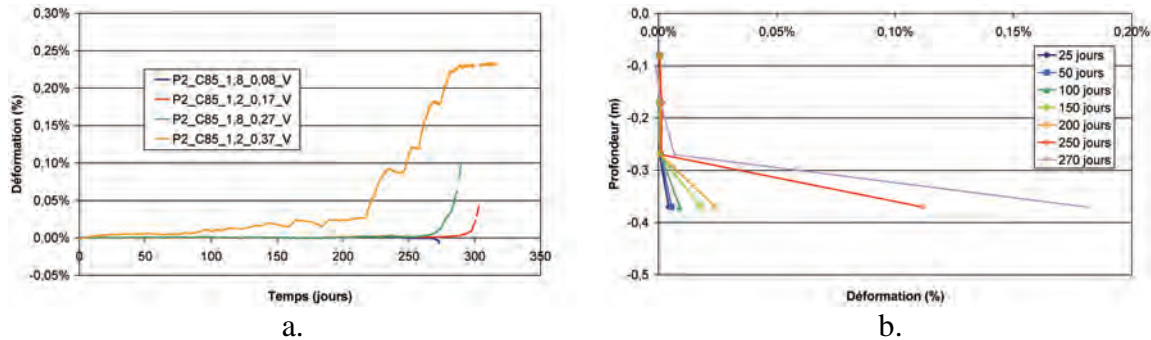


Figure 4-21 : suivi des déformations verticales locales de la poutre P2 par extensomètres à cordes vibrantes (a. suivi temporel ; b. profils de déformation)

2.1.2 Déformations dans la direction transversale

2.1.2.1 Mesures internes par jauges noyées

La Figure 4-22 représente le suivi des déformations transversales locales de la poutre P2 en fonction de la hauteur à l'aide des jauges noyées dans la poutre. L'ensemble des jauges disposées dans cette direction a fonctionné jusqu'à la rupture du corps d'épreuve.

La confrontation de ces mesures aux expansions évaluées lors de la réalisation d'un essai de gonflement libre montre que les déformations mesurées restent bien inférieures au potentiel expansif du matériau. On gardera néanmoins à l'esprit que les mesures des essais de gonflement libre et celles réalisées transversalement sur poutres sont effectuées respectivement parallèlement et perpendiculairement à la direction de coulage. Ainsi, un effet d'anisotropie intrinsèque n'est pas à exclure (*Baghdadi 2008*). Toutefois, les théories postulant l'isotropie des gonflements (au moins dans une première phase de gonflement – cf. Chapitre 1) et les résultats de la présente étude (cf. section 2.1.4) laissent penser que si un tel effet est avéré, son importance ne conduirait certainement pas à des écarts d'amplitudes tels que ceux notés entre mesures sur poutres et éprouvettes de gonflement libre sur la Figure 4-22.b. Ces différences sont donc plus probablement imputables au couplage humidité/gonflement et à la présence d'eau plus ou moins abondante en fonction de la hauteur de la poutre d'une part et au couplage contrainte/gonflement inhérent au fonctionnement mécanique de la structure d'autre part (schématiquement, l'expansion de la partie inférieure du corps d'épreuve riche en eau est gênée par les gonflements plus faibles de la partie supérieure).

Tout comme pour les mesures dans la direction verticale, on note un retrait en partie supérieure (amplitude et cinétique comparables aux mesures effectuées dans la direction verticale). Ce retrait est là encore moins marqué en partie basse de la structure. L'application d'un gradient hydrique a une fois de plus conduit au développement d'un gradient de gonflement. Au moment de la rupture du corps d'épreuve, on mesure une expansion de l'ordre de 0,1 % à 0,08 m de profondeur et de l'ordre de 0,55 % aux profondeurs 0,27 m et 0,37 m.

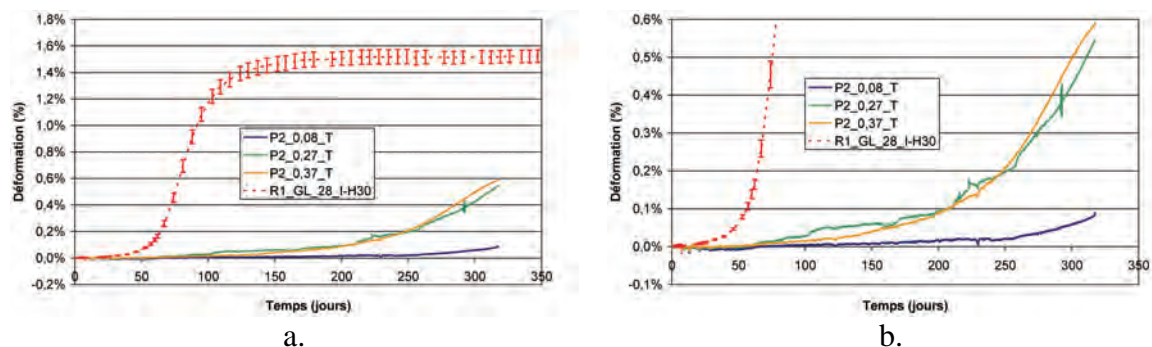


Figure 4-22 : suivi des déformations transversales locales de la poutre P2 et comparaison au suivi dimensionnel en gonflement libre (a. vue générale ; b. zoom)

2.1.2.2 Mesures en faces supérieure et inférieure (extensomètres à corde vibrante)

La Figure 4-23 représente les suivis dimensionnels transversaux en face inférieure de la poutre P2 réalisés à l'aide d'extensomètres à corde vibrante de base 250 mm (cf. Annexe 1) et les compare à la déformation locale mesurée à 0,37 m de profondeur par jauge noyée. Conformément à nos attentes, les expansions se développent de manière plus précoce en face inférieure, directement en contact avec l'eau. Néanmoins, on observe après environ 200 jours une stabilisation des gonflements mesurés qui n'est pas du tout retranscrite par la mesure interne à 0,37 m. Ce phénomène peut potentiellement trouver une explication dans la fissuration importante de la partie immergée de la poutre P2 (cf. Figure 4-24) : la fissuration en elle même d'une part et la « désagrégation » du matériau sous les effets des expansions d'autre part ont pu entraîner un « glissement » des points d'ancrage des capteurs et conduire à ce type de résultats. Pour illustrer ce dernier point, on notera sur la Figure 4-24.a que les inserts de fixation d'une des cordes vibrantes de la face immergée ont été arrachés suite à un « simple » choc lors de la manutention du corps d'épreuve après rupture. Ceci amène donc à se poser la question de l'intégrité physique des points de fixation des capteurs à ce stade des essais et de son effet quant à une éventuelle dérive des mesures. Enfin, le développement préférentiel d'une fissuration transversale peut induire une anisotropie des gonflements sous les effets d'un gonflement préférentiel dans la direction perpendiculaire à la fissuration si on s'en tient à la théorie avancée par (Fu et al. 1994-b).

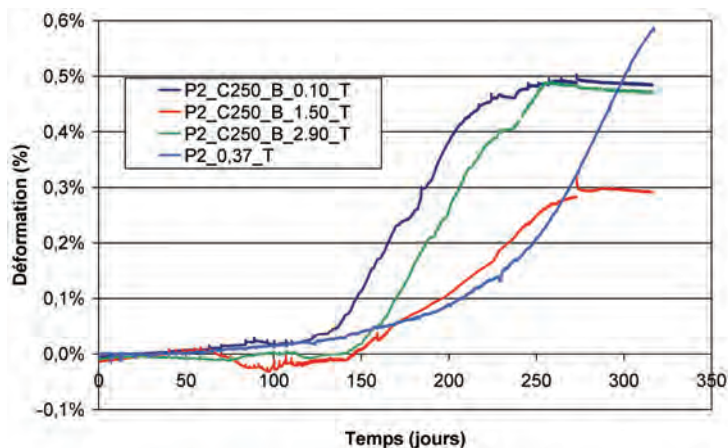
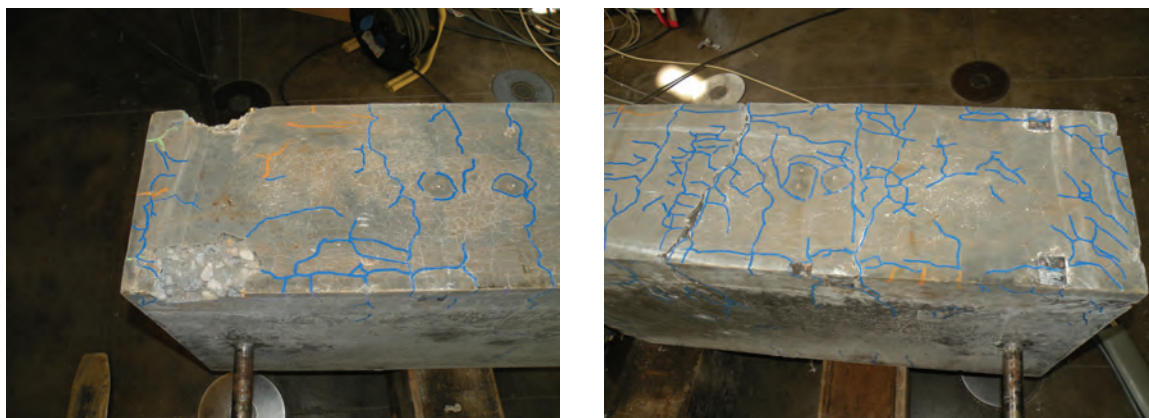


Figure 4-23 : évolution des déformations transversales en face inférieure et comparaison aux déformations internes à 0,37 de profondeur – poutre P2



a. b.
Figure 4-24 : fissuration en face inférieure de la poutre P2 (a. about Nord ; b. about Sud)

Par ailleurs, on note une différence notable de cinétique et d'amplitude de gonflement entre les cordes vibrantes situées sous les appuis à 0,10 m de chaque about (P2_C250_B_0,10_T et P2_C250_2,90_T) et celle positionnée à mi-portée (P2_C250_1,50_T) (cf. Figure 4-23). Ce phénomène peut s'expliquer par un report des gonflements empêchés par les cages d'armature mises en place autour des poignées d'appui des corps d'épreuve non armés afin de renforcer ces zones (cf. Figure 4-25). Ce point sera abordé plus en détail en section 3.

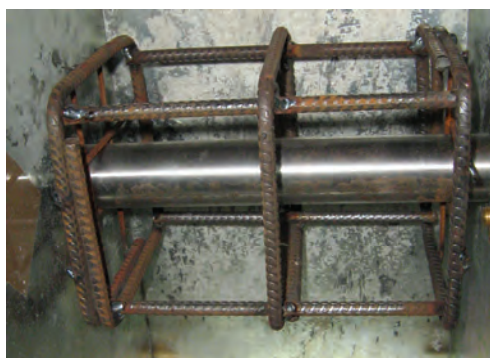


Figure 4-25 : cage d'armature pour renforcement des zones d'appui des poutres non armées mise en place dans le coffrage avant coulage

Finalement, la Figure 4-26 représente l'évolution des déformations transversales en face supérieure. On mesure dans ce cas un retrait lié au séchage de cette partie du corps d'épreuve à 30 % HR. Le retrait mesuré est légèrement moins important que celui observé à 0,08 m de profondeur. Une microfissuration en surface pourrait expliquer cette différence. Celle-ci aurait pu se développer durant la phase de fabrication des corps d'épreuve (possibilité de séchage modéré durant la phase de préparation des corps d'épreuve, talochage de la face supérieure lors de la fabrication...).

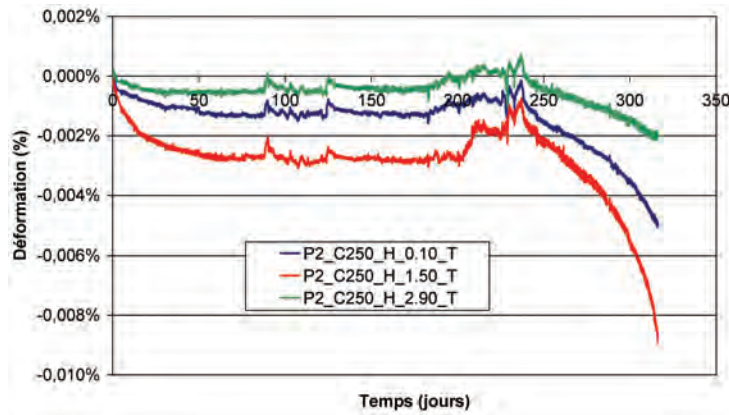


Figure 4-26 : évolution des déformations transversales en face supérieure – poutre P2

2.1.2.3 Mesures externes par cordes vibrantes

La Figure 4-27 confronte les suivis de déformation transversale à l'aide des extensomètres à corde vibrante. Une fois encore, on met en évidence des déformations plus marquées au voisinage de la zone imbibée ce qui est cohérent avec le gradient hydrique imposé au corps d'épreuve. Néanmoins, la réalisation de mesures au niveau de l'about Nord semble faire état d'un artefact de mesure lié à la présence des cages d'armatures de renforcement d'appui : on mesure en effet des déformations plus importantes à l'aide des jauges situées dans une section courante de la poutre qu'avec les cordes vibrantes. Par ailleurs, les cordes vibrantes situées à 0,08 m ne font état d'aucun retrait, contrairement aux mesures obtenues à l'aide des jauges noyées ou des cordes vibrantes situées en face supérieure. Il est possible que la proximité des armatures de renfort des barres d'appui soit également à l'origine de cet écart.

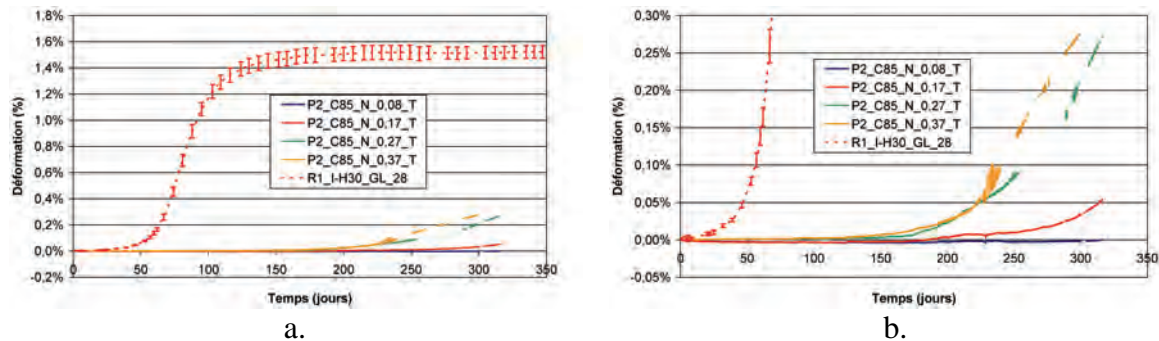


Figure 4-27 : suivi des déformations transversales locales de la poutre P2 par extensomètres à corde vibrante et comparaison au suivi dimensionnel en gonflement libre (a. vue générale ; b. zoom)

2.1.2.4 Confrontation des différentes mesures et profils de déformation transversales

La Figure 4-28 confronte les profils de déformation transversale mesurés (toutes techniques de mesure confondues) et les profils hydriques estimés (sur la base des modèles de comportement hydrique binaire d'une part et de gonflement libre pondéré d'autre part). Le profil obtenu à l'aide des mesures par jauges noyées met en évidence des expansions similaires aux profondeurs 0,27 m et 0,37 m durant les premiers mois de suivi. Le profil de déformation apparaît ainsi fortement non linéaire et est cohérent avec la forte fissuration

développée en partie basse (cf. section 2.1.5) Une telle observation aurait tendance à appuyer la théorie d'une progression brutale de la zone d'imbibition (à l'image du modèle de comportement hydrique binaire), permettant ainsi un développement de gonflements rapide dans la partie imbibée puis une chute importante et rapide des déformations à mesure qu'on s'éloigne du front en remontant dans la structure. Néanmoins, de telles observations ne suffisent pas à valider les hypothèses formulées dans le cadre de cette modélisation du comportement hydrique de la structure. En effet, le modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré conduit à une remontée hydrique très rapide qui ne semble pas cohérente avec les faibles déformations mesurées à 0,08 m de profondeur.

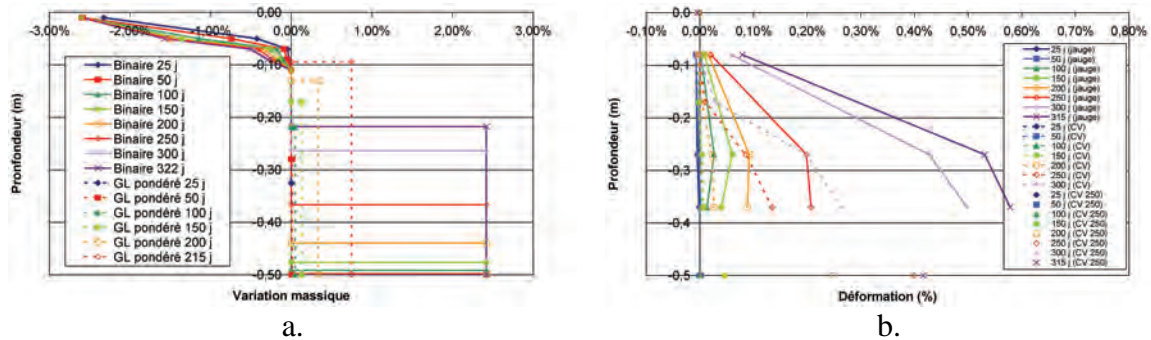


Figure 4-28 : évolution comparée des profils hydrique (a.) (modèles « binaire » et « gonflement libre modifié ») et de déformation transversale (b.) de la poutre P2

2.1.3 Fonctionnement de la poutre dans la direction longitudinale

2.1.3.1 Déformations longitudinales locales

La Figure 4-29 représente les suivis dimensionnels locaux par jauge noyée de la poutre P2 dans la direction horizontale. On note que les gonflements mesurés sont bien inférieurs au potentiel d'expansion du matériau en gonflement libre. Outre les phénomènes de couplage hydrique, ceci est explicable par le fonctionnement mécanique de la poutre, les expansions en partie basse étant empêchées par le retrait de la partie supérieure. Les déformations sont d'autant plus importantes à mesure qu'on s'approche de la zone imbibée, confirmant ainsi la création d'un gradient de gonflement par l'application du gradient hydrique. Un retrait de séchage maximum de l'ordre de 0,01 % après une cinquantaine de jours est mesuré à une profondeur de 0,08 m, à l'image des suivis dans les directions transversale et verticale. Ce retrait est d'autant plus faible que le point de mesure considéré est situé en profondeur.

La Figure 4-30 compare l'évolution du profil de déformation longitudinale de P2 aux profils hydriques évalués à l'aide des approches développées en sections 1.4.1.2.3 et 1.4.1.2.4. Une fois de plus, le modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré par la cinétique de prise de masse globale de la poutre estime par exemple qu'à 150 jours, le front d'imbibition est à ce stade à une profondeur de l'ordre de 0,18 m. Or, l'expansion mesurée en ce point est faible (0,016 %) et ne semble pouvoir s'expliquer que par un effet de déformation empêchée inhérent au fonctionnement mécanique de la poutre. De plus, la variation de masse correspondante ne semble pas en adéquation avec les déformations significatives mesurées en partie basse de la structure. Le modèle de comportement hydrique binaire estime quant à lui une profondeur du front d'imbibition de

l'ordre de 0,22 m à 320 jours qualitativement cohérente avec les gonflements importants mesurés en partie basse.

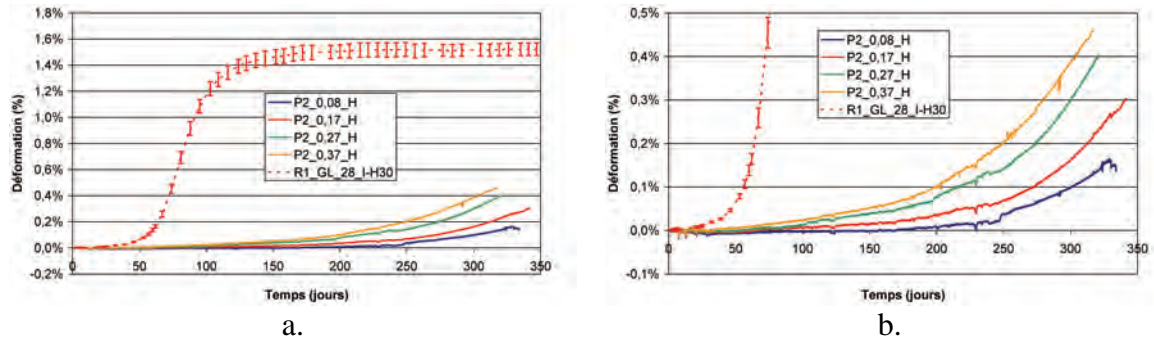


Figure 4-29 : suivi des déformations longitudinales locales de la poutre P2 et comparaison au suivi dimensionnel en gonflement libre (a. vue générale ; b. zoom)

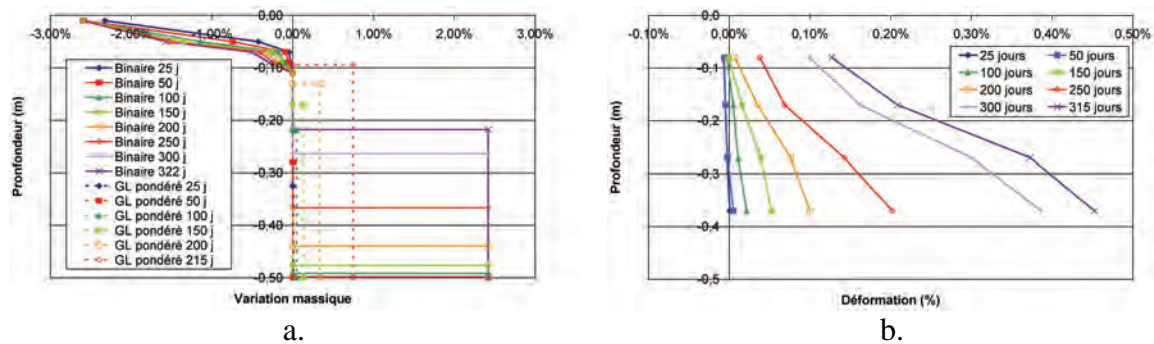


Figure 4-30 : évolution comparée des profils hydrique (a.) (modèles « binaire » et « gonflement libre modifié ») et de déformation longitudinale (b.) de la poutre P2

L'évolution du profil de déformation horizontale au cours du temps suggère l'existence d'une relation linéaire entre les expansions mesurées sur la hauteur de la poutre. La réalisation d'une régression linéaire sur ces données (cf. sections 2.1.3.3 et 2.1.3.4) permet alors d'obtenir la déformation longitudinale en fibre supérieure (cf. Figure 4-31). Ainsi, jusqu'à 250 jours, on estime qu'une contraction (issue du retrait d'une part et des gonflements imposés en partie basse d'autre part) est dominante dans cette partie du corps d'épreuve. Après cette échéance, il semble que des expansions se développent, aboutissant à une élévation sur toute la hauteur de la poutre (section entièrement « tendue »). La déformation de 0,03 % au moment de la rupture du corps d'épreuve semble cohérente avec l'absence de fissuration en face supérieure observée expérimentalement. Une élévation à cet endroit de la poutre est explicable par les déformations importantes imposées à une grande partie de la structure à cette échéance (la partie inférieure de la poutre soumise à un gonflement fort « entraîne » le reste de la structure).

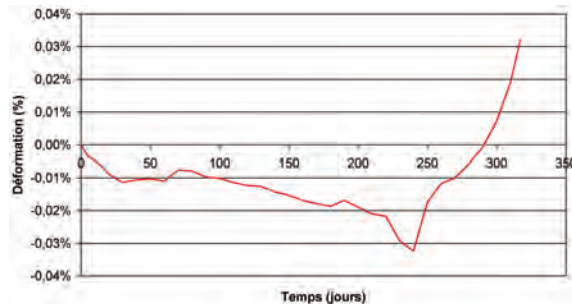


Figure 4-31 : estimation de la déformation longitudinale au niveau de la face supérieure de P2

La Figure 4-32 représente les suivis des déformations longitudinales locales à l'aide des extensomètres à corde vibrante et les compare au profils de déformation obtenus à l'aide des jauges noyées. On note un comportement général des différents signaux similaire à celui obtenu à l'aide des capteurs internes. De la même façon, la représentation des profils de déformation à différentes échéances met en évidence leur linéarité. On note toutefois que les courbures des profils sont assez nettement plus marquées. Une évaluation détaillée de leur pertinence est présentée en sections 2.1.3.3 et 2.1.3.4.

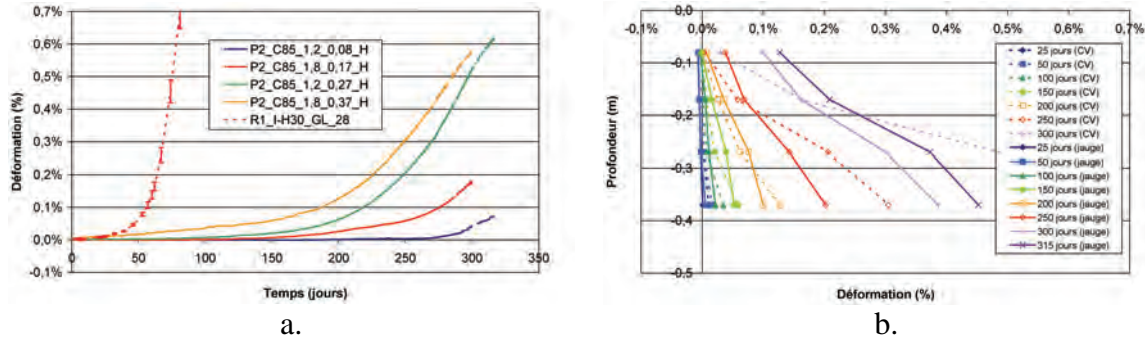


Figure 4-32 : suivi des déformations longitudinales locales de la poutre P2 à l'aide d'extensomètres à corde vibrante (a. suivi temporel ; b. profils de déformation)

2.1.3.2 Déformations longitudinales globales

Des mesures de déformation longitudinale globale ont été réalisées à l'aide de capteurs LVDT et d'extensomètres à corde vibrante de grande base (cf. Annexe 1). Pour ces données, il convient de mentionner le cas particulier des capteurs P2_E_0,47_H et P2_O_0,47_H : le point de fixation Nord de la base de mesure est situé à 0,47 m de profondeur. En revanche, le point de fixation Sud est situé une dizaine de centimètres plus haut afin de placer le capteur hors d'eau. Par conséquent, on mesure ainsi la déformation horizontale entre deux points situés à des profondeurs différentes. Dans ces travaux, on considère alors que la mesure obtenue est représentative des points situés à une profondeur égale à la moyenne des cotes des deux points de fixation du système d'instrumentation. Ceci se justifie par la quasi-linéarité du profil de déformation horizontale (cf. Figure 4-30).

La Figure 4-33 confronte les mesures réalisées à l'aide des LVDT et les déformations à des profondeurs équivalentes estimées à l'aide du profil de déformation déterminé à l'aide des jauges noyées. Ces résultats apparaissent cohérents et font état d'une bonne corrélation étant donné l'amplitude des phénomènes observés. Néanmoins, on note des écarts significatifs entre les déformations mesurées et les déformations estimées, en particulier en fin de suivi, lorsque les expansions et la fissuration sont très importantes. A ce stade, la rotation des sections et la fissuration des matériaux induisent nécessairement des erreurs de mesure. La Figure 4-34 illustre la rotation d'une section située à 0,4 m de l'about Nord de P2 après 329 jours d'exposition (i.e. très peu de temps avant la rupture). Sur cette figure, la partie métallique visible en haut est horizontale (règle support des capteurs de flèche). L'équerre métallique servant de point de mesure est perpendiculaire à l'axe de la section droite correspondante.

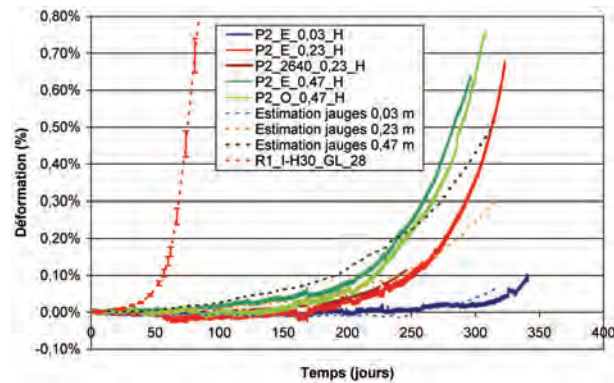


Figure 4-33 : suivi des déformations longitudinales globales de la poutre P2 et comparaison aux estimations issues des mesures par jauge noyée



Figure 4-34 : rotation d'une section située à 0,4 m de l'about Nord de P2 après 329 jours de suivi

2.1.3.3 Mesure de flèches

La Figure 4-35 représente l'évolution des flèches de la poutre P2 au cours du temps. Durant environ 270 jours, l'évolution des flèches se fait de manière similaire pour la face Est (capteurs 1_S-E à 5_N-E) et la face Ouest (capteurs 1_S-O à 10_N-O) indiquant ainsi a priori un développement homogène des expansions à hauteur donnée (pas de torsion suivant l'axe longitudinal de la structure). Au delà de cette échéance, on note une différence d'évolution entre les capteurs des deux faces. L'évolution plus lente des flèches en face Est s'explique par la mise en contact des poignées d'appui des structures sous l'effet des gonflements (cf. Figure 4-36), empêchant ainsi la libre déformation de la structure et conduisant à l'application d'un effort dans l'axe de la poutre responsable des écarts de flèche entre les deux faces de la structure.

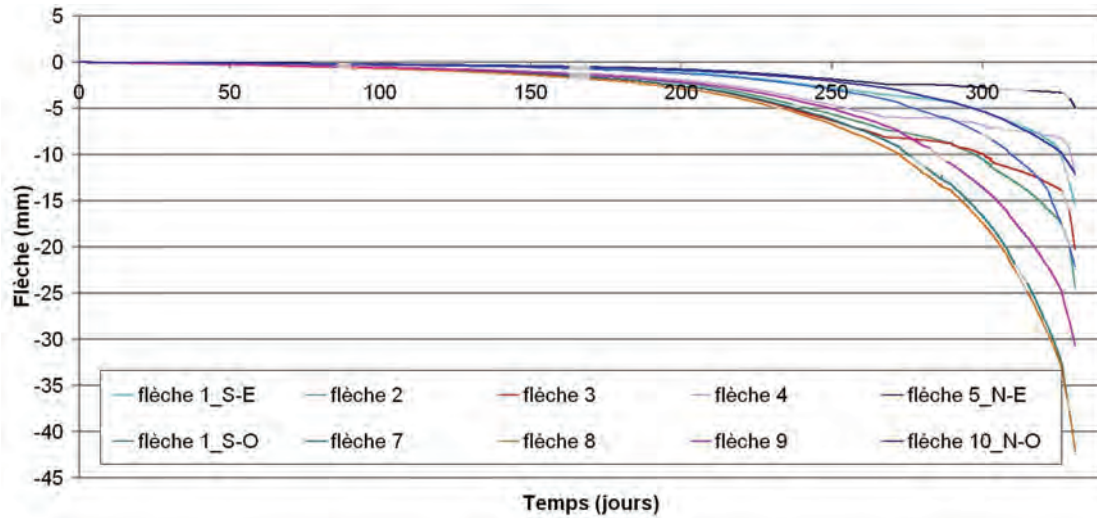


Figure 4-35 : suivi des flèches de la poutre P2

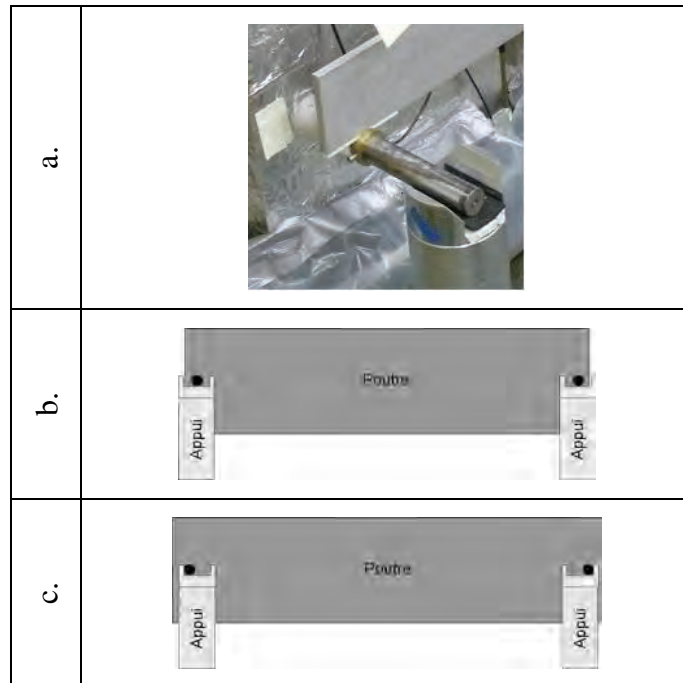


Figure 4-36 : évolution des conditions d'appui des poutres (a. vue générale d'un appui ; b. configuration normale ; c. appuis en contact sous l'effet des gonflements)

Devant la linéarité observée des déformations longitudinales, il convient de se poser la question de la validité de la théorie des poutres. Dans le cadre de cette théorie, l'équation de la déformée d'une poutre de courbure donnée s'écrit :

$$\begin{cases}
 f(x) = -\frac{\chi}{2} \cdot (x \cdot (x-1)) \\
 \chi = \text{courbure de la section droite} \\
 x = \text{abscisse de la section droite considérée} \\
 l = \text{portée de la poutre} = 2,8 \text{ m}
 \end{cases}
 \quad (4-18)$$

La Figure 4-37 confronte les flèches à mi-portée mesurées et calculées en intégrant la courbure des sections évaluée à l'aide des mesures par jauges, par LVDT et par cordes vibrantes.

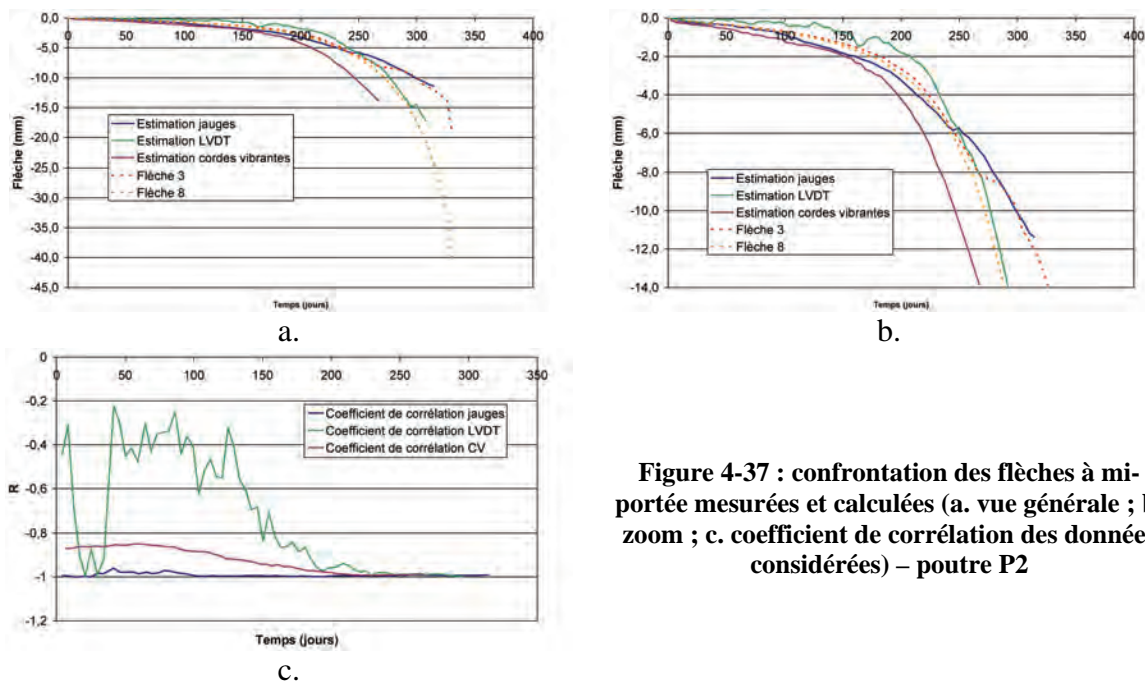


Figure 4-37 : confrontation des flèches à mi-portée mesurées et calculées (a. vue générale ; b. zoom ; c. coefficient de corrélation des données considérées) – poutre P2

Les mesures par jauges conduisent à une très bonne estimation de la flèche durant les 270 jours de déformation libre de la structure. Au delà de cette échéance, l'évolution distincte des flèches pour chaque face de la structure rend difficile l'évaluation de la pertinence de ce calcul. Le coefficient de corrélation des mesures par jauge noyée en fonction de la profondeur de mesure révèle une bonne linéarité du profil de déformations horizontales locales tout au long de la période de suivi.

Les mesures de déformation locale par extensomètre à corde vibrante révèlent une moins bonne linéarité que celle notée pour les jauges. Toutefois, l'intégration de la courbure correspondante permet d'obtenir une bonne estimation de la flèche durant environ 150 jours. Au delà, on note une dégradation de la prédiction qui reste néanmoins cohérente avec le fonctionnement de la poutre.

Par ailleurs, l'estimation des flèches sur la base des mesures de déformation globale à l'aide des capteurs LVDT conduit également à des résultats qualitativement cohérents avec les résultats expérimentaux. Néanmoins, on observe une corrélation médiocre entre les mesures de déformation et la profondeur correspondante durant environ 150 jours conduisant à obtenir une évaluation « bruitée » de la flèche comme l'atteste la Figure 4-37. Au delà de cette échéance, la corrélation est considérablement améliorée et conduit à une bonne estimation de la flèche.

Finalement, la bonne corrélation existant entre les flèches mesurées et calculées sur la base des mesures de déformations horizontales confirme la validité de la théorie des poutres. Cet élément se révèle être déterminant pour la suite de nos investigations et notamment pour l'analyse du fonctionnement mécanique des poutres proposée en section 2.6.

2.1.3.4 Profil de déformation horizontale moyen – description du fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres

Afin de décrire quantitativement le fonctionnement mécanique de la poutre P2 soumise à un gradient hydrique, on propose un profil de déformation horizontal prenant en compte l'ensemble des mesures de déformations (locales et globales) dans la direction longitudinale (cf. Figure 4-38.a). Nous avons vérifié en section 2.1.3.3 la validité de la théorie des poutres pour le cas de la poutre P2. Ainsi, le fonctionnement mécanique de cette structure dans la direction longitudinale peut être décrit par la donnée de ce profil de déformation. La Figure 4-38.b compare l'estimation de flèche à partir de l'intégration de la courbure de ce profil à la mesure expérimentale. Conformément à nos conclusions de la section 2.1.3.3, on note une bonne corrélation entre les deux approches.

Ce profil peut être caractérisé par la donnée de la courbure (pente du profil en fonction de la hauteur) et la déformation longitudinale moyenne. Le Tableau 4-6 recense quelques valeurs caractéristiques de ce profil moyen et caractérise la dispersion des données expérimentales par rapport à celui-ci. On observe une augmentation de l'écart quadratique au cours du temps (de l'ordre de 0,07 % à 300 jours pour une expansion moyenne de l'ordre de 0,30 %).

Tableau 4-6 : évolution de la courbure et de la déformation longitudinale moyenne de la poutre P2

Échéance (j)	Courbure χ	Déformation longitudinale moyenne	Ecart quadratique
10	-1,68E-04	0,0003%	0,0021%
50	-2,42E-04	0,0011%	0,0047%
100	-5,43E-04	0,0069%	0,0095%
150	-1,19E-03	0,0212%	0,0139%
200	-2,70E-03	0,0543%	0,0180%
250	-7,10E-03	0,1414%	0,0338%
295	-1,47E-02	0,2991%	0,0714%

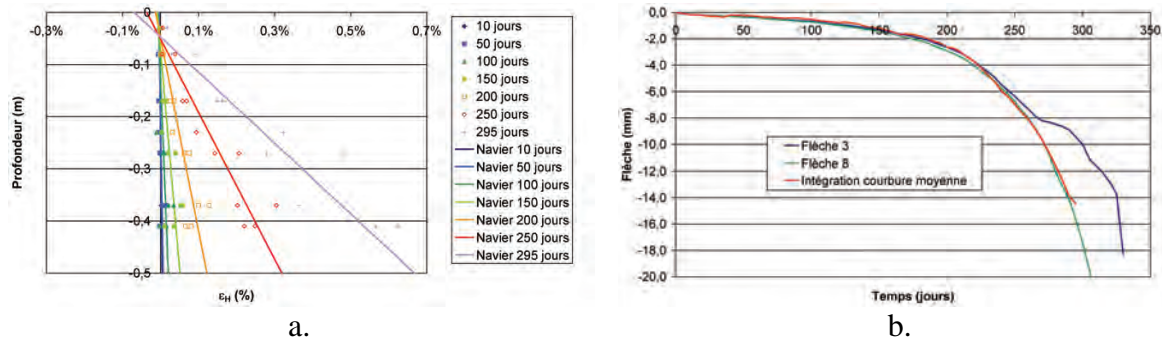


Figure 4-38 : profil de déformation longitudinale moyen (a.) et confrontation aux mesures de flèche (b.) – poutre P2

2.1.4 Evaluation de l'isotropie des déformations mesurées dans une poutre non armée

La Figure 4-39 représente le suivi dimensionnel local de P2 à une profondeur de 0,37 m. On observe que les déformations mesurées sont isotropes jusqu'à environ 250 jours et une elongation de l'ordre de 0,2 %. Au delà, cette isotropie n'est plus vérifiée et peut être interprétée comme le résultat d'une fissuration du matériau pouvant conduire au

développement de gonflements dans des directions préférentielles. Néanmoins, ce résultat ne permet pas de conclure quant à l'isotropie des gonflements d'origine chimique : en effets, hormis dans la direction verticale selon laquelle le gonflement est libre, les déformations sont le fruit de la superposition des déformations chimiques imposées que constituent les gonflements et de la réponse mécanique de la structure à cette sollicitation (calculable pour la direction longitudinale dans le cadre de la théorie des poutres applicables dans ce cas comme nous l'avons démontré en section 2.1.3.4.

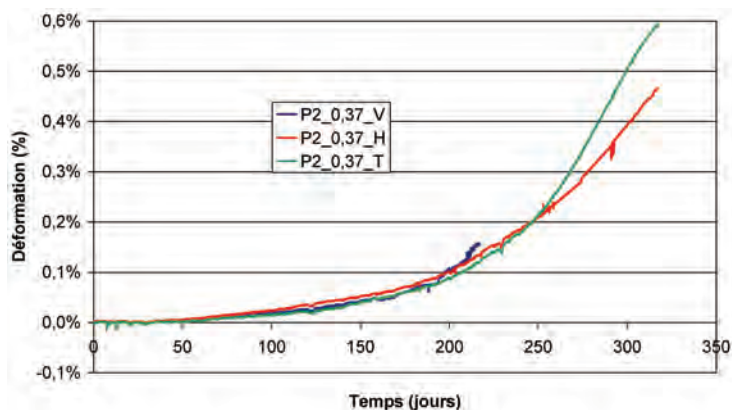


Figure 4-39 : déformations locales à une profondeur de 0,37 m – poutre P2

La Figure 4-40 retranscrit les déformations mesurées dans les trois directions de l'espace à une profondeur de 0,08 m pour la poutre P2. Les déformations peuvent être considérées comme isotropes durant environ 70 jours. Au delà, on observe des différences significatives. L'écart de déformation entre les directions horizontale et transversale peut s'expliquer par une éventuelle dispersion des phénomènes de RSI d'une part et par le mode de fonctionnement mécanique de la poutre soumise à une élévation en partie inférieure.

L'écart d'expansion dans la direction verticale par rapport aux deux autres directions peut s'expliquer en partie par le comportement intégrateur de la jauge dans cette direction. En effet, contrairement aux jauges horizontales et transversales situées dans un même plan horizontal (et donc a priori à la même humidité), la jauge verticale mesure les déformations d'un matériau situé entre 0,03 et 0,13 m de profondeur. Par conséquent, elle est soumise à un gradient de déformation. Le même phénomène se produit pour la jauge P2_0,37_V. Néanmoins, les amplitudes de déformations sont telles à cette profondeur que cet écart est masqué.

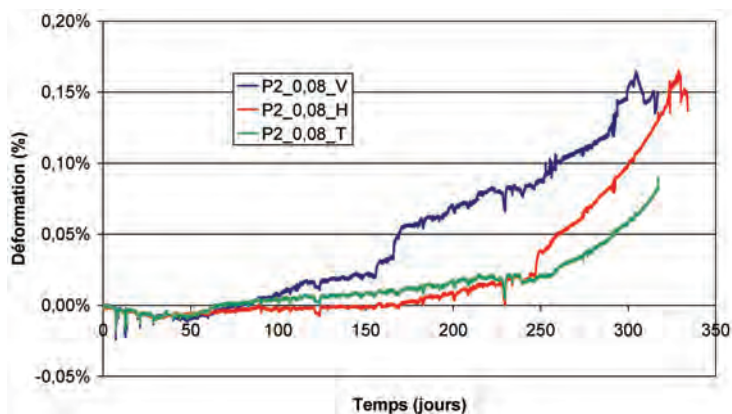


Figure 4-40 : déformations locales à une profondeur de 0,08 m – poutre P2

2.1.5 Description de l'évolution de l'état du corps d'épreuve : fissuration et déformation

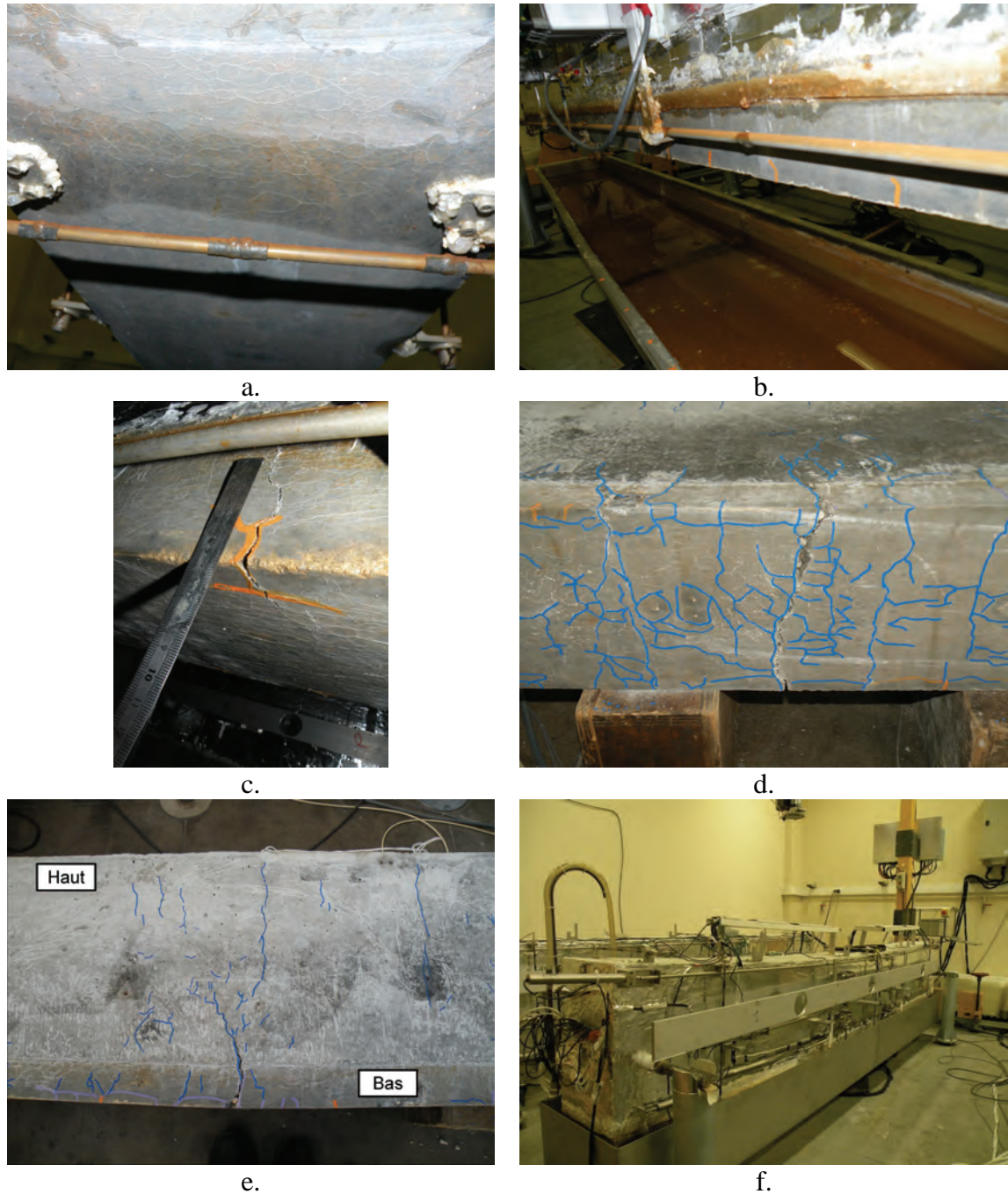


Figure 4-41 : fissuration de la poutre P2
 a. faïençage en face inférieure (250 j) b. fissuration transversale (250 j) c. localisation (290 j)
 d. fissuration transversale préférentielle (face inférieure – post rupture) e. remontée de fissuration (post-rupture) f. déflexion de la structure (320 jours)

Les fortes déformations mesurées ont conduit à des dégradations très marquées des corps d'épreuve en termes de fissuration et de déflexion. La fissuration s'est d'abord développée en partie basse. Sous les effets des gonflements, on a assisté à la formation d'un faïençage en face inférieure (cf. Figure 4-41.a) après une durée d'exposition de 180-200 jours. Par la suite, une orientation préférentielle de la fissuration dans la direction transversale (cf. Figure 4-41.b) a été notée ce qui est cohérent avec la mise en flexion de la

poutre. La fissuration s'est ensuite fortement localisée au droit de ces ouvertures (cf. Figure 4-41.c et d). Les fissures sont alors progressivement remontées vers la face supérieure (cf. Figure 4-41.e) aboutissant à la ruine sous poids propre du corps d'épreuve après 330 jours d'exposition (cf. section 2.4). Cette fissuration s'est accompagnée d'une déflexion progressive de la structure (cf. Figure 4-41.f).

2.2 Suivis dimensionnels de la poutre faiblement réactive vis-à-vis de la RSI

2.2.1 Déformations dans la direction verticale

La poutre P1 est une poutre non armée dont le matériau constitutif est le béton NR (béton dont le squelette granulaire est identique à celui de R1 mais dont le ciment est moins enclin à la RSI du fait de ses plus faibles teneurs en sulfates, aluminates et alcalins). Ce corps d'épreuve a été moins instrumenté que les autres poutres pour des raisons techniques (nombre de voies disponibles sur les dispositifs d'acquisition). Ainsi, les données disponibles relatives à ce corps d'épreuve sont moins nombreuses.

La Figure 4-42 représente le seul point de mesure de déformation verticale disponible pour P1. Il s'agit d'une mesure réalisée à 0,08 m de profondeur. La jauge a fonctionné correctement jusqu'à une échéance d'environ 100 jours et a mesuré un retrait. Ce résultat est cohérent avec ceux issus des essais sur P2 et avec les mesures hydriques.

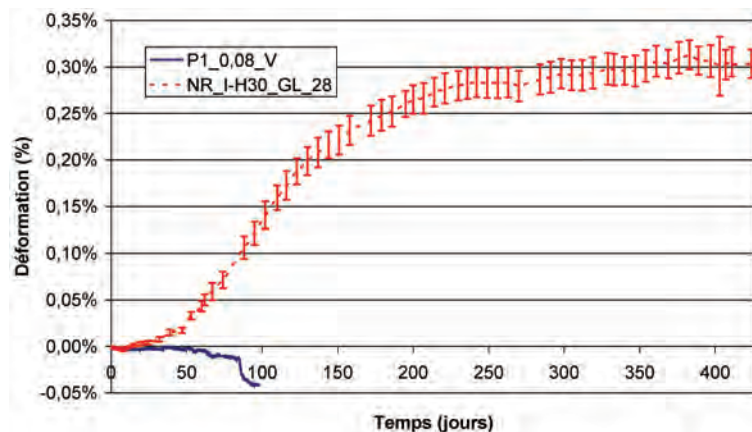


Figure 4-42 : suivi des déformations verticales locales – poutre P1

2.2.2 Déformations dans la direction transversale

La Figure 4-43 représente le suivi des déformations transversales locales de la poutre P1 aux profondeurs 0,08 m et 0,37 m. La voie de mesure P1_0,37_T présente deux variations brutales (il ne s'agit pas de sauts au sens strict du terme, ces variations n'étant pas instantanées) aux alentours de 140 jours et de 170 jours. Ces phénomènes traduisent probablement un dysfonctionnement de la jauge concernée, de telles variations ne semblant correspondre à aucun phénomène physique observé. Il est donc suggéré que l'information fournie par cette voie de mesure est erronée au delà de 130 jours de suivi.

Comme pour la poutre P2, on constate la création d'un gradient de déformation transversale par l'application du gradient hydrique, avec des élongations d'autant plus importantes qu'on s'approche de la zone impactée par la remontée hydrique.

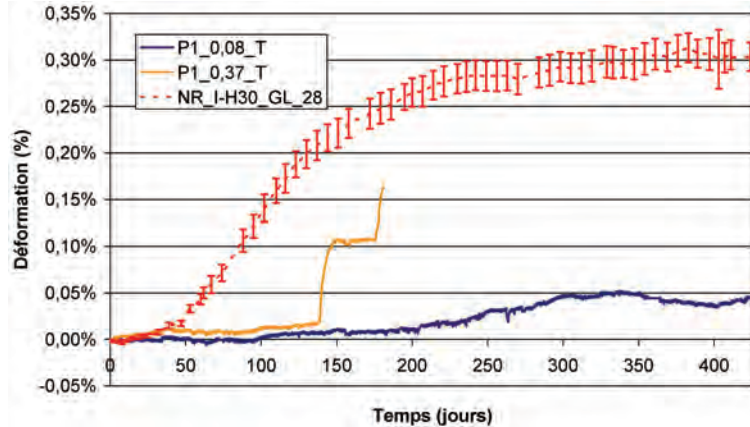


Figure 4-43 : suivi des déformations transversales locales – poutre P1

La déformation évaluée à 0,08 m de profondeur est de l'ordre de 0,05 % à l'issue des 427 jours d'exposition de la première phase des essais. Par ailleurs, la mesure de déformation transversale à 0,37 m de profondeur fait état d'une légère expansion avant son dysfonctionnement. Conformément à l'étude de la réactivité de cette formule menée au Chapitre 3, les déformations mesurées pour P1 (formule NR) sont considérablement moins importantes que celles observées pour P2 (formule R1).

2.2.3 Fonctionnement de la poutre dans la direction longitudinale

La Figure 4-44 représente le suivi des déformations longitudinales locales de la poutre P1. Un seul point de mesure est disponible à une profondeur de 0,08 m, soit dans la zone impactée par le séchage.

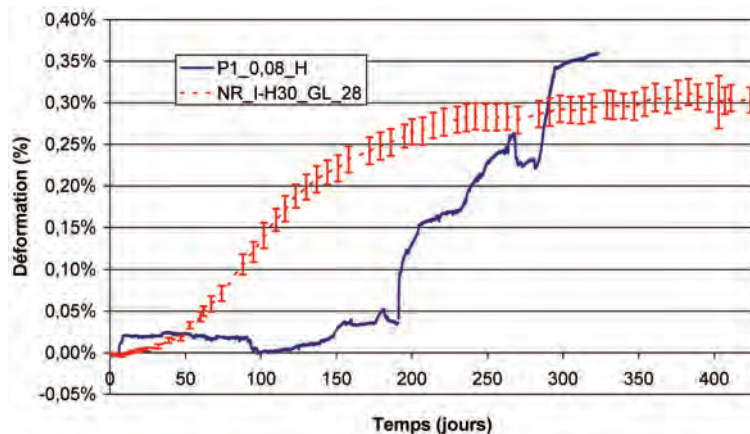


Figure 4-44 : suivi des déformations horizontales locales – poutre P1

La comparaison de la mesure obtenue aux expansions développées lors d'un essai de gonflement libre en eau semble indiquer que la déformation dans cette zone de mesure la plus éloignée du front d'imbibition développe des expansions supérieures au potentiel de gonflement libre après environ 300 jours. Par ailleurs, la cinétique de gonflement en ce point semble relativement rapide et perturbée par rapport à l'essai de gonflement libre. En outre, la déformation évaluée horizontalement se révèle être considérablement plus importante que la mesure transversale correspondante. Il en est de même si l'on compare cette valeur aux mesures de déformation longitudinale globale (cf. ci dessous). Ainsi, il

semble confirmé que cette valeur est erronée (ainsi que les mesures de P1_0,37_T au delà de 140 jours).

Les variations massiques de la poutre P1 étant très inférieures à celles de P2 (cette poutre est la seule faisant état d'un bilan massique négatif à l'issue des 427 jours de la première phase des essais), les différences d'évaluation de la position du front d'imbibition issues du modèle « binaire » ou « pondéré » sont moins importantes même si les écarts restent significatifs, en particulier lors des premiers instants de calcul (cf. Figure 4-45). Les deux modèles évaluent la profondeur d'imbibition à 0,37 m et 0,33 m pour le modèle de comportement hydrique binaire et le modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré respectivement.

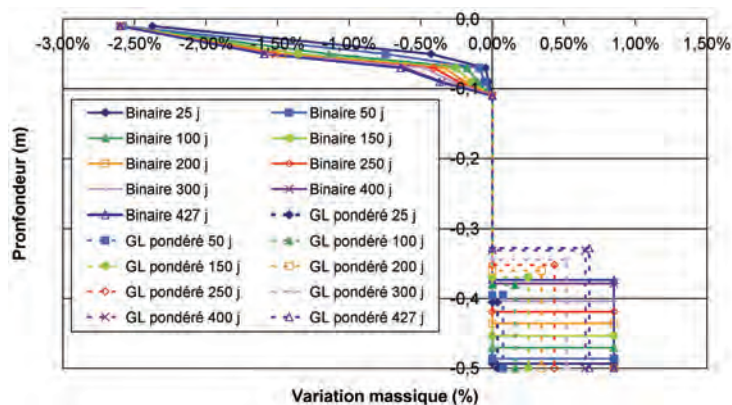


Figure 4-45 : évolution des profils hydrique (modèles « binaire » et « gonflement libre pondéré ») de la poutre P1

La Figure 4-46 représente le suivi des déformations horizontales globales de la poutre P1. On note sur cette figure qu'une interpolation des données a été nécessaire entre 230 jours et 360 jours pour les capteurs P1_E_0,47_H et P1_O_0,47_H. Durant cette période, un défaut du système de fixation des bases de mesure a conduit à une corrosion de celui-ci, engendrant une dérive des déformations mesurées. Le remplacement des pièces défectueuses a été réalisé à 360 jours, échéance à laquelle le recalage a été effectué. Ainsi, ces mesures en partie basse présentent une incertitude importante et il convient de les considérer avec précaution.

La poutre P1 fait état d'un comportement mécanique très différent de celui de P2 ce qui est compréhensible étant donné les différences de réactivité des matériaux et de profils hydriques. En particulier, on note une contraction relativement importante de la partie supérieure de la poutre : les gonflements développés en partie basse induisent en partie cet effet lors de la mise en flexion de la poutre, effet se combinant au retrait de séchage ayant lieu dans la zone supérieure. De telles contractions sont notées en début d'essai par (Multon 2004) pour des poutres réactives vis-à-vis de la RAG avec un potentiel d'expansion similaire au béton NR. Par ailleurs, à la fin de la première phase des essais, les gonflements en partie basse sont évalués à 0,15 %, ordre de grandeur cohérent avec le potentiel de gonflement libre de l'ordre de 0,3 % en eau pour le béton NR et la hauteur d'imbibition limitée pour ce corps d'épreuve.

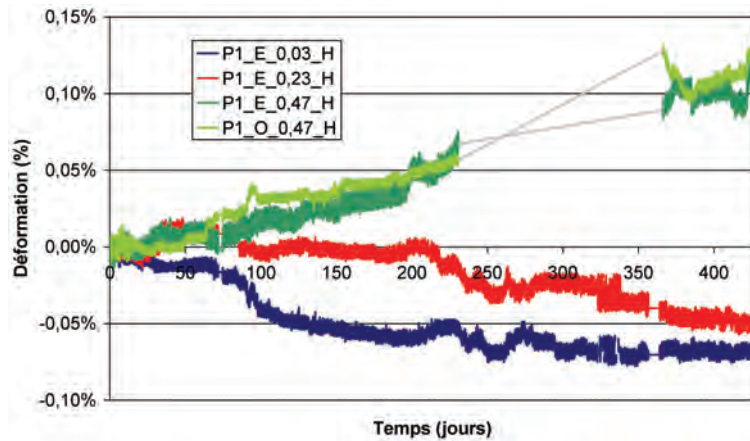


Figure 4-46 : suivi des déformations longitudinales globales de la poutre P1

2.2.4 Mesures de flèches

La Figure 4-47 représente le suivi des flèches de P1 au cours du temps. On note que la structure évolue « de manière symétrique » : les capteurs situés de part et d'autre de la poutre ou disposés symétriquement par rapport à la section médiane de la poutre montrent des évolutions très proches et attestent ainsi de l'homogénéité des phénomènes ayant lieu dans le corps d'épreuve.

Après 427 jours d'exposition, la flèche à mi-portée est de l'ordre de -1 mm, ordre de grandeur comparable au cas de la poutre non réactive de l'étude de (Multon 2004). En revanche, les flèches de poutres réactives vis-à-vis de la RAG sont de l'ordre de -5 mm après une durée d'exposition comparable et présentent des cinétiques sensiblement différentes. Ce résultat indique que, malgré des potentiels d'expansion en gonflement libre similaires, les comportements de poutres atteintes de RSI (formule NR) ou de RAG (Multon 2004) sont dans notre cas nettement différents. Il est en outre possible que l'application d'une cure thermique dans notre cas ait modifié les propriétés des matériaux (vis-à-vis de la dessiccation notamment) et accentué ces différences.

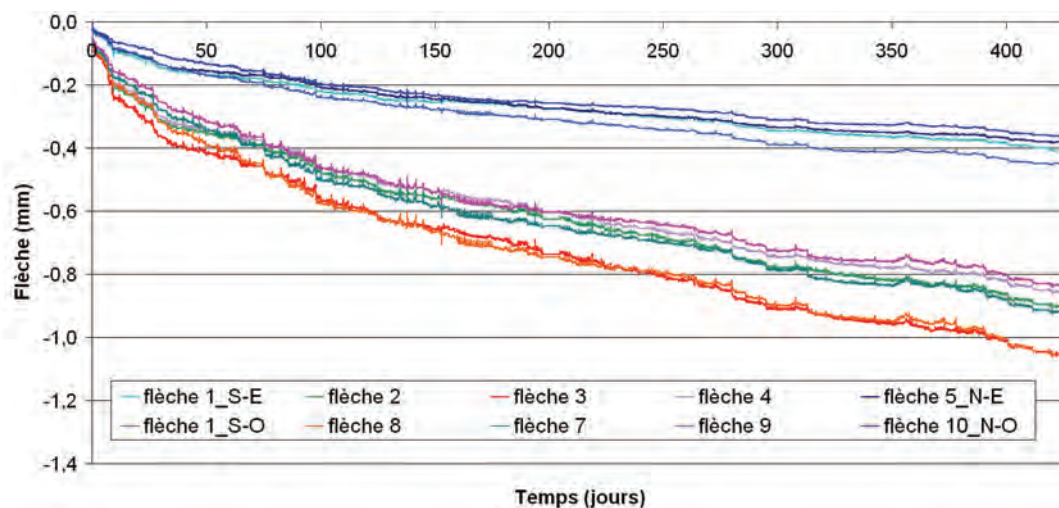


Figure 4-47 : suivi des flèches de la poutre P1

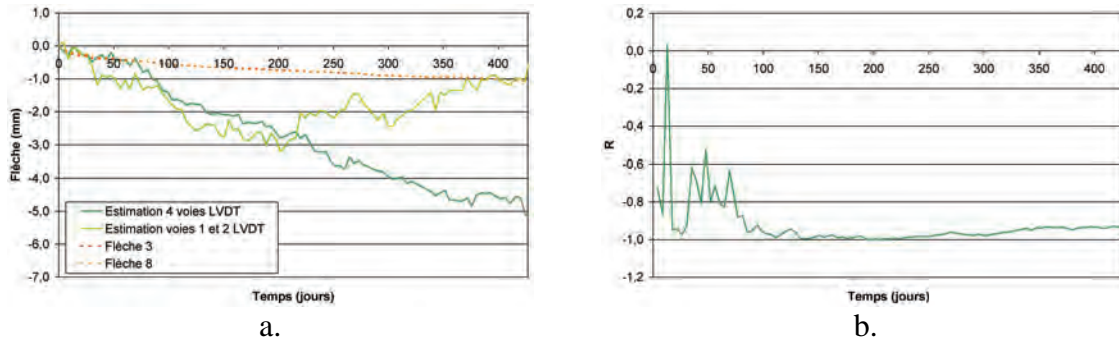


Figure 4-48 : confrontation des flèches à mi-portée mesurées et calculées (a.) et coefficient de corrélation (b.) – poutre P1

La Figure 4-48 compare les flèches mesurées à mi-portées à celles estimées par intégration de la courbure obtenue à l’aide des mesures de déformations horizontales globales par LVDT. Si l’ensemble des voies est considéré, l’estimation de la flèche se révèle être mauvaise bien que la valeur du coefficient de corrélation ne soit pas si dégradée qu’escompté étant donné le recalage nécessaire pour les mesures réalisées en partie basse. Néanmoins, devant les incertitudes de mesure correspondant aux capteurs P2_E_0,47_H et P2_O_0,47_H, nous avons réalisé le même calcul en utilisant uniquement les déformation à 0,03 m et à 0,23 m de profondeur. Si l’ordre de grandeur des estimations se trouve amélioré, la corrélation entre le calcul et l’expérience se révèle être médiocre.

2.2.5 Conclusions

Conformément à nos attentes, les déformations mesurées pour la poutre P1 se sont révélées bien moins conséquentes que celles de la poutre P2 en raison de la réactivité différente des matériaux. Aucune fissuration visible n’a été notée pour ce corps d’épreuve durant les 427 jours d’exposition.

L’analyse des différentes mesures réalisées a mis en évidence les difficultés de mise en œuvre de l’instrumentation pour cette poutre. En particulier, les mesures de déformations longitudinales se sont révélées peu pertinentes pour l’établissement d’un profil de déformation moyen. Ainsi, nous avons calculé la déformation horizontale moyenne de cette poutre à partir des mesures par LVDT aux profondeurs 0,03 m et 0,23 m. La courbure moyenne des sections a été calculée à partir des mesures de flèches à mi portée à défaut d’un nombre suffisant de mesures de déformation longitudinale. Les résultats de ces calculs sont donnés par la Figure 4-49 et le Tableau 4-7.

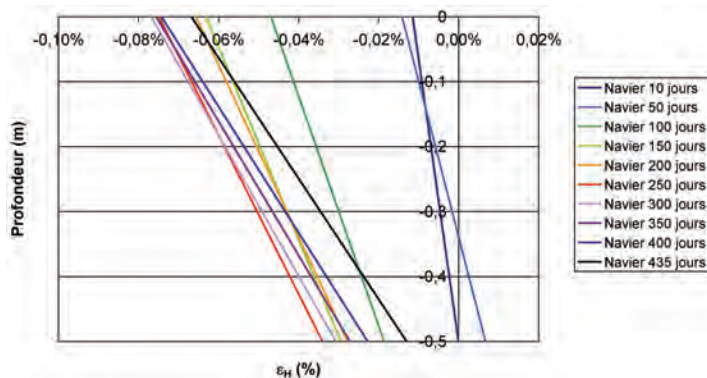


Figure 4-49 : profil de déformation longitudinale moyen – poutre P1

Tableau 4-7 : évolution de la courbure et de la déformation longitudinale moyenne de la poutre P1

Échéance (j)	Courbure χ	Déformation longitudinale moyenne
10	-2,29E-04	-0,0041%
50	-4,17E-04	0,0133%
100	-5,66E-04	0,0031%
150	-6,74E-04	0,0070%
200	-7,56E-04	0,0061%
250	-8,17E-04	-0,0233%
300	-9,23E-04	-0,0207%
350	-9,69E-04	-0,0372%
400	-1,03E-03	-0,0512%
435	-1,08E-03	-0,0582%

2.3 Suivis dimensionnels de la poutre réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG

2.3.1 Déformations dans la direction verticale

La Figure 4-50 représente les suivis dimensionnels verticaux locaux de la poutre P5 aux profondeurs 0,08 m et 0,37 m. La jauge P5_0,37_V a fonctionné durant environ 110 jours. La voie P5_0,08_V a quant à elle fourni une mesure satisfaisante durant 140 jours. Il est à noter que, comme P2, cette poutre a subi une ruine sous les effets combinés des gonflements et du poids propre après environ six mois d'exposition (cf. section 2.4).

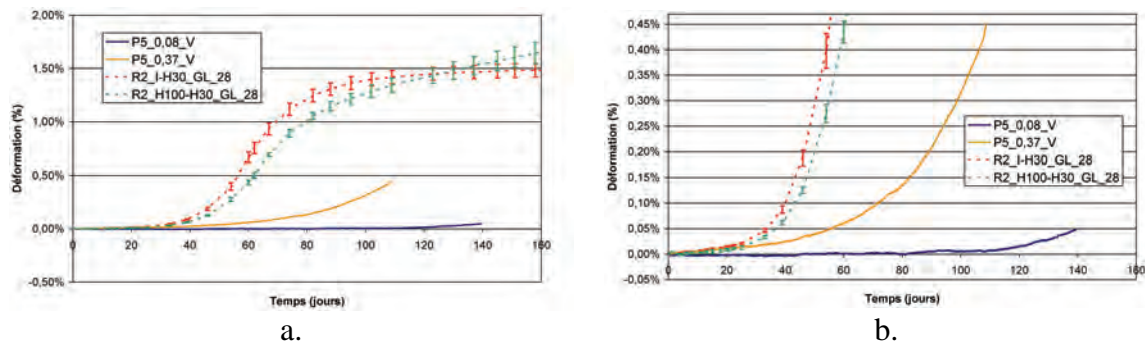


Figure 4-50 : suivi des déformations verticales locales de la poutre P5 et comparaison au suivi dimensionnel en gonflement libre (a. vue générale ; b. zoom)

On observe la création d'un fort gradient d'expansion par l'application du gradient hydrique : un gonflement de 0,05 % (soit environ 3 % du potentiel de gonflement libre) est mesuré après 140 jours à 0,08 m de profondeur. Cette valeur est atteinte après seulement 55 jours à 0,37 m. A cette profondeur, environ 30 % du potentiel de gonflement libre se sont développés après 110 jours d'exposition.

On note le développement très rapide des expansions dans ce corps d'épreuve : à 0,37 m de profondeur, la déformation verticale est de 0,1 % après 70 jours. Un niveau d'expansion équivalent n'est atteint qu'après environ 200 jours pour la poutre P2. De telles différences s'expliquent par les différences de réactivité des bétons R1 et R2 telles qu'elles ont été mises en évidence dans le Chapitre 3. A 0,08 m de profondeur, le retrait mesuré est très faible (voire quasi inexistant). On mesure une expansion de l'ordre de 0,05% après 140 jours d'exposition, déformation atteinte après 160 jours dans la poutre P2. Il semble donc que le gradient de déformation verticale de P5 soit plus accentué que celui de P2 (les

différences de cinétique entre la partie basse et la partie haute sont plus marquées dans le cas de P5).

La Figure 4-51 confronte l'évolution du profil de déformations verticales à celle du profil hydrique tel qu'il est estimé par les modèles développés en sections 1.4.1.2.3 et 1.4.1.2.4. Le modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré n'a pas été considéré dans toute la suite : les variations massiques importantes et rapides du corps d'épreuve couplées à la sous estimation de la prise de masse du matériau imbibé conduisent à une progression extrêmement rapide de la position estimée du front d'imbibition aboutissant à une interpénétration des zones séchées et des zones imbibées, synonyme d'invalidité du modèle.

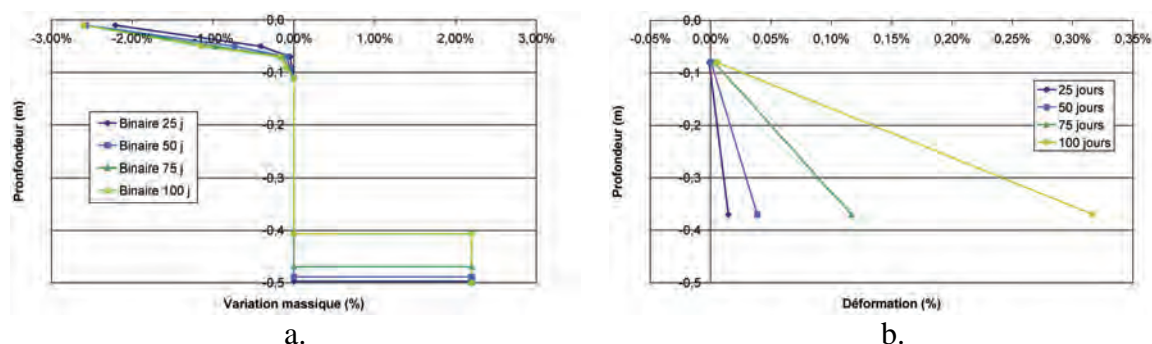


Figure 4-51 : évolution comparée des profils hydrique (a.) (modèles « binaire » et « gonflement libre modifié ») et de déformation verticale (b.) de la poutre P2

Le modèle de comportement hydrique binaire estime quant à lui la position finale du front d'imbibition au voisinage du point de mesure à 0,37 m. Ceci semble cohérent avec le profil de déformations verticales mesurées puisqu'on constate au dessus de ce point une décroissance très rapide des gonflements pour aboutir à une valeur proche de zéro à 0,08 m de profondeur. Ainsi, ce modèle semble plus cohérent pour expliquer le profil de déformations.

2.3.2 Déformations dans la direction transversale

La Figure 4-52 représente l'évolution des déformations transversales locales suivant la hauteur de la poutre. L'application d'un gradient hydrique conduit au développement d'un gradient de gonflement. Les déformations mesurées durant la période de fonctionnement des jauges noyées sont particulièrement conséquentes (entre 0,2 et 0,4 % au moment où le capteur atteint la limite de course) et apparaissent logiquement d'autant plus élevées que la profondeur considérée est importante (à échéance fixe).

La Figure 4-53 compare l'évolution du profil de déformation transversale et du profil hydrique modélisé. On note une évolution bien plus non linéaire de cette grandeur que dans le cas de la poutre P2, induisant certainement le développement de fortes autocontraintes à l'interface entre la zone imbibée et le reste de la poutre. Ceci semble une fois de plus appuyer l'hypothèse de progression très brutale du front d'imbibition avec une décroissance très rapide des gonflements mesurés au delà de la zone imbibée. A 125 jours le modèle de comportement hydrique binaire estime le front à environ 0,29 m de profondeur. Cette grandeur est à mettre en relation avec la déformation de 0,25 % mesurée à 0,27 m à la même échéance : si le seul profil hydrique ne permet pas de conclure quant à

l'expansion potentielle du matériau en ce point (en effet, contrairement à la direction verticale, on a dans le cas présent un effet de structure conduisant à une superposition de la déformation chimique imposée et de celle qui est inhérente au fonctionnement de la structure correspondant aux effets de déformation entraînée / empêchée par le reste de la poutre), il est néanmoins cohérent avec la forte non linéarité du profil de déformations transversales observée en partie basse de la structure. Une fois de plus, ce modèle de comportement hydrique semble donc cohérent avec le comportement mécanique de la poutre P5.

Des mesures transversales globales identiques à celles présentées pour P2 ont été réalisées. Néanmoins, les données correspondantes n'ont pu être intégrées à ce mémoire faute de temps. Leur intégration à notre raisonnement permettra d'affiner notre raisonnement et de comparer ces résultats à ceux obtenus pour la poutre P2.

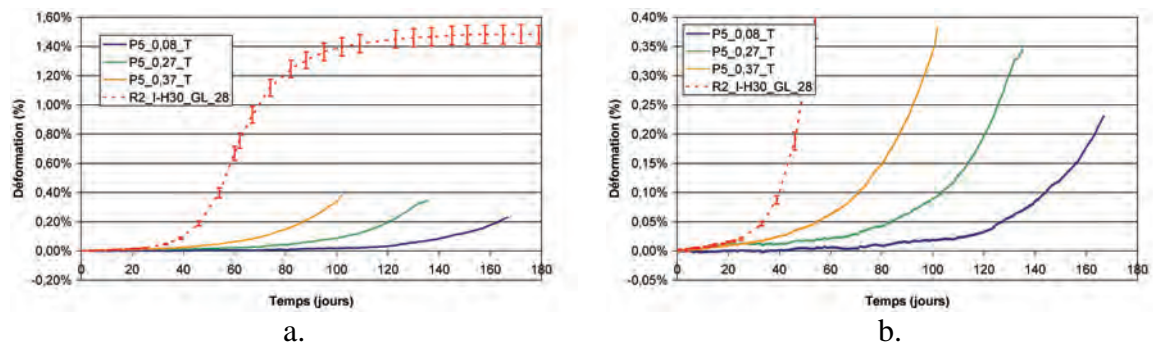


Figure 4-52 : suivi de déformations transversales locales de la poutre P5 et comparaison au suivi dimensionnel en gonflement libre (a. vue générale ; b. zoom)

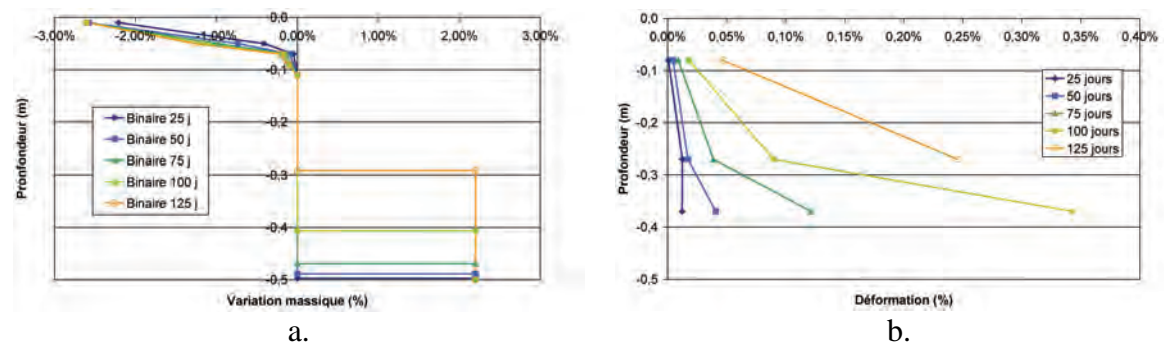


Figure 4-53 : évolution comparée des profils hydrique (a.) (modèles « binaire » et « gonflement libre modifié ») et de déformation transversale (b.) de la poutre P5

2.3.3 Fonctionnement de la poutre dans la direction longitudinale

2.3.3.1 Déformations longitudinales locales

La Figure 4-54 représente le suivi des déformations longitudinales locales de la poutre P5. La jauge mise en place à 0,27 m de profondeur s'est révélée hors d'usage avant le point zéro des mesures. Celle à 0,08 m de profondeur n'a fonctionné quant à elle qu'une dizaine de jours mais a pu mettre en évidence le développement de retrait sous les effets du séchage. Les mesures à 0,17 m et 0,37 m de profondeur semblent quant à elles indiquer le développement d'un gradient de gonflement.

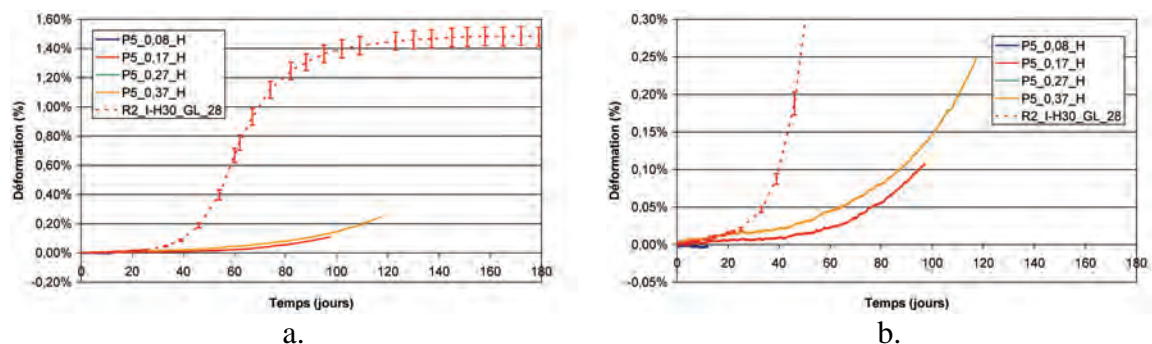


Figure 4-54 : suivi des déformations longitudinales locales de la poutre P5 et comparaison au suivi dimensionnel en gonflement libre (a. vue générale ; b. zoom)

La Figure 4-55 propose une comparaison du profil de déformations horizontales et du profil hydrique modélisé au cours du temps. En comparaison avec P2, la moins grande quantité de résultats expérimentaux concernant les mesures de déformation horizontale rend plus compliquée l'interprétation de ces données. Il apparaît ainsi délicat de conclure sur la sévérité du profil de déformation.

En supposant le profil de déformations horizontales linéaire (ce qui sera démontré en section 2.3.3.3), la fibre supérieure est estimée tendue dès 50 jours et on prédit l'apparition d'une fissuration en face supérieure dès 75 jours ce qui ne correspond pas à nos observations expérimentales (cf. section 2.3.5).

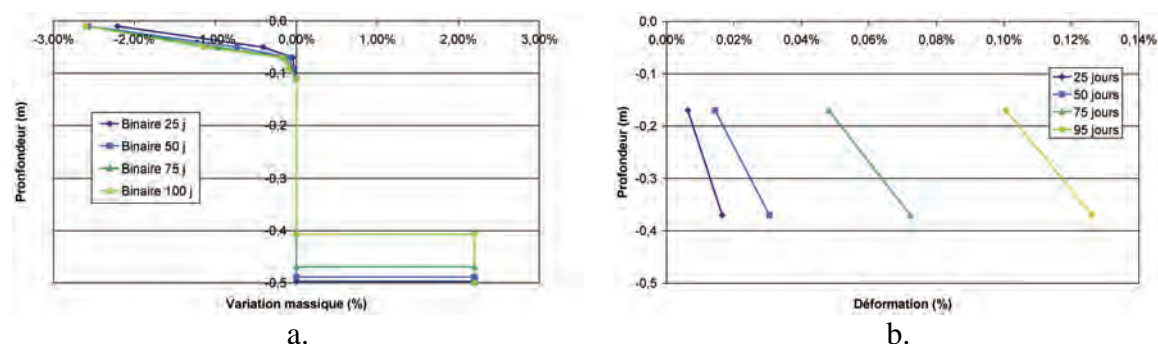


Figure 4-55 : évolution comparée des profils hydrique (a.) (modèles « binaire » et « gonflement libre modifié ») et de déformation longitudinale (b.) de la poutre P5

2.3.3.2 Déformations longitudinales globales

La Figure 4-56 représente les suivis des déformations longitudinales globales à l'aide des extensomètres LVDT. Les capteurs P5_E_0,03_H et P5_E_0,23_H n'ont permis un suivi de la structure que durant une centaine de jours. Au delà, les déformations importantes de la structure ont conduit à une déformation des bases de mesure rendant le suivi dimensionnel impossible.

On observe une contraction dans la partie supérieure de la poutre. Celle-ci n'est pas cohérente avec le profil de déformation obtenu à l'aide des jauges noyées présenté en section 2.3.3.1. Néanmoins, ce dernier n'a pu être établi que sur la base de deux points de mesure. Ainsi, le moindre biais dans une des deux mesures peut rapidement conduire à une erreur dans l'estimation du profil de déformation qu'il est difficile d'estimer.

On note un écart significatif entre les mesures à 0,47 m de profondeur sur la face Est et la face Ouest de la poutre. Ceci implique une torsion de la poutre suivant l'axe vertical. Visuellement, aucun effet de ce type n'a pu être observé sur la structure. Les

poignées d'appuis de la face Est ont été en contact avec les supports d'appuis sous les effets des expansions entre 100 et 120 jours de suivi (cf. section 2.1.3.3). Si ce phénomène a nécessairement eu un impact sur le développement des gonflements (les déformations en face Est ont été gênées par rapport aux déformations en face Ouest), il ne semble pas pouvoir à lui seul expliquer un tel écart entre ces deux voies de mesure. En l'absence d'investigations complémentaires, il semble délicat d'expliquer plus précisément ce point.

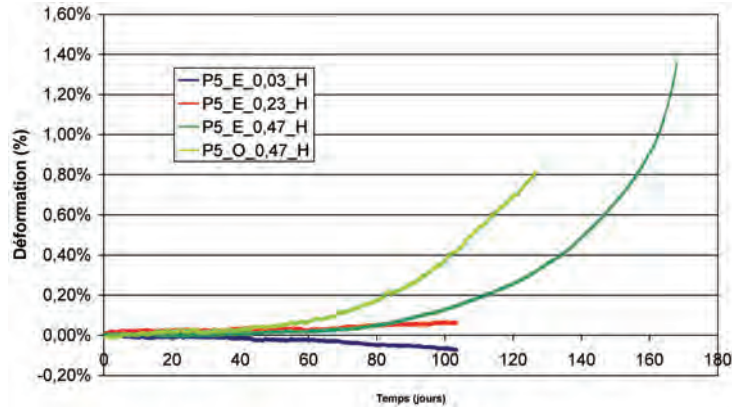


Figure 4-56 : suivi des déformations longitudinales globales de la poutre P5

2.3.3.3 Mesure de flèches

La Figure 4-57 représente le suivi des flèches de la poutre P5. Comme pour P1 et P2, on observe une évolution similaire des flèches en une section donnée de part et d'autre de la poutre jusqu'à une échéance d'environ 100 jours. De même, les points de mesure symétriques par rapport à la section transversale médiane de la poutre montrent une évolution comparable des déflexions de la structure. Entre 100 et 120 jours d'exposition, les poignées d'appui de la face Est ont été en contact avec les supports d'appui, de la même manière que pour P2 (cf. section 2.1.3.3). Ceci aboutit aux « plateaux » observés pour les capteurs Flèche 1_S-E à Flèche 5_N-E. Au delà de 120 jours, la poursuite des déformations de la structure a conduit à une disparition de ce contact, permettant à nouveau un déplacement libre de la structure.

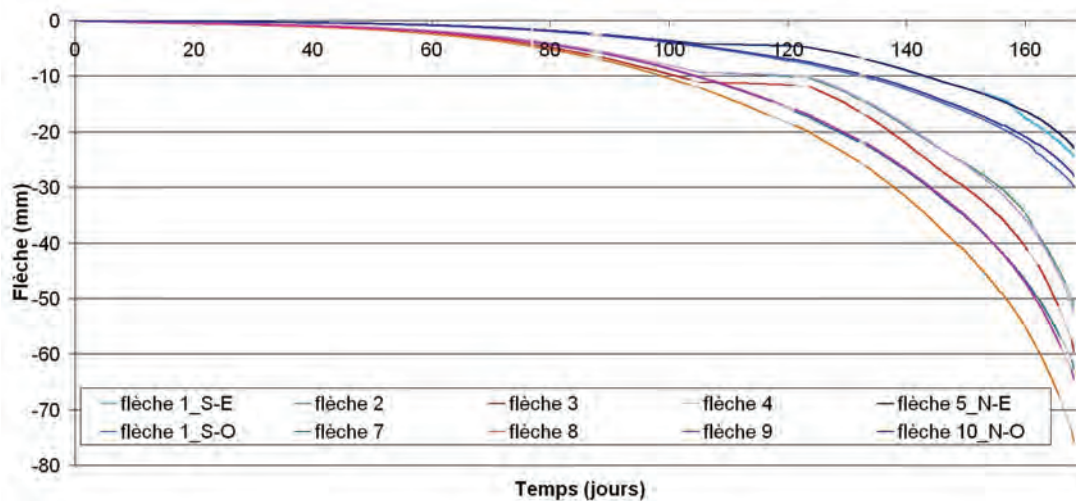


Figure 4-57 : suivi des flèches de la poutre P5

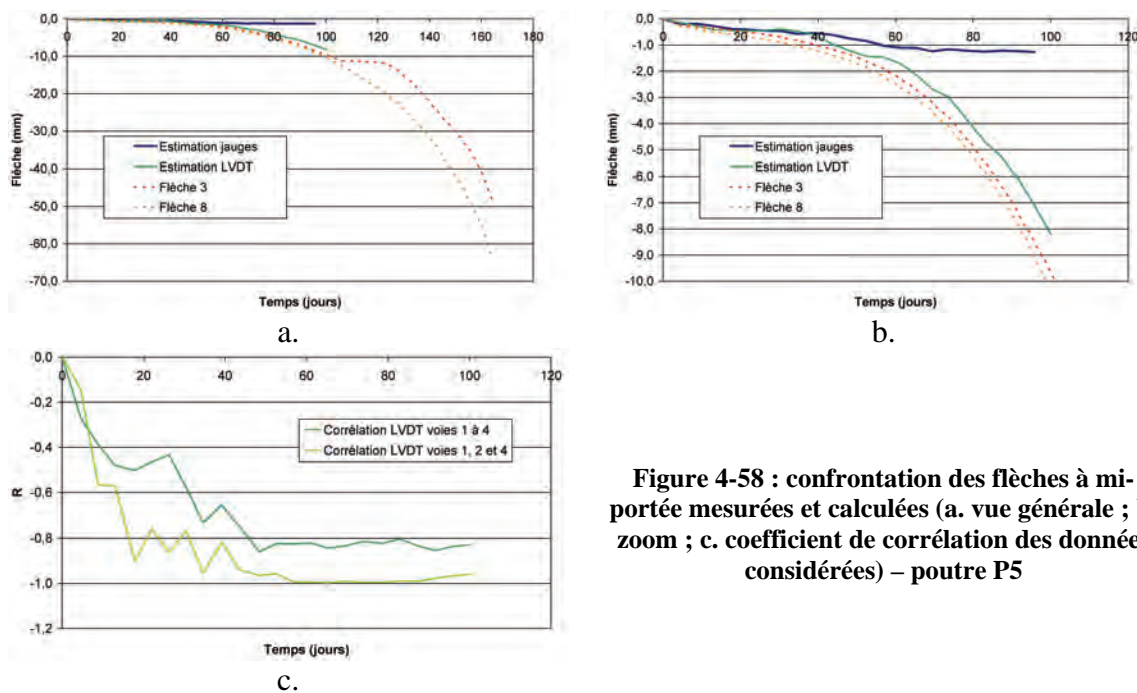


Figure 4-58 : confrontation des flèches à mi-portée mesurées et calculées (a. vue générale ; b. zoom ; c. coefficient de corrélation des données considérées) – poutre P5

La Figure 4-58 confronte les flèches mesurées à mi-portée à celles estimées en intégrant la courbure des sections obtenue par mesure des déformations longitudinales globales. On retrouve de manière satisfaisante la flèche de la structure, malgré un coefficient de corrélation avec la profondeur de mesure plutôt médiocre. Ce phénomène est attribuable au comportement singulier des mesures de déformation à 0,47 m de profondeur. Néanmoins, il semble que la mesure des déformations horizontales permette de décrire la flèche de la structure, vérifiant ainsi la validité de la théorie de la Résistance des Matériaux.

L'intégration de la courbure de la section à l'aide du profil de déformations longitudinales locales fournit une estimation satisfaisante de la flèche durant environ 40 jours. Au delà, la flèche est sous-estimée. Ne disposant que de deux points de mesure aux profondeurs 0,17 m et 0,37 m, l'établissement de la courbure de la section est excessivement dépendant de la précision des données collectées. Ainsi, un biais d'une des deux mesures utilisées peut rapidement conduire à une estimation erronée de la flèche. Par ailleurs, devant les déformations et la fissuration importantes de la structure (en particulier dans la partie inférieure soumise à l'humidification – cf. section 2.3.5), il est possible que l'adhérence entre la jauge pain de sucre et le béton environnant ait été dégradée. Ceci implique une sous estimation du gonflement en partie basse et par voie de conséquence de la flèche de la structure.

Toutefois, aucun élément ne permet d'éliminer de manière triviale une (toutes) mesure(s) obtenues à l'aide des jauges noyées. Par conséquent, l'intégralité des données est à considérer.

2.3.3.4 Profil de déformation horizontale moyen – description du fonctionnement structural dans le cadre de la théorie des poutres

Sur la base de cette analyse, le profil de déformation horizontale moyen représenté par la Figure 4-59.a est proposé. Celui-ci intègre la totalité des mesures de déformation

horizontale (mesures locales et globales). L'intégration de la courbure de ce profil permet d'estimer de manière satisfaisante la flèche de la structure (cf. Figure 4-59.b).

Ce profil peut être caractérisé par la donnée de la courbure et de la déformation longitudinale moyenne. Le Tableau 4-8 fournit quelques valeurs de ce profil moyen à différentes échéances et caractérise la dispersion des données expérimentales par rapport à celui-ci. Comme dans le cas de la poutre P2, on note une augmentation de l'écart quadratique au cours du temps. La valeur de l'écart à 100 jours est de l'ordre de 0,09 % (à mettre en relation avec la déformation moyen d'environ 0,11 %) et témoigne de l'écart mis en évidence entre les mesures locales et globales en section 2.3.3.3. On notera qu'à cette échéance, les premières fissures ont été détectées en partie basse (cf. section 2.3.4).

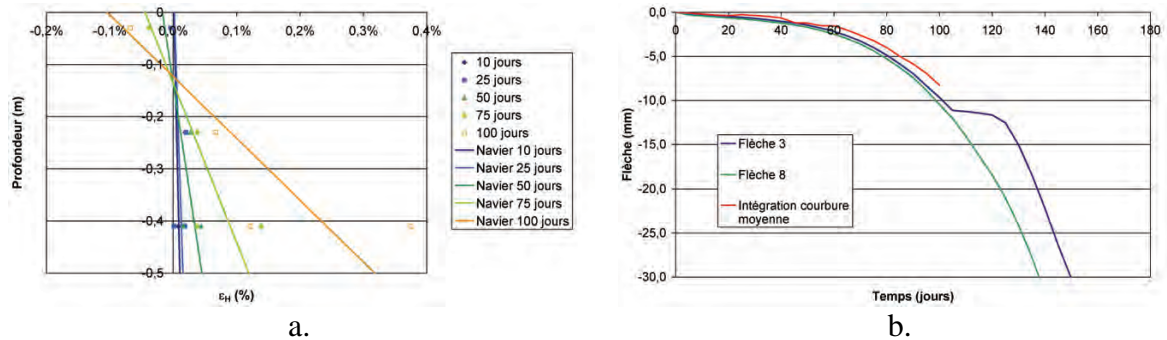


Figure 4-59 : profil de déformation longitudinale moyen (a.) et confrontation aux mesures de flèche (b.) – poutre P5

Tableau 4-8 : évolution de la courbure et de la déformation longitudinale moyenne de la poutre P5

Échéance (j)	Courbure χ	Déformation longitudinale moyenne	Ecart quadratique
10	-1,91E-04	0,0058%	0,0079%
25	-2,70E-04	0,0086%	0,0093%
50	-1,25E-03	0,0141%	0,0133%
75	-3,27E-03	0,0375%	0,0361%
100	-8,44E-03	0,1071%	0,0906%

2.3.4 Evaluation de l'isotropie des déformations mesurées

La Figure 4-60 compare l'évolution des déformations dans les trois directions de l'espace à une profondeur de 0,37 m. Les mesures indiquent des élongations similaires durant une quarantaine de jours. Au delà, les déformations dans les directions verticale et transversale évoluent plus rapidement que dans la direction horizontale. Ce résultat est cohérent avec le mode de fonctionnement mécanique de la poutre : les déformations longitudinales sont la superposition de la déformation chimique imposée par les expansions et des déformations empêchées par la partie supérieure de la poutre moins soumise aux gonflements car plus éloignée de la zone d'imbibition.

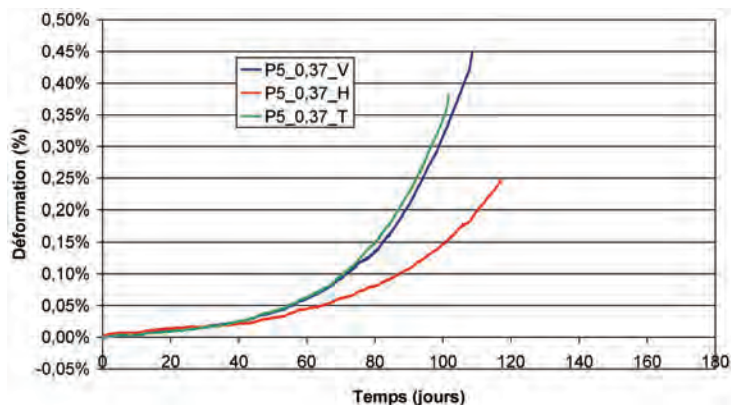


Figure 4-60 : comparaison des déformations locales dans les trois directions de l'espace à une profondeur de 0,37 m – poutre P5

2.3.5 Description de l'évolution de l'état du corps d'épreuve : fissuration et déformation

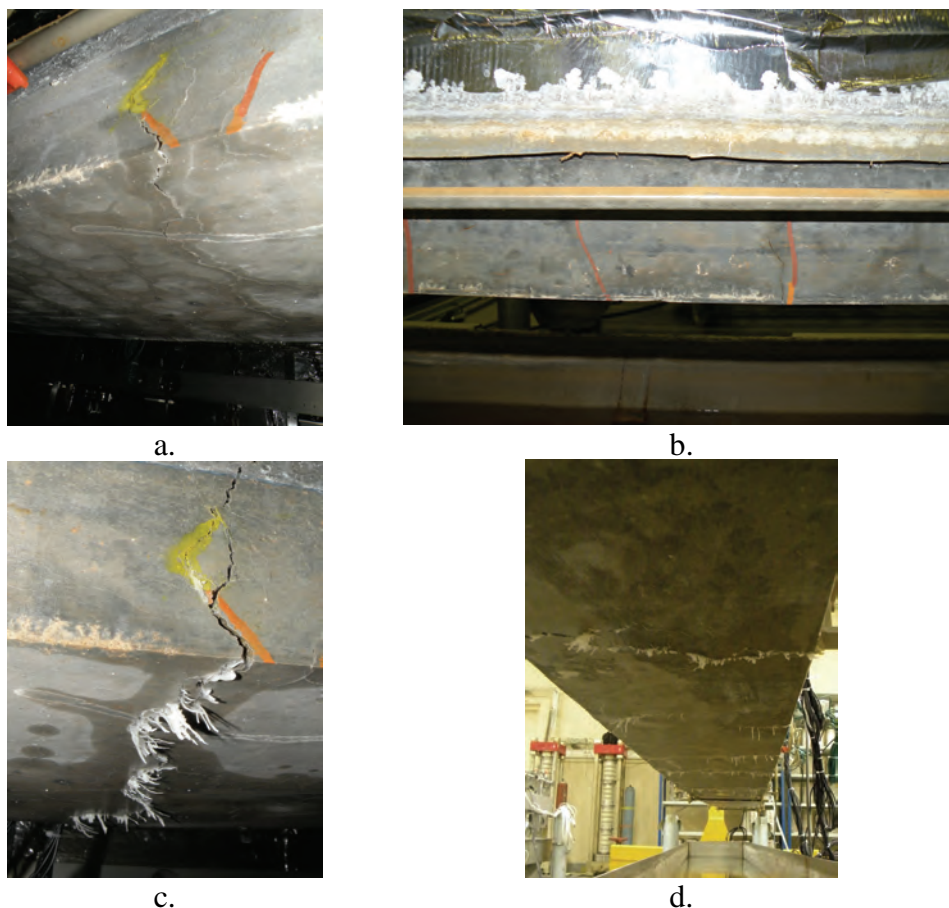


Figure 4-61 : fissuration de la poutre P5 (partie 1)
 a. fissuration transversale et faïençage (130 jours) b. apparition de la fissuration transversale (120 jours)
 c. fissuration transversale – vue de détail (145 jours) d. fissuration transversale – vue d'ensemble (145 jours)

De la même façon que pour P2, on note l'apparition de la fissuration au niveau de la partie immergée après environ 110 jours d'exposition (fissuration transversale et faïençage – cf. Figure 4-61.a et b). Par la suite, on observe une ouverture des fissures préférentiellement dans la direction transversale (cf. Figure 4-61.c, d et Figure 4-62.a), conformément au mode de fonctionnement mécanique du corps d'épreuve. On note la

présence de cristaux blancs précipitant au niveau des fissures (cf. Figure 4-62.b). Des prélèvements ont été effectués afin d'effectuer des analyses chimiques sur ces produits. Les résultats de ces analyses n'étaient pas disponibles au moment de la rédaction de ce mémoire. Peu avant la rupture (cf. Figure 4-62.d), la poutre est très fortement déformée et de larges fissures transversales sont ouvertes et remontent vers la face supérieure (Figure 4-62.c).

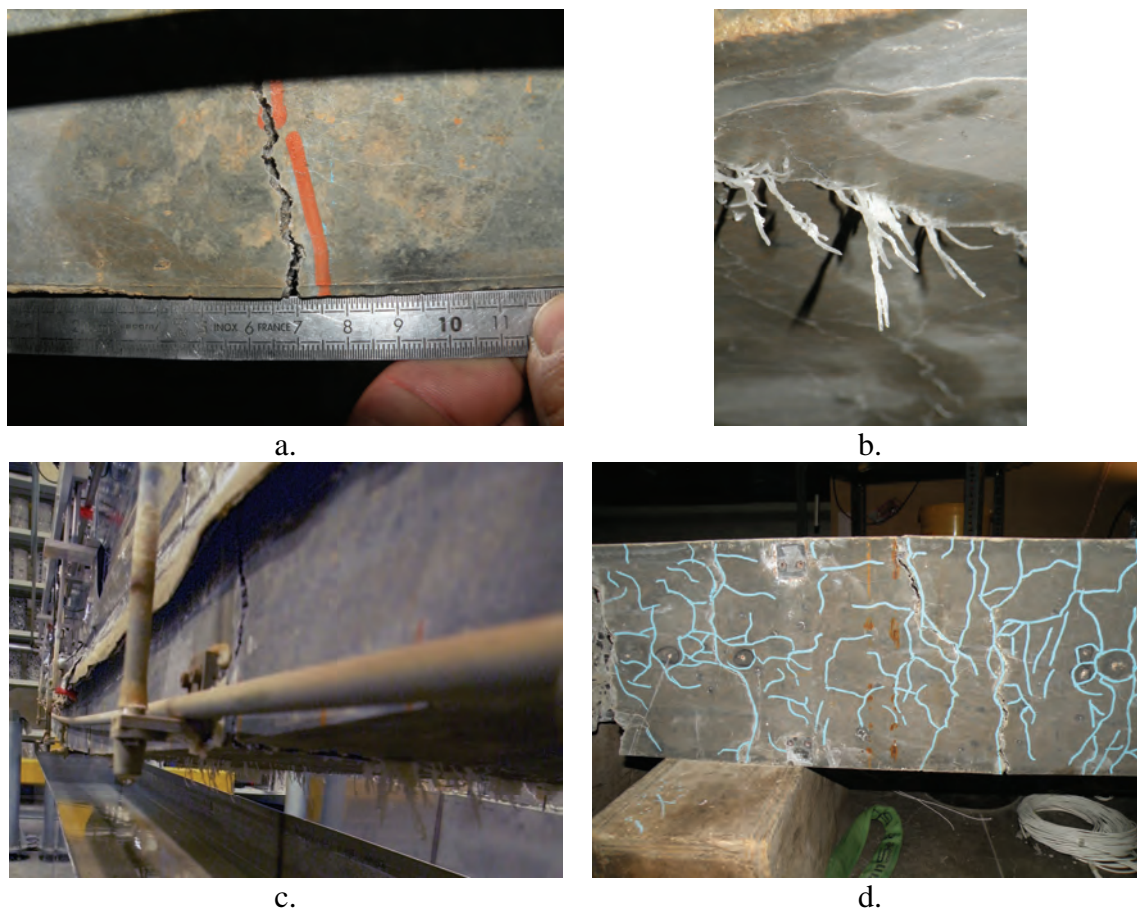


Figure 4-62 : fissuration de la poutre P5 (partie 2)
 a. fissuration transversale – vue de détail (145 jours) b. cristaux précipitant au niveau des fissures (145 jours)
 c. courbure de la poutre – fibre inférieure (160 jours) d. fissuration en face inférieure (post-rupture)

2.4 Investigations complémentaires suite à la rupture spontanée des poutres non armées réactives

2.4.1 Introduction

Les essais de gonflement libre sur les formules R1 et R2 ont montré que ces matériaux présentent un fort potentiel expansif. Devant le caractère extrêmement délétère des réactions de gonflement, les poutres P2 et P5, respectivement fabriquées avec les bétons R1 et R2, ont subi une ruine sous les effets combinés du poids propre et des expansions. La poutre P2 a rompu après environ 330 jours d'exposition. La ruine de la poutre P5 est survenue après 180 jours de suivi.

La Figure 4-63 illustre la rupture de ces structures : les sections 2.1 et 2.3 ont mis en évidence l'existence d'une fissuration prédominante et très localisée dans la direction transversale. Ces fissures ont été initiées au niveau de la face inférieure de la poutre et sont

remontées progressivement vers la face supérieure. La rupture a eu lieu dans les deux cas au droit des fissures les plus ouvertes (ouverture en partie inférieure de l'ordre de 10 à 20 mm).

Ce résultat n'était pas escompté lors de la mise au point de notre programme. Ainsi, la phase de remouillage initialement prévue pour ces corps d'épreuve n'a pu être mise en œuvre. Afin de parfaire notre compréhension des phénomènes ayant conduit à la ruine de ces poutres, une série d'investigations complémentaires ont été effectuées : des carottages ont été réalisés transversalement à la structure, afin d'estimer le potentiel d'expansion résiduelle en différents points d'une part (cf. Figure 4-64), et pour réaliser des observations microscopiques d'autre part.

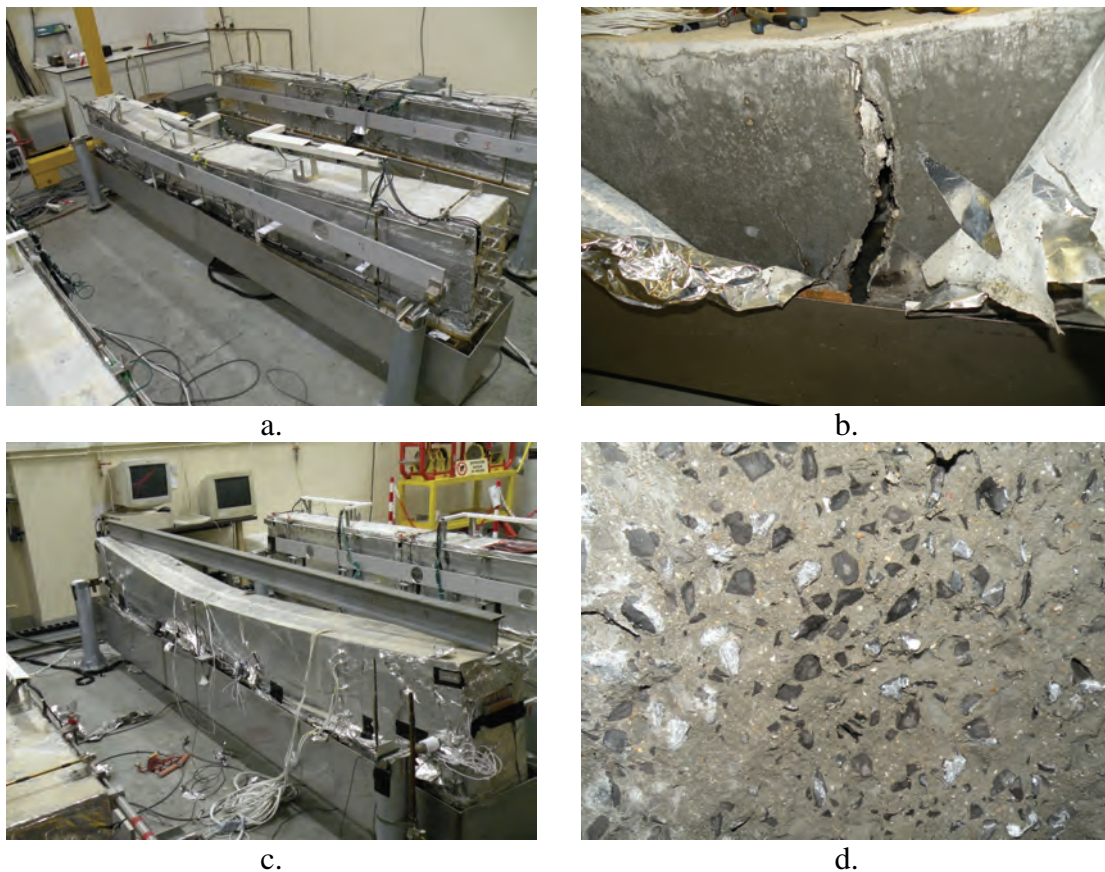


Figure 4-63 : poutres non armées après rupture
a. poutre P2 b. vue de détail de la zone de rupture de P2
c. poutre P5 d. vue de détail du faciès de rupture de P5



Figure 4-64 : extraction d'une carotte de 60 mm de la poutre P2

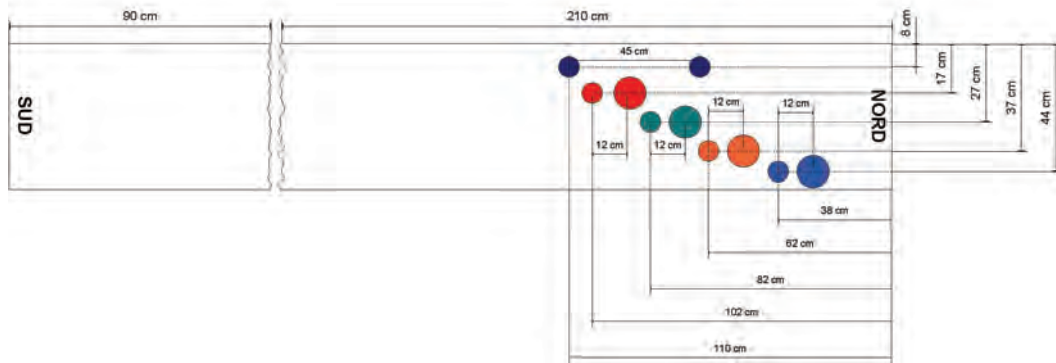


Figure 4-65 : plan de carottage de la poutre P2

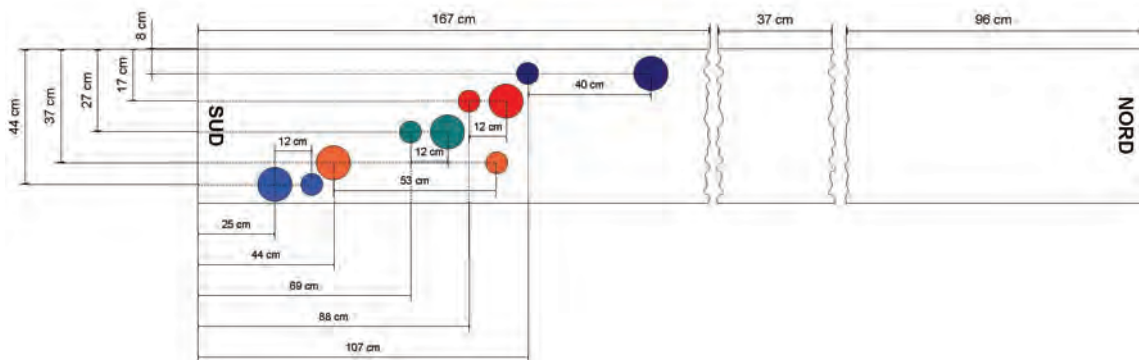


Figure 4-66 : plan de carottage de la poutre P5

La Figure 4-65 et la Figure 4-66 représentent les plans de carottage des poutres P2 et P5 respectivement. Les observations au MEB ont nécessité le prélèvement de carottes de diamètre 60 mm. Les essais d'expansion résiduelle ont été réalisés sur des carottes de 110 mm de diamètre à l'exception de la carotte située à 0,08 m de profondeur pour la poutre P2 qui n'a pu être réalisée qu'à un diamètre de 60 mm pour des raisons techniques (usure du carottier trop importante). Les carottages ont été effectués à des profondeurs de 0,08 m, 0,17 m, 0,27 m et 0,37 m afin de pouvoir confronter les expansions résiduelles mesurées aux mesures de déformation durant la phase de suivi ainsi qu'à 0,44 m afin d'évaluer le potentiel de réaction restant à développer dans la partie basse de la structure.

L'état de dégradation des matériaux a parfois posé problème pour la réalisation des carottes : dans la partie basse la plus dégradée par les expansions, le matériau présente un caractère friable ayant conduit dans certains cas à la destruction du matériau sous les effets du couple appliqué par le carottier. Dans ces cas, le matériau s'est désagrégé à l'intérieur du carottier, nécessitant de réaliser les prélèvements en d'autres lieux. Néanmoins, dans la majorité des cas, le carottage a tout de même pu être réalisé. En revanche, en partie haute, les bétons se sont révélés beaucoup plus résistants.

2.4.2 Essais d'expansion résiduelle

La nomenclature adoptée pour les corps d'épreuve est la suivante :

- Premier champ : type d'essai auquel est affectée l'éprouvette (ER = Expansion Résiduelle),
- Deuxième champ : poutre concernée par les essais,

- Troisième champ : profondeur de carottage, en mètre, par rapport à la face supérieure de la poutre.

ER	-	P2	-	0,08
		P5		0,17
				0,27
				0,37
				0,44

Figure 4-67 : nomenclature des cylindres pour essais d’expansion résiduelle des poutres P2 et P5

Les essais d’expansion résiduelle sont réalisés suivant une méthodologie proche de celle décrite par (Pavoine & Divet 2009). Après carottage des cylindres dans les structures, on instrumente trois génératrices disposées à 120° à l’aide de bases de mesure pour extensomètre à pointeaux suivant une technique identique à celle présentée au Chapitre 2. Les éprouvettes sont ensuite immergées durant 24 heures avant la réalisation du point zéro des mesures afin d’humidifier à nouveau le matériau et pour s’affranchir du gonflement hydrique de resaturation. La température de conservation est de 38°C.

La Figure 4-68 représente les suivis dimensionnels et massiques des carottes extraites des poutres P2 et P5 durant leur immersion. Dans les deux cas, on constate que l’application du gradient hydrique a conduit au développement d’un gradient de gonflement : le potentiel d’expansion résiduelle de l’éprouvette est d’autant plus élevé que la profondeur de prélèvement a été faible.

Dans le cas de P2, l’intégralité du potentiel de gonflement n’est pas consommée à 0,44 m de profondeur : on mesure un potentiel d’expansion résiduelle de l’ordre de 0,2 %. En partie haute, il semble que la réaction ait à peine débuté : le suivi du cylindre ER_P2_0,08 conduit à l’obtention d’une sigmoïde presque complète avec un potentiel d’expansion résiduelle de l’ordre de 1,9 % supérieure au potentiel de gonflement libre (cf. ci-après). Il semble que le temps de latence ait été consommé durant les 330 jours d’exposition de P2.

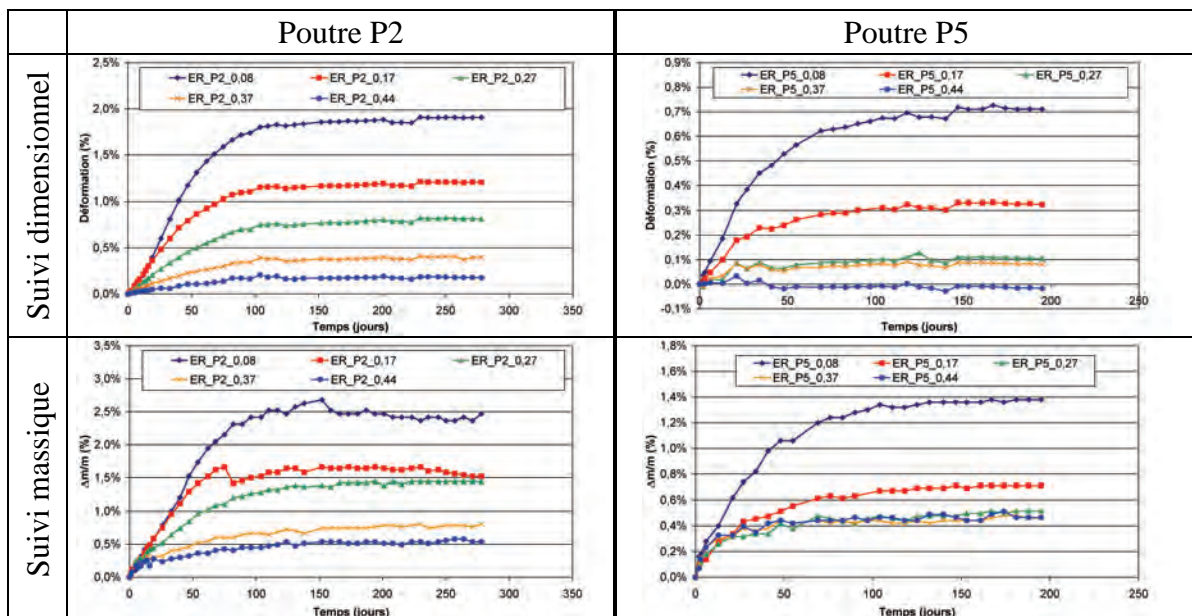


Figure 4-68 : suivis dimensionnels et massiques des cylindres d’expansion résiduelle – poutres P2 et P5

Dans le cas de la poutre P5, on observe que la réaction a atteint un stade beaucoup plus avancé au moment de la rupture du corps d'épreuve. Le suivi dimensionnel du cylindre ER_P5_0,44 ne fait état d'aucun gonflement, indiquant ainsi que la totalité de la réaction s'est développée à cette profondeur. L'expansion résiduelle mesurée à 0,27 m et 0,37 m de profondeur se révèle être tout à fait comparable. Ceci semble appuyer nos premières conclusions issues de l'analyse du suivi dimensionnel des structures : il semble que dans le cas de la poutre P5 la progression de la réaction sur la hauteur de la structure se soit faite de manière beaucoup plus rapide et brutale dans la partie inférieure de la poutre soumise à des gonflements intenses, puis on assiste à une décroissance spatiale rapide des expansions à mesure que l'on remonte dans la poutre (cf. section 2.3). Par ailleurs, par comparaison avec la poutre P2, il semble que le degré d'avancement de la réaction en partie supérieure soit beaucoup plus important : ainsi, à 0,17 m de profondeur, seul un potentiel résiduel de 0,3 % est mesuré. A 0,08 m de profondeur, il n'est plus que de 0,8 %, indiquant ainsi qu'une partie significative de la capacité d'expansion du matériau a été consommée après seulement 180 jours d'exposition.

Le Tableau 4-9 et le Tableau 4-10 synthétisent les paramètres de modélisation des gonflements libres déterminés pour l'ensemble des cylindres d'expansion résiduelle (y compris l'identification de la déformation et du temps permettant de se recaler sur la courbe maîtresse d'avancement de la réaction). La Figure 4-69 représente les courbes de gonflement reconstituées pour chaque cas et les confronte à la courbe de gonflement libre en immersion du matériau correspondant. On notera que le calage des paramètres pour les matériaux ayant développé le plus de gonflements se révèle être parfois délicat : lorsque les données de suivi dimensionnel ne permettent d'obtenir que la phase finale de la courbe sigmoïde, la détermination des paramètres est rendue plus incertaine.

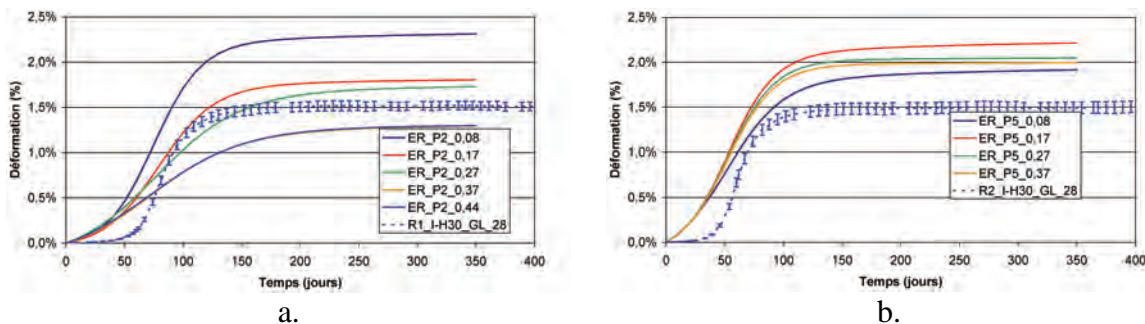


Figure 4-69 : courbes de gonflement reconstituées à partir des essais d'expansion résiduelle (a. poutre P2 ; b. poutre P5)

Tableau 4-9 : calage des paramètres de la loi sigmoïde pour les éprouvettes de gonflement libre – poutre P2

Profondeur (m)	0,08	0,17	0,27	0,37	0,44	R1_I-H30_GL_28
ε_{∞_RSI}	2,41%	1,87%	1,81%	1,38%	1,35%	1,58%
τ_{C_RSI}	20	24	36	37	39	11
τ_{L_RSI}	74	78	74	69	69	83
ϕ	18	17	22	28	18	18
δ	120	120	120	119	119	120
ε_{offset}	0,41%	0,61%	0,91%	0,90%	1,12%	-
t_{offset}	46	66	89	114	155	-
Exp. résiduelle = $\varepsilon_{\infty_GL} - \varepsilon_{offset}$	2,00%	1,27%	0,90%	0,48%	0,23%	-

Tableau 4-10 : calage des paramètres de la loi sigmoïde pour les éprouvettes de gonflement libre – poutre P5

Profondeur (m)	0,08	0,17	0,27	0,37	0,44	R2_I-H30_GL_28
ε_{∞_RSI}	2,01%	2,31%	2,07%	2,02%	-	1,55%
τ_{C_RSI}	24	20	20	20	-	9
τ_{L_RSI}	50	52	52	52	-	62
ϕ	23	20	5	5	-	15
δ	119	119	119	119	-	120
ε_{offset}	1,17%	1,86%	1,94%	1,91%	-	-
t_{offset}	70	93	115	121	-	-
Exp. résiduelle = $\varepsilon_{\infty_GL} - \varepsilon_{offset}$	0,84%	0,45%	0,13%	0,11%	-	-

D'une manière générale, on constate que les éprouvettes d'expansion résiduelle conduisent à l'estimation de gonflements dont l'amplitude est plus importante mais dont les temps caractéristiques sont plus longs. Les temps de latence sont quant à eux estimés avoir diminué. Ces conclusions ne sont pas applicables aux éprouvettes ER_P2_0,37 et ER_P2_0,44 pour lesquelles l'amplitude d'expansion estimée est inférieure à celle de R1_I-H30_GL_28. Néanmoins, cette différence peut trouver son origine dans le calage numérique des paramètres rendu délicat par l'obtention de la seule fin de la courbe de gonflement.

Différents éléments peuvent être avancés pour expliquer ces écarts entre gonflement libre et expansion résiduelle :

Tout d'abord, le sens de suivi dimensionnel par rapport au sens de coulage n'est pas identique pour les cylindres d'expansion résiduelle et les éprouvettes de gonflement libre (mesure dans la direction perpendiculaire au coulage dans le cas des essais d'expansion résiduelle et dans la même direction dans le cas des éprouvettes de gonflement libre). Même si la RSI est supposée induire des effets majoritairement isotropes dans le cas d'un gonflement libre (cf. Chapitre 1), nous ne disposons pas de données dans ces travaux permettant de l'assurer. Ainsi, un effet d'anisotropie intrinsèque pourrait expliquer en partie cet écart sur les amplitudes de gonflement. Ceci paraît d'autant plus vrai pour la poutre P5 constituée du béton R2 susceptible de RAG : en effet, (*Larive 1998*) et (*Multon 2004*) ont mis en évidence quantitativement une anisotropie intrinsèque significative des gonflements de RAG.

Néanmoins, il nous paraît plus probable que cet effet soit le résultat d'une différence de porosité entre les éprouvettes de gonflement libre et les cylindres d'expansion résiduelle. Dans les deux cas, les matériaux ont été vibrés à l'aiguille. Les éprouvettes de gonflement libre sont obtenues par carottage de blocs de 225 mm de hauteur coulés et vibrés en une seule couche. En revanche, dans le cas des poutres, le remplissage des coffrages s'est fait en trois fois en raison de la capacité du malaxeur utilisé. A chaque nouvelle gâchée, une vibration de l'interface entre les différents remplissages a été nécessaire pour assurer le remariage des couches et ainsi éviter la formation de strates. Ceci a induit une vibration plus importante de ces matériaux. Par ailleurs, le remplissage des coffrages de poutre par rapport à celui des blocs s'est révélé moins aisé du fait de la géométrie et de l'encombrement de l'instrumentation noyée et a également nécessité une vibration plus longue. Il en résulte donc probablement une différence de porosité entre les matériaux constitutifs des poutres et ceux des blocs d'expansion résiduelle, la porosité des poutres étant potentiellement plus faible. Cette diminution de la porosité peut impliquer une augmentation de l'amplitude des gonflements : la quantité d'ettringite nécessaire pour combler les vides déjà existants et masquant le potentiel d'expansion est moins importante.

Ainsi, la quantité d'ettringite exerçant une pression est donc plus importante et peut conduire à une augmentation des amplitudes. Par ailleurs, une réduction de la porosité peut également expliquer des temps de latence plus courts étant donné que la quantité de vide à combler avant de permettre le développement de pression par la formation de cristaux d'ettringite est moins importante. Enfin, la diminution de la porosité peut défavoriser les phénomènes de transfert au sein du matériau, rendant ainsi plus long le transport des réactifs nécessaires à la précipitation d'ettringite, expliquant ainsi l'augmentation des temps caractéristiques.

Finalement, la Figure 4-70 représente le gradient de potentiel d'expansion résiduelle des poutres P2 et P5. Ces résultats indiquent que la réaction s'est développée de manière très progressive dans la poutre P2 : le profil est quasi linéaire et le potentiel résiduel en partie haute reste très élevé. Cette conclusion ne semble pas applicable au cas de la poutre P5 : la réaction était pour cette poutre beaucoup plus avancée au moment de la rupture. Dans la partie supérieure de la poutre, le profil d'expansion résiduelle apparaît quasi-linéaire. En revanche, en dessous d'une profondeur de 0,27 m le potentiel d'expansion résiduelle est équivalent et très faible (exception faite de la mesure en partie basse qui fait état d'une réaction achevée).

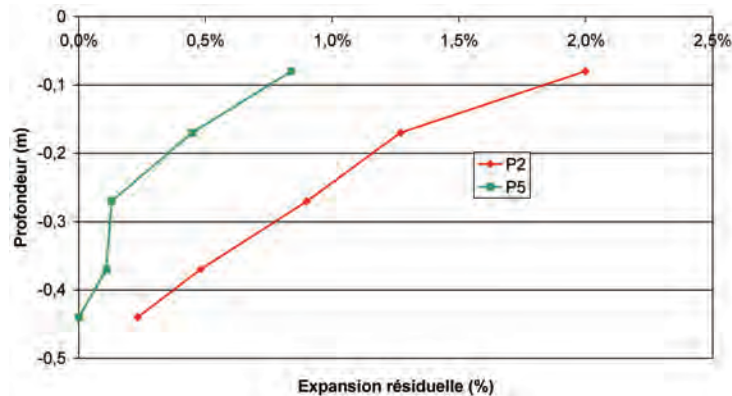


Figure 4-70 : gradient de potentiel d'expansion résiduelle des poutres P2 et P5

Le résultat de l'essai d'expansion résiduelle permet également d'évaluer le gonflement chimique ayant eu lieu dans la poutre juste avant la rupture. En effet, si on considère le potentiel de gonflement libre des matériaux comme une « donnée d'entrée », le gonflement développé dans la structure au moment de la rupture est a priori égal à $\varepsilon_{\infty_GL} - \varepsilon_{\infty_ER}$ où le premier terme correspond au potentiel de gonflement libre mesuré sur cylindre et le second au potentiel d'expansion résiduelle mesuré par les essais présentés dans cette section. Ainsi, on obtient, à 0,37 m de profondeur, $1,58 - 0,48 \sim 1,1$ % et $1,55 - 0,11 \sim 1,4$ % respectivement pour P2 et P5. Les mesures de déformation verticale (libres de toutes contraintes dans le cas des poutres) à 0,37 m de profondeur n'ont pu être menées jusqu'à l'instant de rupture des poutres. Néanmoins, une interpolation de ces courbes jusqu'à cette échéance conduit à l'évaluation de déformations de l'ordre de 1 % et 1,6 % respectivement pour P2 et P5, ordres de grandeurs similaires (cf. Figure 4-19 et Figure 4-50). Ceci met en évidence la pertinence de l'essai d'expansion résiduelle tel que nous l'avons mis en œuvre. Néanmoins, il convient de garder à l'esprit qu'il permet ici d'évaluer le degré d'avancement de la réaction car nous disposons d'une mesure de déformation dans une direction où le fonctionnement de la structure est entièrement libre. Une telle information se révèle difficilement accessible dans le cas d'une structure réelle nécessairement beaucoup plus complexe.

Par ailleurs, les très fortes expansions résiduelles mesurées en partie haute de la poutre ne permettent pas d'appliquer cette méthode et mettent en évidence la limite de notre approche : en effet, les expansions résiduelles se révèlent supérieures au potentiel de gonflement et conduisent donc à l'évaluation d'une déformation imposée négative dans ces conditions.

2.4.3 Observations microscopiques

Le gradient d'avancement de la réaction atteint en fonction de la cote au sein des structures peut être constaté visuellement sur les carottes extraites des poutres : les carottes situées en partie basse sont visiblement plus dégradées que celles prélevées au niveau de la surface (cf. Figure 4-71 et Figure 4-72). En particulier, l'interface pâte – granulat apparaît moins cohésive. Les matériaux situés en partie basse sont plus friables et ont été abîmés lors du carottage.

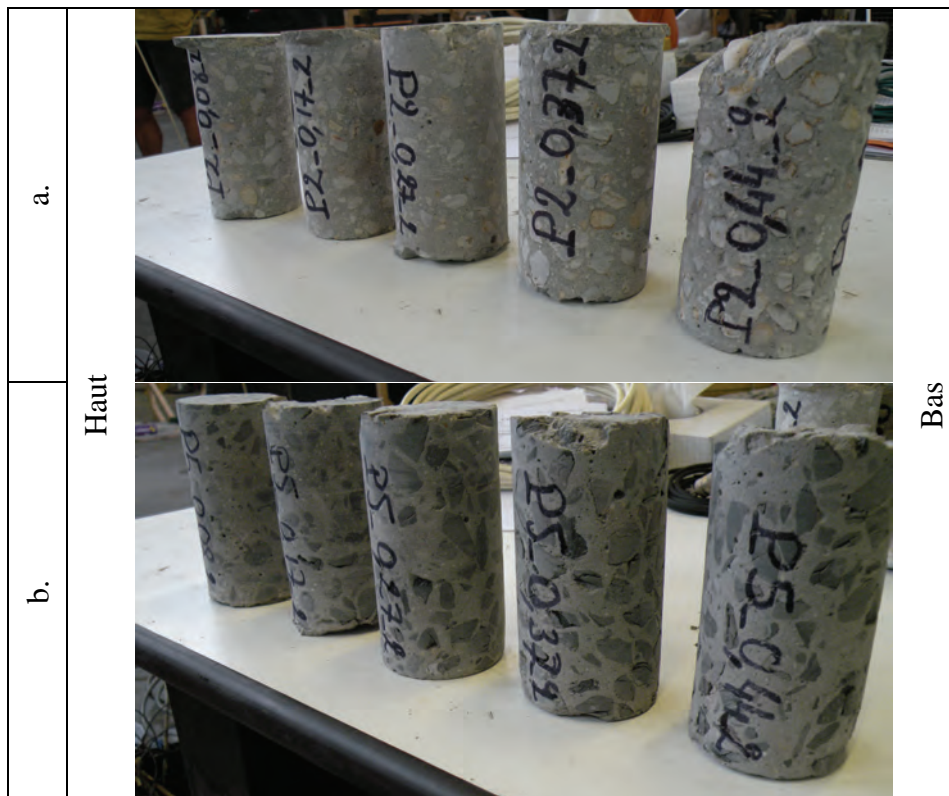


Figure 4-71 : carottes de 60 mm extraites des poutres P2 (a.) et P5 (b.) pour observations microscopiques (profondeur croissante de gauche à droite)









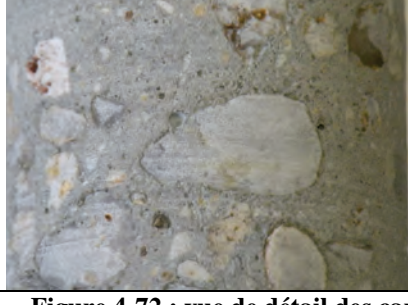

Profondeur (m)	P2	P5
0,08		
0,17		
0,27		
0,37		
0,44		

Figure 4-72 : vue de détail des carottes de 60 mm

Les observations microscopiques confirment qualitativement les informations quantitatives issues des suivis dimensionnels et des essais d'expansion résiduelle. Dans le cas de la poutre P2, les échantillons les plus dégradés sont situés plus en profondeur dans la poutre (cf. Figure 4-73.a). Néanmoins, de l'ettringite est observée relativement haut dans la structure (cf. Figure 4-73.b). Par ailleurs, une ouverture des interfaces pâte granulat avec remplissage par de l'ettringite est notée à 0,08 m, signe caractéristique de la RSI (cf. Figure

4-73.c). En outre, à l'image des essais menés sur les éprouvettes de gonflement libre (cf. Chapitre 3), quelques traces de gel de RAG ont été détectées dans les échantillons pourtant constitués de granulats réputés non réactifs (cf. Figure 4-73.d). Néanmoins, l'absence de gonflement de la formule BT dans nos conditions expérimentales confirme l'absence de réactivité « globale » de ce granulat vis-à-vis de la RAG.

Pour la poutre P5, les observations à toutes les profondeurs révèlent des quantités importantes d'ettringite et de gel d'alcali-réaction. Ainsi, on observe du gel de RAG à 0,08 m de profondeur (cf. Figure 4-74.a). Par ailleurs, l'ettringite est omniprésente dans tous les échantillons (cf. Figure 4-74.b).

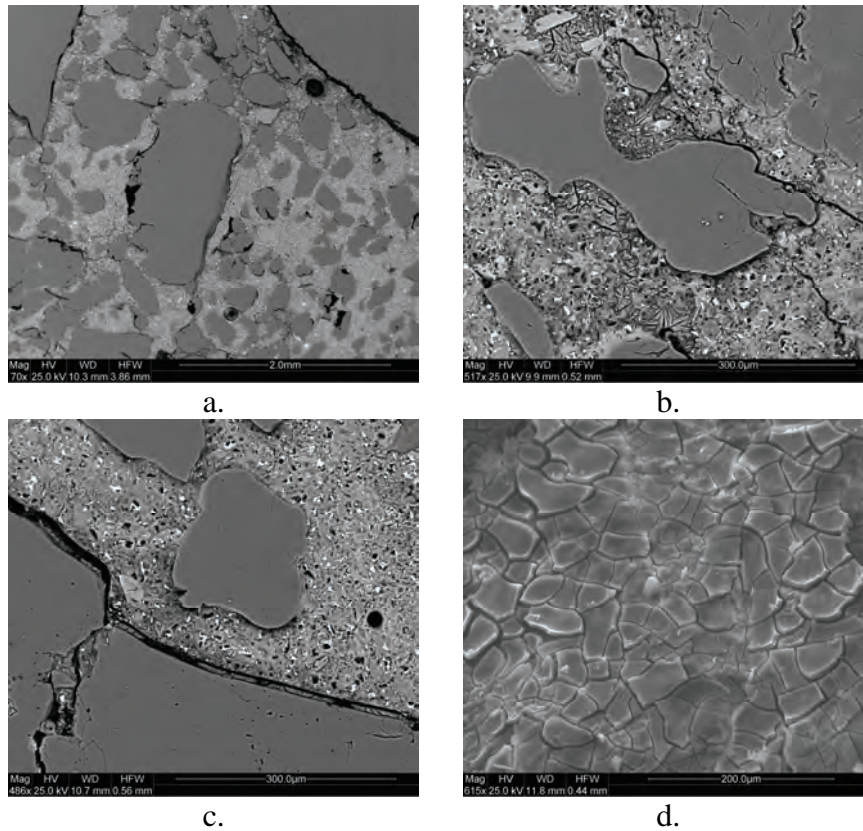


Figure 4-73 : observations microscopiques des prélèvements effectués sur P2
 a. profondeur 0,44 m – structure décohésive
 b. profondeur 0,17 m - ettringite
 c. profondeur 0,08 m – ouverture interface pâte-granulat
 d. profondeur 0,27 m – gel d'alcali-réaction

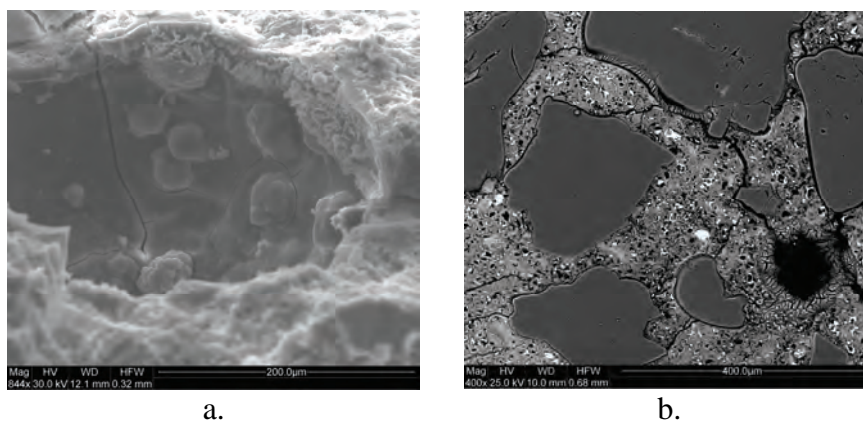


Figure 4-74 : observations microscopiques des prélèvements effectués sur P5
 a. profondeur 0,08 – gel d'alcali-réaction
 b. profondeur 0,17 m – remplissage des vides par l'ettringite

2.5 Synthèse du comportement mécanique expérimental des poutres non armées

Les sections 2.1 à 2.4 ont décrit et quantifié en détail le fonctionnement mécanique expérimental de poutres non armées soumises à des réactions de gonflement (RSI plus ou moins intense couplée ou non à la RAG). Les différentes mesures réalisées dans les trois directions de l'espace (mesures locales et globales) sont confrontées. Finalement, un profil de déformation longitudinale moyen est proposé pour décrire le fonctionnement mécanique des corps d'épreuve dans le sens privilégié de fonctionnement de ces poutres.

D'une manière générale, l'application d'un gradient hydrique a conduit au développement d'un gradient de gonflement, quel que soit le potentiel expansif du matériau constitutif de la poutre. Cette sollicitation entraîne une mise en flexion des poutres, d'autant plus importante et rapide que le potentiel et la cinétique d'expansion du matériau en gonflement libre sont importants. La Figure 4-75 illustre les différences d'amplitude et de cinétique de déformation des poutres : on retrouve ici les différences observées dans le cadre des essais de gonflement libre.

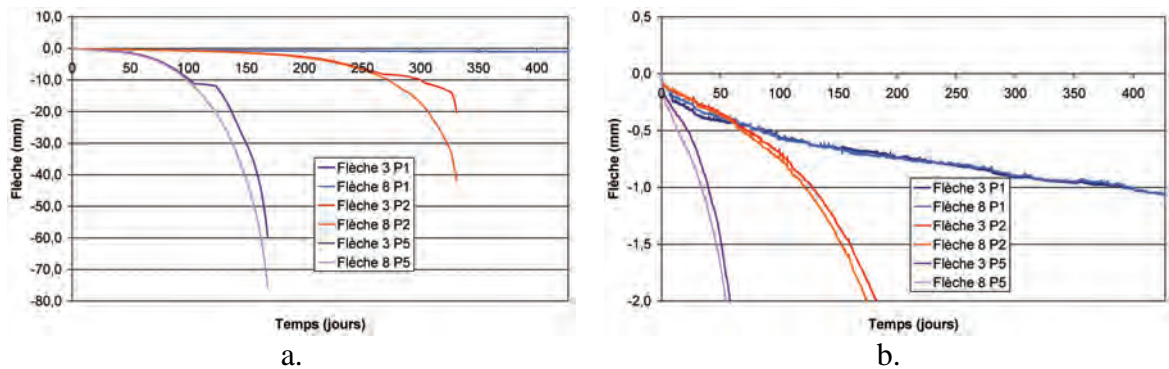


Figure 4-75 : comparaison des flèches à mi-portée des poutres non armées (a. vue générale ; zoom)

Par ailleurs, les hypothèses de validité de la théorie des poutres ont été vérifiées pour ces trois corps d'épreuve. L'intégration de la courbure des sections permet de retrouver la flèche de la structure de façon tout à fait satisfaisante. Ceci se révèle être un point très important quant à la modélisation de structures atteintes de RSI. Le fonctionnement longitudinal des structures peut ainsi être caractérisé à l'aide d'une courbure et d'une déformation longitudinale moyenne.

En outre, l'ensemble des données a été confronté aux modélisations hydriques mis en œuvre dans ces travaux afin d'évaluer le profil hydrique dans les corps d'épreuve. D'une manière générale, il en ressort que, malgré la sous-estimation de la hauteur de remontée hydrique induite par l'hypothèse de passage instantané de l'état initial à l'état dégradé pour les matériaux imbibés, la position du front d'imbibition par le modèle de comportement hydrique binaire semble qualitativement en accord avec les suivis dimensionnels de la structure. En revanche, le modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré par la cinétique d'imbibition globale de la poutre semble conduire à une surestimation trop importante du front de remontée hydrique, impliquant fréquemment une interpénétration des zones imbibées et séchées.

Le cas des poutres P2 (R1) et P5 (R2) a abouti à une rupture sous poids propre des structures respectivement après 330 jours et 180 jours d'exposition, les phénomènes de

gonflement s'étant révélés particulièrement délétères. Des essais d'expansion résiduelle ont été menés à différentes profondeurs afin d'évaluer le degré d'avancement des dégradations imputées à ces deux structures. Ceux-ci ont confirmé les éléments issus du suivi dimensionnel des structures. Si pour P2 la réaction semble n'avoir que faiblement atteint la partie supérieure du corps d'épreuve, une part substantielle du potentiel de gonflement à 0,08 m de profondeur s'était développée dans le cas de P5 au moment de sa rupture. De même, la progression des phénomènes expansifs sur la hauteur de la poutre semble beaucoup plus rapide dans le cas de P5. En revanche, l'établissement d'un profil d'expansion résiduelle quasi-linéaire suivant la hauteur de la structure pour P2 semble indiquer une progression beaucoup plus progressive de la réaction.

On trouvera en Annexe 7 une synthèse exhaustive des suivis dimensionnels et hydriques des poutres non armées.

2.6 Analyse mécanique des poutres non armées

2.6.1 Introduction

L'objectif de l'approche développée dans cette section consiste à vérifier que, sur la base d'essais de gonflement libre en laboratoire, et moyennant la connaissance d'un état hydrique plausible, il est possible d'expliquer le fonctionnement mécanique des poutres testées (dans le cadre de la théorie de la RdM) en prenant si nécessaire en compte les couplages s'appliquant aux déformations chimiques imposées localement.

Pour mener à bien le re-calcul des structures considérées dans ces essais, il convient tout d'abord de disposer des données d'entrées nécessaires. Le principe de la modélisation proposée, à l'image de l'approche proposée par (*Multon 2004*), est d'identifier un profil de déformations imposées à partir du profil hydrique de la structure. Ceci revient à prendre en compte les couplages existant entre humidité et gonflement. La détermination du profil de déformations imposées se fait en utilisant les mesures dimensionnelles effectuées dans le cadre des essais de gonflement libre et utilisées comme une donnée d'entrée du calcul.

Par la suite, on évalue la réponse mécanique de la structure dans le cadre de la théorie de la résistance des matériaux. L'analyse des résultats expérimentaux a en effet montré que cette théorie peut s'appliquer dans le cadre de nos essais.

Les résultats expérimentaux sont confrontés graphiquement aux estimations issues des calculs que nous développons. Les incertitudes évaluées pour ces calculs sont représentées sous la forme de barres d'erreur. On trouvera en Annexe 8 le détail des calculs correspondants.

2.6.2 Principe de la modélisation et notations adoptées

Par convention, l'axe vertical suivant la hauteur de la poutre (z) est orienté vers le haut et son origine est fixée au niveau de la face supérieure. Par conséquent, les cotes considérées pour décrire la section des poutres sont négatives.

La première étape du calcul consiste en la détermination du profil hydrique des structures. Le détail de ces calculs a été fourni en section 1.4.1. D'une manière générale, les variations massiques de la poutre sont écrites de la façon suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \Delta M(t) = M_v \cdot S \cdot \int_0^h \frac{\delta m}{m} dz \\
 = M_v \cdot S \cdot \left[\int_0^d \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{séchage}}(z, t) \cdot dz + \int_{h+P(t)}^h \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{imbibition}}(t) \cdot dz \right] \\
 M_v = \text{masse volumique} \\
 S = \text{section transversale} \\
 \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{séchage}}(z, t) = \text{profil de séchage (gammadensimétrie)} \\
 P(t) = \text{hauteur de remontée du front d'imbibition} \\
 h = -0,5 \text{ m} = \text{hauteur de section} \\
 d = \text{profondeur de séchage} \\
 \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{imbibition}}(t) = \text{variation massique du matériau imbibé}
 \end{array} \right. \quad (4-19)$$

Dans la zone soumise au séchage, on utilise le profil de gammadensimétrie pour déterminer le séchage, dont on déduit la déformation de retrait. Le premier point de mesure de gammadensimétrie est situé à 0,01 m sous la surface. Cette mesure est estimée représentative d'une couche de 2 cm de béton (le point de mesure suivant est situé 20 mm plus bas). L'étude du comportement des différents bétons vis-à-vis de la dessiccation a permis de déterminer une relation entre déformation de retrait et variation de masse d'une couche de béton de 2 cm d'épaisseur (cf. Chapitre 3). Cette même relation est utilisée pour relier directement la variation de masse déterminée par gammadensimétrie et la déformation de retrait imposée correspondante. On considère ensuite une variation linéaire de ce retrait imposé sur une hauteur d égale à la profondeur de séchage selon la relation (4-20).

$$\left\{ \begin{array}{l}
 z \in [0; d] \\
 \varepsilon_{\text{imp}}(z, t) = \frac{\varepsilon_{\text{ret}}(t)}{-0,01 - d} \cdot (z - d) \\
 \varepsilon_{\text{ret}}(t) = \text{déformation de retrait à 0,01 m de profondeur}
 \end{array} \right. \quad (4-20)$$

Dans la zone soumise à l'imbibition en partie basse, on considère que la déformation imposée est constante suivant z et égale à une fonction $\varepsilon_{\text{imp_imbibition}}(t)$ qui varie en fonction de la modélisation considérée :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 z \in [h + P(t); h] \\
 \varepsilon_{\text{imp}}(t) = \varepsilon_{\text{imp_imbibition}}(t) \\
 \varepsilon_{\text{imp_imbibition}}(t) = \text{déformation imposée}
 \end{array} \right. \quad (4-21)$$

Dans la zone médiane non soumise aux échanges hydriques, on considère que la déformation imposée est constante suivant z et égale à une fonction $\varepsilon_{imp_scellé}(t)$ qui varie en fonction de la modélisation considérée (cf. relation (4-22)).

$$\begin{cases} z \in [d; h + P(t)] \\ \varepsilon_{imp}(t) = \varepsilon_{imp_scellé}(t) \\ \varepsilon_{imp_scellé}(t) = \text{déformation imposée} \end{cases} \quad (4-22)$$

La Figure 4-76 illustre la méthode de détermination du profil de déformations imposées :

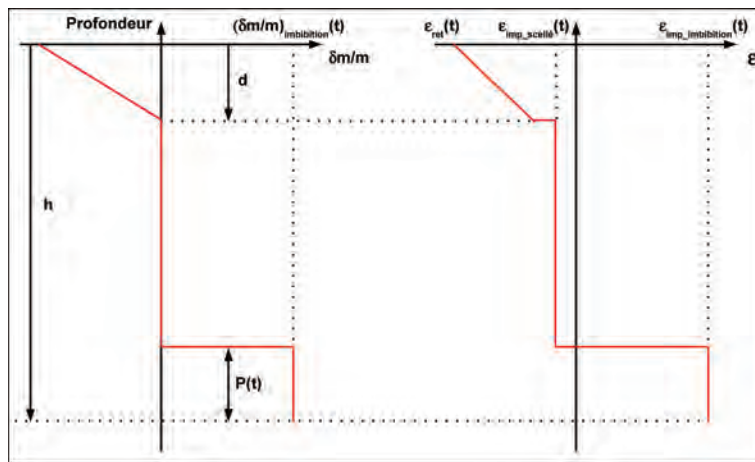


Figure 4-76 : identification du profil de déformations imposées

On dispose alors de l'ensemble des données d'entrée nécessaires à la résolution du problème mécanique. L'écriture des équations traduisant l'équilibre des efforts intérieurs est donnée par la relation (4-23).

$$\begin{cases} N = \int_0^h \sigma(z) \cdot b \cdot dz = 0 \\ M = \int_0^h \sigma(z) \cdot z \cdot b \cdot dz = 0 \\ b = \text{largeur de la poutre} \end{cases} \quad (4-23)$$

Afin de résoudre ce système, on formule les hypothèses suivantes :

- Le matériau répond à une loi de comportement chemo-élastique :

$$\sigma(z) = E \cdot (\varepsilon(z) - \varepsilon_{imp}(z)) \quad (4-24)$$

- Les sections droites restent planes (théorie des poutres – hypothèse justifiée par l'analyse des suivis dimensionnels expérimentaux) :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \cdot z + \varepsilon_0 \quad (4-25)$$

La combinaison des relations (4-23) à (4-25) aboutit à l'écriture du système suivant de deux équations à deux inconnues donné par (4-26).

$$\begin{cases} N = \int_0^h \sigma(z) \cdot b \cdot dz = 0 \\ M = \int_0^h \sigma(z) \cdot z \cdot b \cdot dz = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \varepsilon_0' \cdot \frac{h^2}{2} + \varepsilon_0 \cdot h = \int_0^h \varepsilon_{\text{imp}}(z) \cdot dz = I_n \\ \varepsilon_0' \cdot \frac{h^3}{3} + \varepsilon_0 \cdot \frac{h^2}{2} = \int_0^h \varepsilon_{\text{imp}}(z) \cdot z \cdot dz = I_m \end{cases} \quad (4-26)$$

La résolution de ce système donne alors :

$$\begin{cases} \varepsilon_0' = -\frac{12}{h^3} \cdot \left(\frac{h}{2} \cdot I_n - I_m \right) \\ \varepsilon_0 = \frac{4}{h} \cdot I_n - \frac{6}{h^2} \cdot I_m \\ I_n(t) = \frac{\varepsilon_{\text{ret}}(t)}{-0,01-d} \cdot \left(-\frac{d^2}{2} \right) + \varepsilon_{\text{imp_imbib}}(t) \cdot (h - P(t)) + \varepsilon_{\text{imp_scellé}}(t) \cdot (P(t) - d) \\ I_m(t) = \frac{\varepsilon_{\text{ret}}(t)}{-0,01-d} \cdot \left(-\frac{d^3}{6} \right) + \varepsilon_{\text{imp_imbib}}(t) \cdot \left(\frac{h^2}{2} - \frac{P(t)^2}{2} \right) + \varepsilon_{\text{imp_scellé}}(t) \cdot \left(\frac{P(t)^2}{2} - \frac{d^2}{2} \right) \end{cases} \quad (4-27)$$

La résolution de ce système à chaque pas de temps où on dispose de l'ensemble des données permettant de mener à bien le calcul fournit alors une estimation de la flèche sur la base du modèle considéré.

Par la suite, on se propose de tester :

- les modèles d'évaluation du profil hydrique « binaire » et « pondéré » explicités en sections 1.4.1.2.3 et 1.4.1.2.4. Ceux-ci ont en effet une influence directe sur l'évaluation du profil de déformation imposée. La comparaison de la réponse du modèle avec l'expérience est donc un moyen de juger de la pertinence du profil hydrique ;
- la validité de l'usage de la courbe de gonflement libre en eau comme donnée d'entrée du calcul. (*Multon 2004*) a en effet mis en évidence que cette donnée se révèle pertinente pour la modélisation du comportement mécanique de poutres atteintes de RAG. Il convient donc de tester pour nos cas cette hypothèse, tant en termes d'amplitude que de cinétique.

2.6.3 Cas de la poutre P1 faiblement réactive vis-à-vis de la RSI

2.6.3.1 Influence des profils hydriques et des profils de déformations imposées

2.6.3.1.1 Modèle (*Multon 2004*)

Dans ses travaux, (*Multon 2004*) considère le profil hydrique déterminé par le modèle présenté en section 1.4.1.2.1. Dans cette modélisation, on considère que le comportement hydrique du matériau imbibé est identique à celui des éprouvettes de

gonflement libre immergées correspondantes. La cinétique de remontée du front d'imbibition est quant à elle considérée proportionnelle à la racine carrée du temps.

Les déformations imposées dans la zone d'imbibition sont prises égales aux déformations des éprouvettes de gonflement libre immergées correspondantes. Dans la zone qui n'est pas impactée par les échanges hydriques, les déformations imposées sont prises égales à celles des éprouvettes de gonflement libre conservées sous aluminium. Ainsi, on a :

$$\begin{cases} \varepsilon_{\text{imp_imbib}}(t) = \varepsilon_{\text{GL_eau}}(t) \\ \varepsilon_{\text{imp_scellé}}(t) = \varepsilon_{\text{GL_alu}}(t) \end{cases} \quad (4-28)$$

L'application de ce modèle au cas de la poutre non réactive (P2) de l'étude de (Multon 2004) conduit aux résultats présentés par la Figure 4-77. On obtient une estimation relativement satisfaisante de la flèche d'une structure soumise à un gradient hydrique.

La Figure 4-78 représente le résultat du même calcul appliqué à la simulation du comportement de la poutre P1 de notre programme. On observe une large surestimation de la flèche mesurée. Ainsi, malgré le fait que les déformations de cette poutre soient comparables au cas de la Figure 4-77 et que le modèle hydrique développé par (Multon 2004) permette de retranscrire de manière satisfaisante le comportement hydrique global de la poutre, la prédiction de la flèche par le calcul mécanique se révèle être erronée. Il semble donc que ce jeu d'hypothèse ne corresponde pas au comportement expérimental de ce corps d'épreuve. Si on considère les hypothèses du calcul mécanique comme vérifiées, cet écart peut alors être imputable à un biais dans l'estimation du profil hydrique et/ou dans la détermination du profil de déformations imposées.

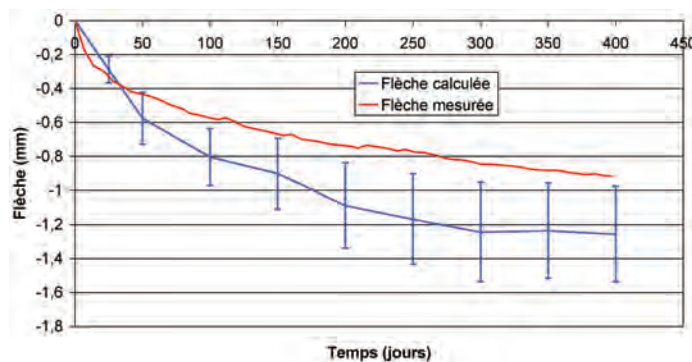


Figure 4-77 : comparaison de la flèche mesurée et de la flèche calculée de la poutre non réactive de l'étude (Multon 2004)

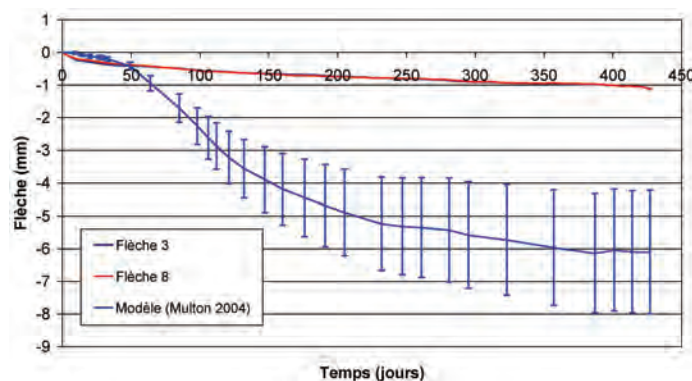


Figure 4-78 : modélisation du comportement de P1 à l'aide du modèle (Multon 2004)

2.6.3.1.2 *Modèle de comportement hydrique binaire et déformations de gonflement libre imposées*

Une des principales différences entre la RSI et la RAG mises en évidence dans le cadre de l'étude des couplages entre humidité et gonflements présentée dans le Chapitre 3 est la modification du comportement hydrique du matériau lors du développement des expansions. Pour tenter de tenir compte de ce changement, le modèle de comportement hydrique binaire a été proposé (cf. section 1.4.1.2.3). Il considère une dégradation instantanée du matériau en termes hydriques lors du passage du front d'imbibition : le matériau passe instantanément de son état hydrique initial à son état hydrique saturé en fin de réaction de gonflement. On considère donc dans cette section ce comportement hydrique.

A l'image de la modélisation de (Multon 2004), on considère que les déformations imposées dans la zone imbibée sont égales aux déformations de gonflement libre en immersion. Les relations (4-28) restent donc valables dans ce cas. Par la suite, ce jeu d'hypothèses sera noté « Modèle n°1 ».

La Figure 4-79 représente le résultat du calcul appliquant le modèle n°1 à la poutre P1 de notre programme. Une fois de plus, on aboutit à une large surestimation de la flèche, le calcul évaluant une déflexion supérieure à 6 mm contre seulement 1 mm après 427 jours d'exposition. La comparaison du résultat du calcul avec la courbe de gonflement libre en eau du béton NR indique que l'accélération brutale de la flèche modélisée après environ 70 jours est imputable à l'accélération des déformations imposées dans la zone imbibée. Ceci indique donc que l'accélération des phénomènes d'expansion dans le cadre d'un essai de gonflement libre n'est pas notée dans le cadre de l'essai sur structure. Ceci pourrait s'expliquer tout d'abord par un effet de cinétique : les gonflements développés dans la zone imbibée ne sont pas constants comme cela est suggéré par notre approche, le béton situé le plus en haut de la zone imbibée présentant un avancement de réaction moins important que celui situé en bas, soumis à l'humidification de manière plus précoce. Par ailleurs, un effet similaire sur les amplitudes de gonflement dans la zone imbibée pourrait s'expliquer par une lixiviation plus avancée en partie basse qu'en partie haute de la zone affectée par la remontée hydrique.

Finalement, il apparaît que l'utilisation des expansions mesurées en gonflement libre ne semble pas adaptée à la description du profil de déformations imposées dans notre cas.

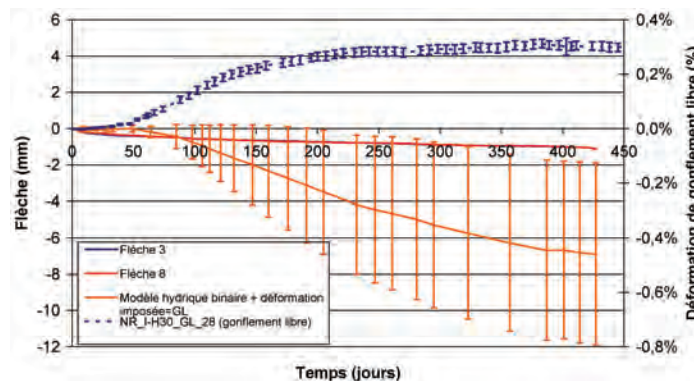


Figure 4-79 : modélisation du comportement de P1 – modèle n°1

2.6.3.1.3 *Modèle de comportement hydrique binaire et déformations de gonflement libre pondérées*

Le modèle précédent a montré que la considération d'un comportement mécanique de la zone imbibée identique au gonflement libre conduit au développement d'une flèche trop importante lorsque les éprouvettes de gonflement libre gonflent fortement. Ceci semble donc impliquer une cinétique différente dans le cas du matériau imbibé. Pour tenir compte de cet effet, on se propose d'utiliser comme donnée d'entrée du « gonflement » le potentiel de gonflement libre pondéré à chaque instant par la cinétique d'imbibition $S(t)$. Ceci revient à prendre en compte un couplage (grossier) entre déformation imposée et prise de masse en considérant que ces deux paramètres présentent une loi d'évolution temporelle identique. Dans ces conditions, le champ de déformations imposé est alors donné par (4-29). Ce jeu d'hypothèses sera noté par la suite « Modèle n°2 ».

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{\text{imp_imbib}}(t) = \varepsilon_{\text{GL_eau}}(\infty) \cdot S(t) = \varepsilon_{\text{GL_eau}}(\infty) \cdot \frac{1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_{c_m}}\right)}{1 + \exp\left(-\frac{t - \tau_{i_m}}{\tau_{c_m}}\right)} \\ \varepsilon_{\text{imp_scellé}}(t) = \varepsilon_{\text{GL_alu}}(t) \end{array} \right. \quad (4-29)$$

La Figure 4-80 illustre les résultats de ce calcul dans le cas de la poutre P1. Si l'écart entre l'estimation et le comportement expérimental a été réduit, il reste néanmoins très important. Le modèle ne permet donc pas de retranscrire de manière correcte le comportement expérimental de ce corps d'épreuve.

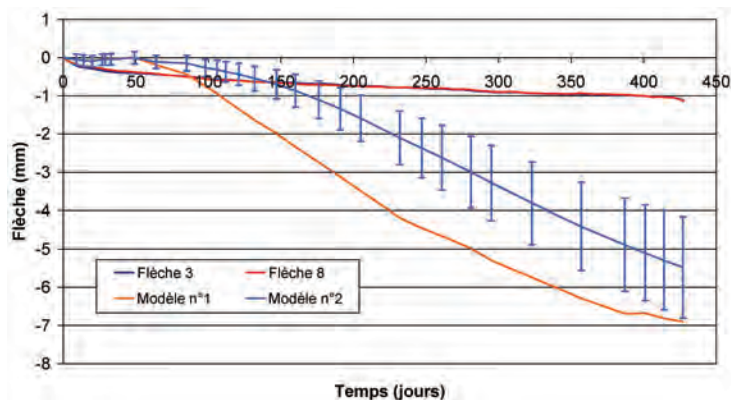


Figure 4-80 : modélisation du comportement de P1 – modèle n°2

2.6.3.1.4 *Modèle de comportement hydrique et déformations de gonflement libre pondérés par la cinétique d'imbibition des poutres*

L'autre donnée d'entrée influant sur le calcul de la réponse mécanique d'une poutre est le profil hydrique : de par le mode d'identification du profil de déformation imposé, cette donnée d'entrée a un effet direct sur la sollicitation des structures.

On adopte une nouvelle approche dans laquelle, on remplace le modèle de comportement hydrique binaire par celui de gonflement libre pondéré par la cinétique d'imbibition (cf. section 1.4.1.2.4). Les valeurs de déformations imposées sont prises

identiques à celles données par la relation (4-29). On cherche ainsi à modéliser une progression initiale du front d'imbibition plus rapide que celle estimée par le modèle hydrique de comportement binaire. Ce jeu d'hypothèses sera noté par la suite « Modèle n°3 ».

Le résultat du calcul correspondant est donné par la Figure 4-81. Conformément à nos attentes, la réponse du modèle est améliorée lors des premiers pas de temps (durant environ 30 jours) : la modélisation d'un front d'imbibition pénétrant plus rapidement initialement semble mieux retranscrire la réalité et conforte notre critique du modèle de comportement hydrique binaire sous-estimant la profondeur de remontée hydrique.

Néanmoins, au delà de cette échéance, l'écart entre modélisation et expérience est à nouveau important et ne retranscrit pas de manière satisfaisante le comportement structurel de la poutre.

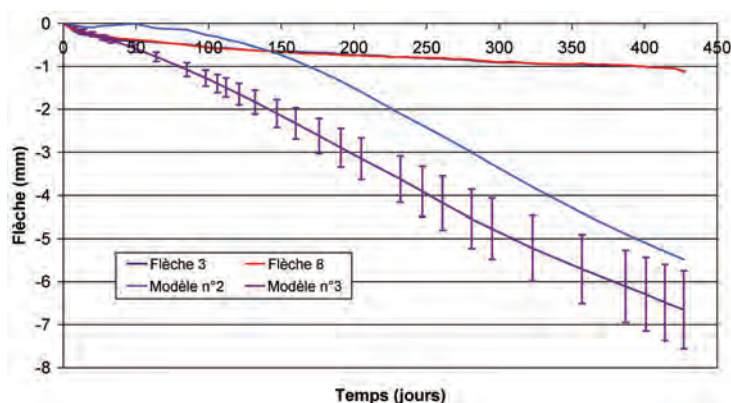


Figure 4-81 : modélisation du comportement de P1 – modèle n°3

2.6.3.1.5 Conclusions sur l'influence des données d'entrée

L'ensemble des modélisations proposées pour retranscrire le comportement expérimental de la poutre P1 se sont révélées inadaptées. D'une manière générale, l'estimation de la flèche obtenue est systématiquement trop importante, traduisant ainsi principalement une déformation imposée dans la zone imbibée trop importante et modélisant une flexion de la structure plus importante que dans la réalité. La modification de la cinétique d'expansion dans la zone affectée par le front de remontée hydrique n'a pas permis d'améliorer de façon significative les estimations.

Finalement, en faisant abstraction des incertitudes sur la détermination du profil hydrique des structures, il semble que dans le cas de la poutre P1, l'utilisation des expansions mesurées en gonflement libre ne permet pas de retranscrire les résultats expérimentaux. Les déformations imposées à la structure semblent beaucoup plus faibles que celles que nous avons considérées dans cette section.

Au cours des investigations du Chapitre 3 et de la section 2.4.2 du présent chapitre, il a été suggéré que des différences de porosité puissent exister entre les cylindres de gonflement libre et les poutres correspondantes. En effet, ces derniers sont carottés sur des blocs coulés en une seule fois et vibrés à l'aiguille tandis que les poutres sont coulées en plusieurs gâchées, nécessitant ainsi une plus grande vibration afin de remarier les différentes couches de béton. Ce mode de mise en œuvre est ainsi synonyme de plus faible porosité pour les poutres, en particulier en partie basse dont le matériau est introduit en premier dans le coffrage et donc vibré le plus longtemps. Cette diminution de porosité

pourrait ainsi expliquer les différences d'expansion entre poutres et éprouvettes par un effet de cinétique : elle est synonyme de ralentissement des phénomènes de transport et donc potentiellement des expansions en limitant les mouvements de réactifs ainsi que la lixiviation des alcalins. Il convient néanmoins de signaler que cette diminution du volume total des pores présente un effet antagoniste vis-à-vis des expansions : une moins grande quantité d'ettringite est nécessaire pour combler la porosité initiale et peut donc induire une initialisation plus précoce des expansions.

2.6.3.2 Influence d'une variation du module d'Young

Le développement de gonflements de RSI conduit à une diminution du module d'Young (*Ping & Beaudoin 1992-b, Zhang et al. 2002-b, Brunetaud 2005, Shimada 2005*). Cette diminution a une influence sur la réponse mécanique de la structure : schématiquement, une poutre est constituée d'un béton sain de module d'Young E_b dans sa partie supérieure et en partie inférieure d'un béton dégradé sous les effets de la RSI de module réduit E_{red} . Un des objectifs initiaux de ces travaux était d'évaluer expérimentalement l'évolution du module d'Young en fonction des gonflements développés. La conservation des éprouvettes sous scellement a permis de confirmer qu'en l'absence d'expansions le module restait inchangé, ce qui autorise bien de conserver E_b en partie haute des poutres. Pour évaluer E_{red} , on est amené à utiliser les résultats d'autres recherches où la conservation en eau des éprouvettes a déclenché des gonflements suffisants.

(*Brunetaud 2005*) a réalisé des mesures de module dynamique sur des bétons de composition similaire à ceux de notre étude. Afin d'obtenir une première approximation de la diminution du module d'Young de nos matériaux lors du développement d'expansions, nous avons assimilé à une droite les variations de module en fonction des expansions correspondant aux matériaux les plus proches de ceux que nous avons mis en œuvre (matériau considéré : module de 35 GPa, amplitude de gonflement de l'ordre de 1 %) comme indiqué par la Figure 4-82. La relation linéaire (4-30) est ainsi établie.

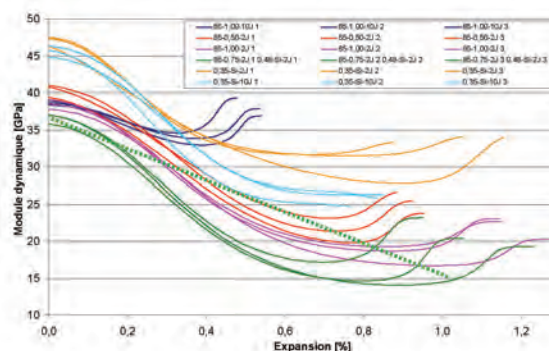


Figure 4-82 : diminution du module dynamique lors du développement de gonflements d'après (*Brunetaud 2005*)

$$E_{red}(\varepsilon) = E_b - 1900 \cdot 10^3 \cdot \varepsilon \quad (4-30)$$

Cette variation du module d'Young a été appliquée à la zone affectée par le front d'imbibition. Les modèles n°2 et n°3 couplés à cette variation du module ont été notés modèles n°4 et n°5. Le module d'Young en fonction de la hauteur est alors donné par la

relation (4-31). Le système régissant le fonctionnement de la structure est donné par la relation (4-32).

$$E = E(z) = \begin{cases} E_b & \text{si } z \in [0; h + P(t)] \\ E_{red} & \text{si } z \in [h + P(t); h] \end{cases} \quad (4-31)$$

E_b = module d'Young du béton sain

E_{red} = module d'Young dégradé suite au développement d'une RGI

$$\begin{cases} a \cdot \varepsilon_0' + b \cdot \varepsilon_0 = I_n' = \int_0^h E(z) \cdot \varepsilon_{imp}(z) \cdot dz \\ a' \cdot \varepsilon_0' + b' \cdot \varepsilon_0 = I_m' = \int_0^h E(z) \cdot \varepsilon_{imp}(z) \cdot z \cdot dz \\ a = E_b \cdot \frac{(h + P(t))^2}{2} + E_{red} \cdot \left(\frac{h^2}{2} - \frac{(h + P(t))^2}{2} \right) \\ b = E_b \cdot (h + P(t)) + E_{red} \cdot (-P(t)) \\ a' = E_b \cdot \frac{(h + P(t))^3}{3} + E_{red} \cdot \left(\frac{h^3}{3} - \frac{(h + P(t))^3}{3} \right) \\ b' = E_b \cdot \frac{(h + P(t))^2}{2} + E_{red} \cdot \left(\frac{h^2}{2} - \frac{(h + P(t))^2}{2} \right) \end{cases} \quad (4-32)$$

Le calcul des intégrales donne :

$$\begin{cases} I_n' = \frac{E_b \cdot \varepsilon_{ret}}{-0,01 - d} \cdot \left(-\frac{d^2}{2} \right) + E_b \cdot \varepsilon_{imp_scellé} \cdot (h + P(t) - d) + E_{red} \cdot \varepsilon_{imp_imbib} \cdot (-P(t)) \\ I_m' = \frac{E_b \cdot \varepsilon_{ret}}{-0,01 - d} \cdot \left(-\frac{d^3}{6} \right) + E_b \cdot \varepsilon_{imp_scellé} \cdot \frac{(h + P(t))^2 - d^2}{2} + E_{red} \cdot \varepsilon_{imp_imbib} \cdot \frac{h^2 - (h + P(t))^2}{2} \end{cases} \quad (4-33)$$

La Figure 4-83 et la Figure 4-84 comparent les estimations de flèche des modèles n°2 et 3, avec ceux prenant en compte la diminution de module avec le développement de gonflements (modèles n°4 et 5 respectivement). Logiquement, les différences entre les deux approches se font essentiellement ressentir après un certain temps d'exposition de la structure, i.e. une fois les gonflements suffisamment développés pour induire une diminution du module. En fin de calcul, le module initial est ainsi estimé avoir chuté de 30 %.

On note que les effets sur la réponse mécanique de P1 sont très peu importants. En tout état de cause, la non prise en compte de ce phénomène dans les modèles n°2 et n°3 ne se révèle pas être la cause des écarts observés entre estimations et résultats expérimentaux. Ce résultat était relativement prévisible à la lumière des travaux de (Multon 2004) : la non prise en compte de la variation du module d'Young dans un système non armé permettait tout de même d'estimer de manière satisfaisante les flèches des structures (cf. section 2.6.3.1.1).

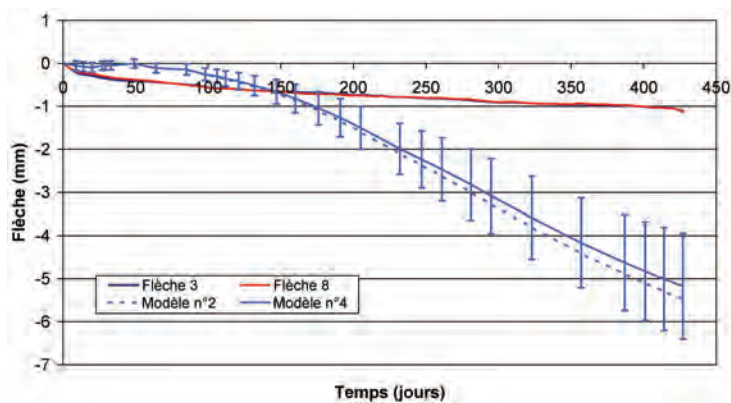


Figure 4-83 : influence d'une variation du module d'Young – comparaison des estimations des modèles n°2 et n°4 – poutre P1

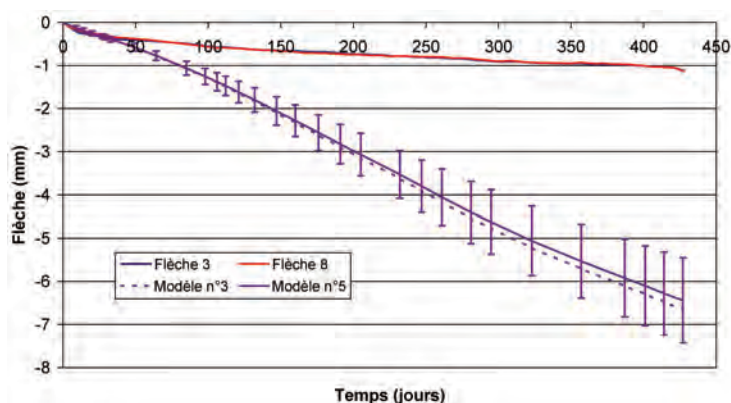


Figure 4-84 : influence d'une variation du module d'Young – comparaison des estimations des modèles n°3 et n°5 – poutre P1

2.6.4 Cas d'une poutre constituée d'un matériau à fort potentiel de gonflement

2.6.4.1 Poutre P2

2.6.4.1.1 Influence du type de modélisation

La poutre P2 a développé des flèches importantes durant ses 330 jours d'exposition : le caractère fortement expansif du béton R1 et l'absence d'armatures a conduit à l'apparition de phénomènes extrêmement délétères ayant conduit à la ruine de la structure sous son seul poids propre.

La Figure 4-85 représente l'estimation des flèches de P2 au cours du temps par les modèles n°1, 2 et 3. Comme pour P1, le modèle n°1 (comportement hydrique binaire et déformations de gonflement libre dans la partie imbibée) conduit à une très large surestimation de la flèche de la structure. Il semble donc que dans ce cas également, le matériau impacté par la remontée hydrique ne développe pas de gonflements de manière identique à un essai de gonflement libre.

L'application du modèle n°2 (comportement hydrique binaire et déformations imposées égales au potentiel de gonflement libre pondéré par la cinétique d'imbibition globale) améliore considérablement les prédictions. Contrairement au cas de la poutre P1, le comportement global de la structure est relativement bien reproduit en termes de flèche :

l'ordre de grandeur de la flèche calculée est cohérent avec les mesures. Néanmoins, des écarts conséquents subsistent, résultat des nombreuses approximations et incertitudes sur les données d'une part et sur nos hypothèses d'autre part. En tout état de cause, il semble que le jeu d'hypothèses défini par le modèle n°2 soit cohérent avec les résultats expérimentaux. La comparaison de la déformation moyenne modélisée et mesurée confirme le bon accord entre les deux approches. Ainsi, il semble que ce jeu d'hypothèses corresponde de manière satisfaisante au fonctionnement mécanique de P2 dans la direction longitudinale.

Les résultats du modèle n°3 (comportement hydrique et potentiel de gonflement libre pondérés par la cinétique d'imbibition globale) se révèlent également cohérents avec les données expérimentales en termes de flèche. L'estimation fournie est dans un premier temps plus élevée que celle du modèle n°2. Par la suite, le modèle retranscrit moins bien l'accélération de la déflexion aux alentours de 250 jours. Ceci peut s'expliquer par la progression plus rapide du front d'imbibition modélisé dans la poutre : dans le cas du modèle n°2, la progression du front d'imbibition reste relativement lente, confinant ainsi la zone d'expansion imposée en partie basse et en dessous de l'axe neutre de telle manière que les gonflements conduisent à une mise en flexion plus importante de la poutre ; dans le cas du modèle n°3, la remontée rapide du front d'imbibition peut induire l'application de gonflements imposés au dessus de l'axe neutre. Dans ce cas, la zone d'expansion imposée située au dessus de l'axe neutre entraîne la poutre vers le haut, réduisant ainsi l'estimation de la flèche. Ces considérations sont confirmées lors de l'analyse de la déformation longitudinale moyenne : on note un écart important entre le modèle et l'expérience : le modèle n°3 estime une élongation de la poutre bien supérieure à la réalité. Ceci est cohérent avec une remontée hydrique trop importante, conduisant à imposer une déformation conséquente sur une trop grande partie de la hauteur de la structure.

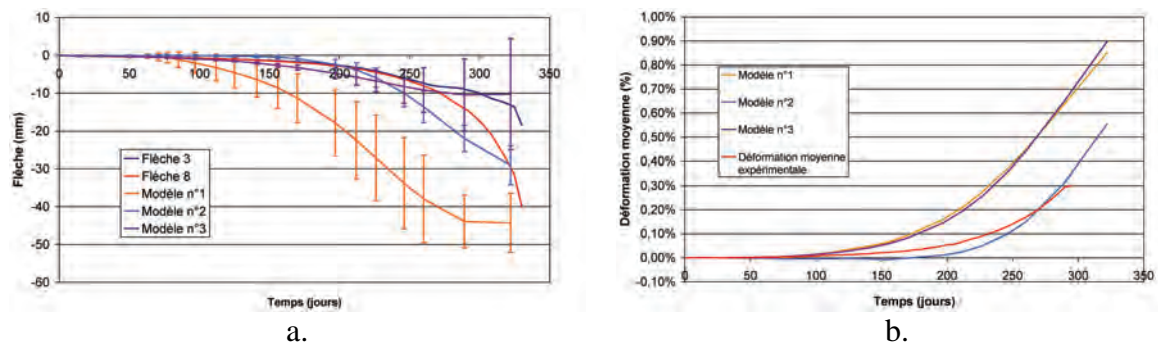


Figure 4-85 : comparaison des estimations des modèles n°1, 2 et 3 appliqués à P2 (a. flèches ; b. déformation moyenne)

2.6.4.1.2 Variation du module d'Young

La Figure 4-86 représente l'influence de la prise en compte de la diminution du module d'Young (cf. section 2.6.3.2) pour le modèle n°2. A l'image de l'étude de P1, la prise en compte de ce phénomène n'induit que peu d'effets sur l'estimation de la flèche malgré une diminution substantielle du module de 60 % à 427 jours. La hauteur de remontée du front d'imbibition restant relativement limitée, une grande partie de la poutre conserve sa rigidité d'origine.

La Figure 4-87 compare les déformations longitudinales estimées par le modèle n°4 aux déformations mesurées expérimentalement. L'évolution globale des déformations calculées est en accord avec les mesures. Néanmoins, les écarts entre calcul et expérience

restent substantiels. A 0,08 m de profondeur, le modèle prédit une contraction qui n'est pas observée expérimentalement. Ceci semble indiquer que le profil de déformation imposée n'applique pas suffisamment d'expansion dans la partie basse de la poutre pour modéliser un gonflement de la structure en ce point. Le calcul de contrainte en fibre inférieure conduit à la prédiction d'une fissuration après environ 270 jours. Expérimentalement, les premières fissures transversales en face inférieure ont été notées aux alentours de 200 jours d'exposition (cf. section 2.1.5). Après 280 jours, on note une fissuration transversale très localisée (cf. Figure 4-88).

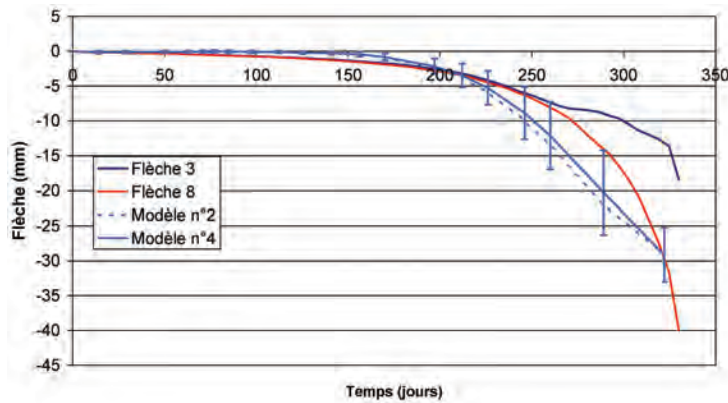


Figure 4-86 : influence d'une variation du module d'Young – comparaison des estimations des modèles n°2 et n°4 – poutre P2

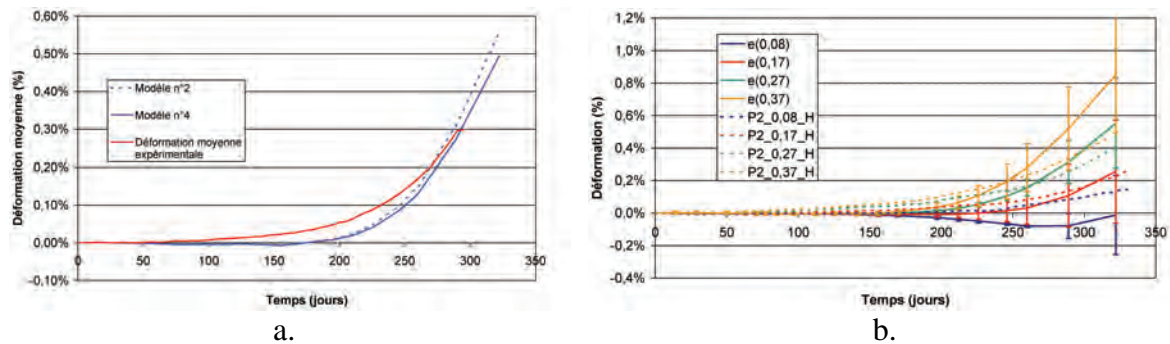


Figure 4-87 : évaluation des déformations de la poutre P2 – modèle n°4 (a. déformation moyenne ; b. confrontation aux mesures par jauges noyées – $e(x)$ = déformation calculée à la profondeur x)

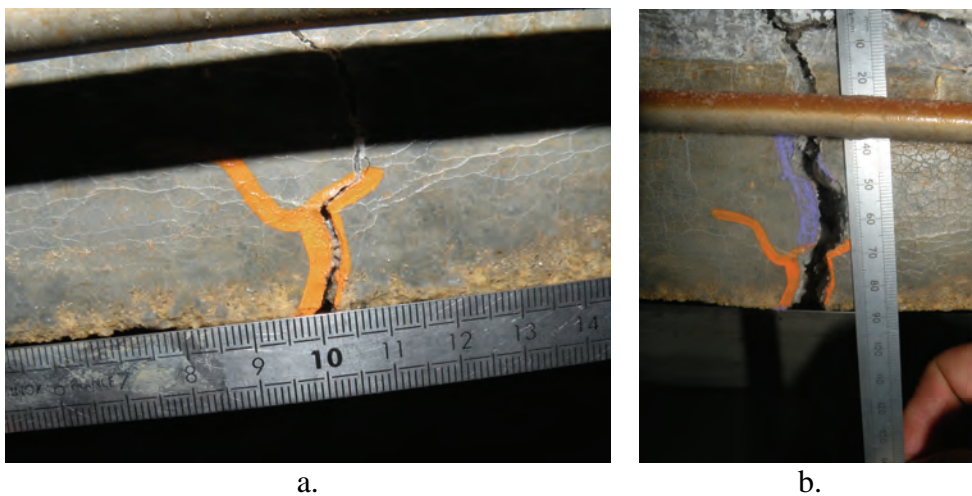


Figure 4-88 : évolution de l'ouverture d'une fissure transversale en face inférieure (a. 280 jours ; b. 320 jours)

La Figure 4-89 représente l'influence de la prise en compte d'une diminution du module d'Young lors du développement d'une expansion, comparant ainsi les modèles n°3 et n°5. L'effet de cette prise en compte est plus marqué en termes de flèche : dans le cas du modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré de la cinétique d'imbibition de la poutre, le front de remontée hydrique est estimé remonter plus haut et plus rapidement que pour le modèle de comportement hydrique binaire du modèle n°2. Ainsi, dans le cas du modèle n°5, le module réduit affecte une partie beaucoup plus importante de la poutre et explique ainsi cet effet plus marqué de la diminution du module. L'estimation de la flèche fournie reste cohérente avec les données expérimentales. Par ailleurs, la prise en compte de la diminution du module améliore la reproduction de l'accélération de la déflexion en fin de suivi.

La Figure 4-90 représente l'évaluation des déformations longitudinales de la poutre P2 à partir du modèle n°5. De la même façon qu'avec le modèle n°3, on observe une surestimation des déformations réelles. Le calcul de contrainte en fibre inférieure conduit à situer l'apparition de la fissuration aux alentours de 120 jours. Expérimentalement, les premières fissures visibles ont été détectées après environ 110 jours d'exposition (cf. section 2.3.5). Contrairement au cas du modèle n°3, aucun retrait n'est modélisé en partie haute de la structure ce qui est cohérent avec l'estimation d'une plus grande déformation moyenne : la progression plus rapide du front d'imbibition dans ce cas conduit à imposer des gonflements sur une plus grande hauteur, aboutissant ainsi à ce résultat.

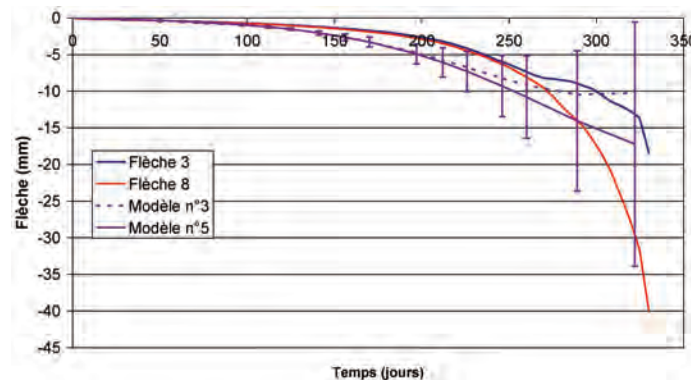


Figure 4-89 : influence d'une variation du module d'Young – comparaison des estimations des modèles n°3 et n°5 – poutre P2

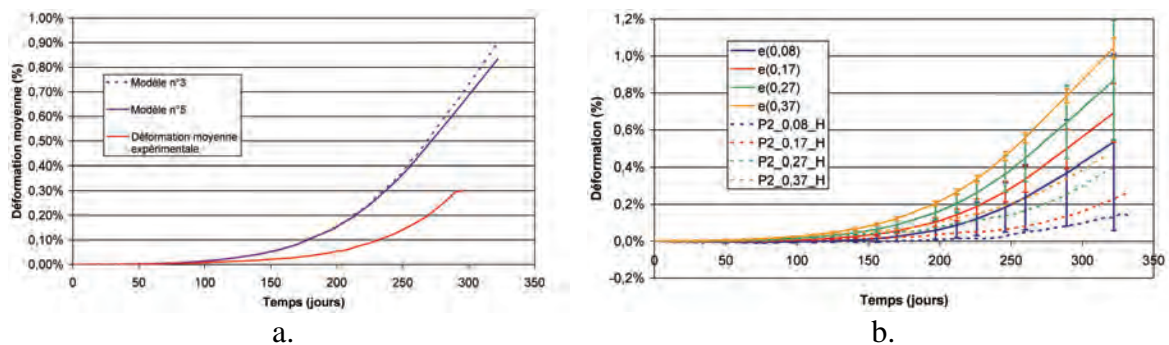


Figure 4-90 : évaluation des déformations de la poutre P2 – modèle n°5 (a. déformation moyenne ; b. confrontation aux mesures par jauges noyées – $e(x)$ = déformation calculée à la profondeur x)

2.6.4.2 Poutre P5

Cette section ne présente que les résultats des calculs issus de l'application du modèle n°4. En effet, devant les écarts limités entre les modèles sans prise en compte d'une dégradation du module et ceux la retranscrivant, il a été décidé dans cette section de ne présenter que les résultats des modèles prenant en compte cet effet car ils sont jugés plus réalistes. Par ailleurs, aucun résultat obtenu à l'aide de la modélisation n°5 n'est présenté : les variations hydriques importantes de la poutre P5 conduisent à estimer une hauteur de remontée du front d'imbibition supérieure à la hauteur de la poutre dans ce cas et indiquent ainsi que le modèle de comportement hydrique utilisé ne peut être appliqué dans ce cas.

La Figure 4-91 confronte les estimations du modèle n°4 aux flèches mesurées expérimentalement. Les estimations fournies par le modèle n°4 reproduisent de manière correcte le comportement global observé expérimentalement en termes de flèches. Tout comme pour P2, l'ordre de grandeur de la flèche calculée est cohérent. Néanmoins, les nombreuses incertitudes sur les données et les hypothèses que nous avons utilisées expliquent l'écart observé.

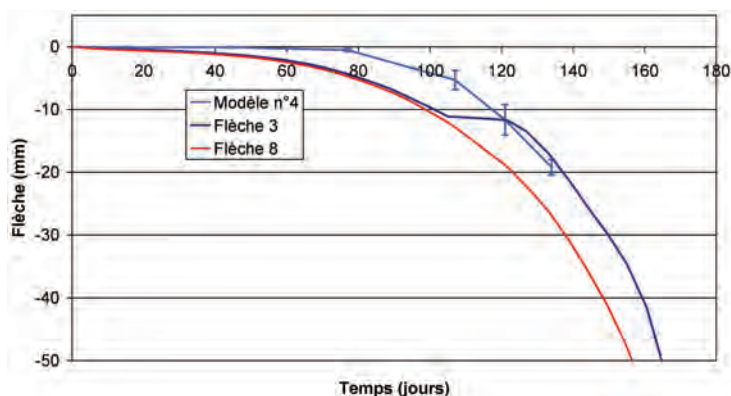


Figure 4-91 : estimation des flèches de P5 par le modèle n°4

La Figure 4-92 représente les estimations des déformations longitudinales au sein de P5 et les confronte aux données expérimentales disponibles. Si le comportement global du modèle est qualitativement satisfaisant, les valeurs estimées présentent néanmoins des différences significatives avec les mesures. A l'image de P2, une contraction de la poutre en partie supérieure est estimée. Toutefois, celle-ci paraît ici plus probable à la lumière des déformations horizontales globales mesurées à l'aide des LVDT en partie haute de la poutre (0,03 m de profondeur) indiquant une contraction de cette zone de la structure (cf. Figure 4-56). D'une manière générale, la déformation moyenne calculée sous-estime la valeur expérimentale et témoigne probablement de la sous-évaluation de la remontée hydrique par le modèle de comportement hydrique binaire contribuant à sous estimer la zone soumise à une élévation imposée dans notre raisonnement.

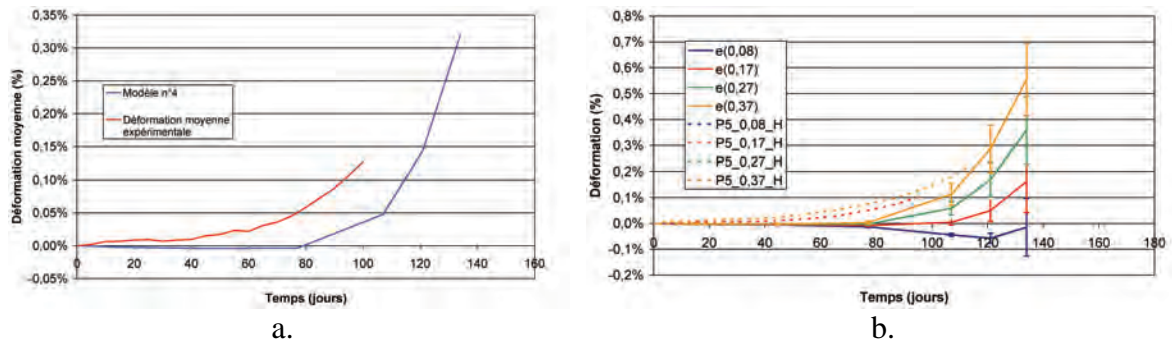


Figure 4-92 : évaluation des déformations de la poutre P5 – modèle n°4 (a. déformation moyenne ; b. confrontation aux mesures par jauges noyées – $e(x)$ = déformation calculée à la profondeur x)

2.6.5 Conclusions relatives à la modélisation des poutres non armées

La modélisation des résultats expérimentaux à partir d'une approche simplifiée basée sur les hypothèses de la théorie des poutres se révèle relativement délicate. L'approche mise en œuvre par (Multon 2004) pour la description de poutres atteintes par la RAG ne permet pas de retranscrire de manière satisfaisante les résultats obtenus pour des poutres atteintes de RSI (couplée ou non à la RAG). Il semble que l'amplitude considérablement plus importante des phénomènes expansifs étudiés dans ce mémoire ne permette plus la validité de certaines hypothèses sur le plan hydrique comme sur le plan mécanique.

Premièrement, l'incertitude inhérente à l'estimation du profil hydrique au sein de la structure et mise en évidence en section 1.4 se révèle être problématique. De par le mode d'estimation du profil de déformations imposées, cette incertitude sur les données hydriques induit une incertitude importante lors de la réalisation du calcul mécanique.

Deuxièmement, il apparaît que l'utilisation des courbes de gonflement libre pour estimer les déformations imposées en zone imbibée (qui s'était révélée bien adaptée à la description de poutres atteintes par la RAG par [Multon 2004]) conduit à une large surestimation des déformations des structures atteintes. Ainsi une pondération de l'amplitude de gonflement libre (considérée comme une propriété intrinsèque du matériau dans notre raisonnement) par la cinétique d'imbibition globale de la poutre s'est avérée nécessaire. Aucune solution satisfaisante n'a été trouvée pour la modélisation du comportement de P1 : l'estimation fournie par les calculs conduit systématiquement à une surestimation de la déformation de la structure. En revanche, pour les poutres non armées fortement réactives, le modèle basé sur l'hypothèse de comportement hydrique binaire et considérant une cinétique d'expansion identique à la cinétique d'imbibition (appliquant ainsi une corrélation directe entre les déformations et les prises de masse) semble être raisonnablement adapté à la description de ces corps d'épreuve.

2.7 Conclusions

Cette section a proposé l'analyse du fonctionnement mécanique de poutres non armées soumises à un gradient de gonflement d'amplitude et de cinétique variable. D'une manière générale, l'application d'un gradient hydrique vertical par immersion de la face inférieure des poutres et séchage à 30 % HR de la face supérieure conduit à développer des gonflements de manière préférentielle en partie basse et aboutit à une mise en flexion des structures. Dans le cas de la poutre P1 (formule NR), la flèche développée à mi-portée est

de l'ordre de un millimètre à l'issue des 427 jours d'exposition. Ces flèches sont considérablement plus importantes et évoluent beaucoup plus rapidement pour les poutres P2 (formule R1) et P5 (formule R2). Les forts potentiels d'expansion des matériaux R1 et R2 ont conduit à une rupture de ces structures respectivement après 330 jours et 180 jours d'exposition (correspondant à des flèches de l'ordre de 40 mm pour P2 et 70 mm pour P5). La rupture est le résultat de la remontée de fissures transversales à la poutre initiées au niveau de la face inférieure et se propageant vers la face supérieure à la faveur des expansions. Des essais d'expansion résiduelle ont été menés sur ces corps d'épreuve et ont permis de confirmer la création d'un gradient d'expansion par l'application d'un gradient hydrique.

L'ensemble des mesures dimensionnelles est présenté, critiqué et confronté aux mouvements hydriques dans les structures. Le fonctionnement mécanique des corps d'épreuve dans les trois directions a été étudié.

Dans la direction verticale, les mesures de déformation locale permettent d'estimer le degré d'avancement de la réaction, la poutre fonctionnant « librement » dans cette direction.

Dans la direction transversale, on note pour la poutre P5 une forte non linéarité du profil de déformation suivant la hauteur du corps d'épreuve. Ceci semble indiquer une progression très rapide et nette du front d'imbibition dans cette structure conduisant au développement d'expansions très localisées et induisant des autocontraintes probablement conséquentes dans cette zone. Cette non linéarité semble moins marquée pour la poutre P2 et pourrait donc témoigner d'une progression plus « diffuse » du front d'imbibition, ce qui apparaît cohérent avec les différences de cinétiques entre les bétons R1 et R2.

Enfin, dans la direction longitudinale, l'analyse des suivis dimensionnels a permis de mettre en évidence la validité de la théorie de la Résistance des Matériaux : les hypothèses de cette théorie sont d'une manière générale correctement satisfaites et ce malgré les déformations et les fissurations importantes. Ainsi, le fonctionnement de ces poutres dans la direction longitudinale peut être entièrement décrit par le profil sensiblement linéaire de déformation dans cette direction. Un profil moyen a été défini pour les poutres à la lumière de l'ensemble des données disponibles et est décrit quantitativement en termes de courbure et d'élongation moyenne à l'issue de chacune des analyses. En ce qui concerne la poutre P1, des problèmes métrologiques ont posé des difficultés de mesure rendant parfois délicate la vérification de ces hypothèses.

Le modèle de comportement hydrique développé par (*Multon 2004*) dans le cadre de son étude de la RSI s'est révélé inadapté à la description de nos essais. En effet, la modification importante du comportement hydrique des matériaux atteints mise en évidence dans le Chapitre 3 ne permet pas la retranscription des variations hydriques globales de la structure. Des approches alternatives ont ainsi été proposées. Néanmoins, elles ont nécessité la formulation d'hypothèses très fortes dont la validité n'a pu être complètement vérifiée à la lumière des données dont nous disposons actuellement. Ceci induit une incertitude importante sur les profils hydriques que nous avons déterminés même si leur confrontation aux suivis dimensionnels a permis une première évaluation de leur pertinence.

Cette incertitude sur la détermination des mouvements hydriques dans les structures pose évidemment problème dans le cadre de la modélisation de la réponse mécanique des poutres. L'identification du profil de déformations imposées à partir du profil hydrique peut se révéler problématique. Par ailleurs, l'utilisation des « données brutes » des essais de gonflement libre pourtant pertinente pour la modélisation des effets de RAG par

(Multon 2004) conduit à une large surestimation des déformations des structures dans les cas de RSI étudiés dans nos travaux. Une pondération du potentiel de gonflement libre par la cinétique d'imbibition globale des poutres a alors été proposée et semble raisonnablement satisfaisante pour le cas de poutres fortement réactives. La prise en compte d'une diminution du module dans les zones de forte expansion améliore à la marge la simulation.

3 Comportement mécanique des poutres armées

3.1 Suivi dimensionnel des structures

A ce stade du programme, les données issues des mesures par extensomètres à corde vibrante n'ont pu être intégrées au manuscrit : leur traitement permettra à terme de disposer de données complétant les premiers éléments présentés dans ce mémoire.

3.1.1 Cas des poutres P3 et P4 armées réactives vis-à-vis de la RSI

3.1.1.1 Déformations dans la direction verticale

La Figure 4-93 représente le suivi des déformations verticales des poutres P3 et P4 au cours des 427 premiers jours d'exposition. L'application d'un gradient hydrique conduit au développement d'un gradient de gonflement. Le capteur positionné à 0,37 m de profondeur a fonctionné de manière satisfaisante durant 300 jours (déformation de 0,4 %). La jauge positionnée en partie supérieure (profondeur 0,08 m) a fonctionné durant la totalité de la première phase des essais (427 jours).

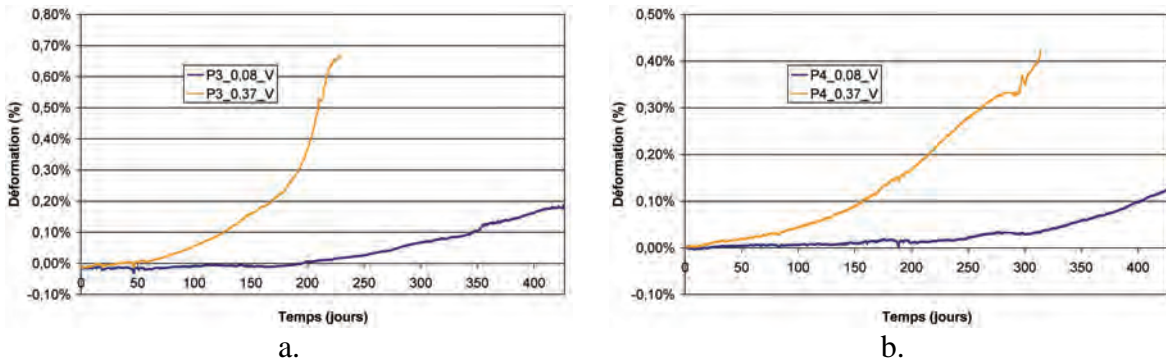


Figure 4-93 : suivi des déformations verticales locales des poutres armées réactives vis-à-vis de la RSI (a. P3 ; b. P4)

La Figure 4-94 compare l'évolution du gradient de déformations verticales aux profils hydriques estimés au sein des corps d'épreuve. On observe systématiquement le développement d'un gradient de déformation très sévère avec des gonflements en partie basse d'autant plus importants que le taux de renforcement est faible. En partie supérieure, très peu d'expansions sont notées. Ceci est cohérent avec les profondeurs d'imbibition estimées par les modélisations hydriques : le front de remontée hydrique n'a pas atteint une hauteur suffisante pour permettre le développement d'expansions significatives en partie haute des corps d'épreuve.

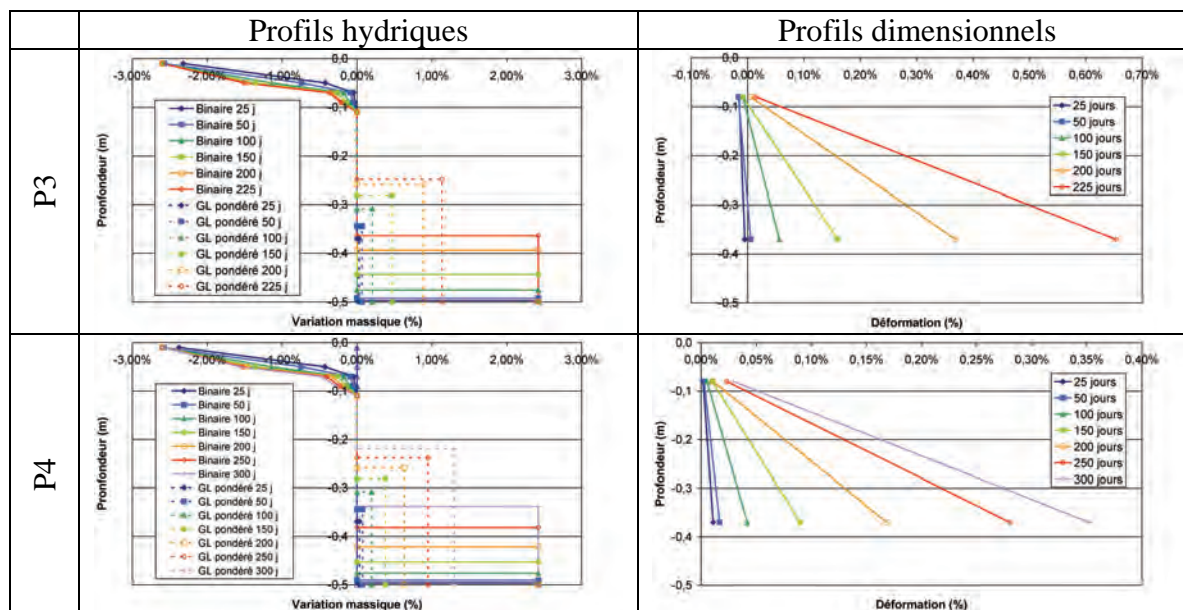


Figure 4-94 : évolution comparée des profils hydriques et de déformations verticales des poutres armées réactives vis-à-vis de la RSI

La Figure 4-95 compare les déformations verticales locales de P2 (non armée) à P3 (faiblement armée) et P4 (fortement armée). A 0,37 m, on constate que la déformation des poutres armées est plus élevée que celle de la poutre non armée à une échéance de 200 jours (déformations respectives de 0,1 %, 0,15 %, et 0,3 % pour P2, P3 et P4 respectivement). En revanche, à 0,08 m, les gonflements de la poutre P2 sont plus conséquents que ceux des poutres armées (à 300 jours, 0,15 %, 0,03 % et 0,07 % pour P2, P3 et P4 respectivement). Les amplitudes de déformation sont à cet endroit nettement plus faibles qu'en partie basse.

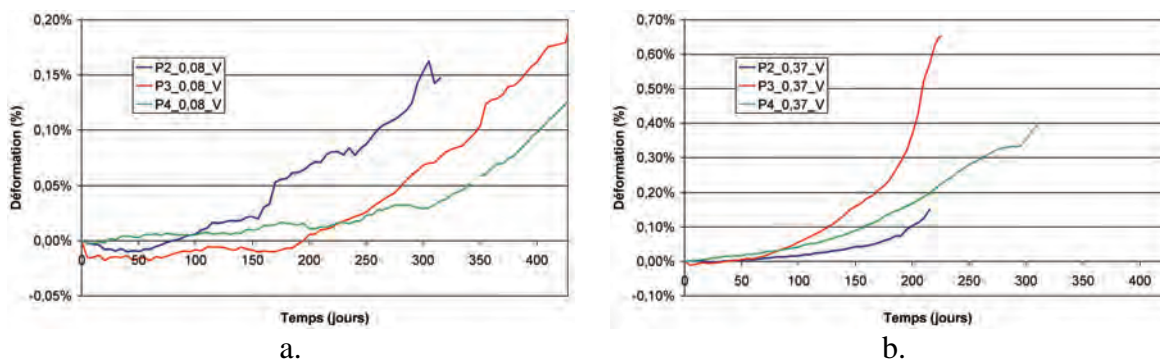


Figure 4-95 : comparaison des déformations verticales locales des poutres atteintes de RSI à différentes profondeurs (a. 0,08 m ; b. 0,37 m)

L'analyse des résultats obtenus à 0,37 m de profondeur semble donc montrer que l'utilisation de cadres d'effort tranchant ne permet pas de confiner la réaction. La Figure 4-96 représente schématiquement les essais de traction réalisés sur les aciers de cette étude (cf. Annexe 1). On suppose une adhérence parfaite entre acier et béton. En considérant les profils de déformation verticale comme linéaires, on calcule une déformation moyenne de l'ordre de 0,4 % à 225 jours et 0,2 % à 300 jours respectivement pour P3 et P4 dans la direction horizontale. Il apparaît donc que les cadres sont plastifiés dans cette direction pour P3 ou sont sur le point de l'être pour P4. La contrainte dans les aciers est donc de l'ordre de 550 MPa (cf. Figure 4-96). Les espacements entre cadres sont de 0,35 m et 0,20 m respectivement pour P3 et P4. En considérant l'effort des aciers répartis sur cette

largeur (ce qui n'est pas le cas, les efforts étant concentrés au droit de l'acier puis diffusés spatialement), on estime que la contrainte de compression moyenne appliquée au béton est égale à 0,6 MPa et 2,5 MPa respectivement pour P3 à 225 jours et P4 à 300 jours.

Ainsi, en première approximation, les déformations verticales pour P2, P3 et P4 sont du même ordre quand la position de mesure et l'état hydrique sont comparables, indiquant ainsi que les cadres (représentant un pourcentage de renforcement faible) appliquant au plus une contrainte moyenne de compression de 2,5 MPa n'auraient pas d'effet sur les expansions.

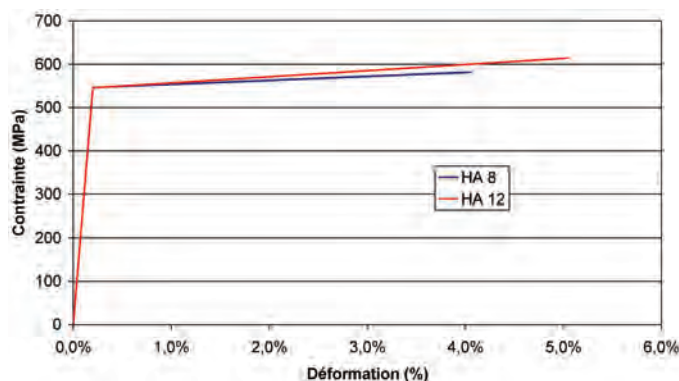


Figure 4-96 : représentation simplifiée des essais de traction sur armatures

3.1.1.2 Déformations dans la direction transversale

La Figure 4-97 représente le suivi des déformations transversales des poutres P3 et P4. Ces mesures mettent une fois de plus en évidence le développement d'un gradient de déformation suivant la hauteur des poutres. Les capteurs positionnés le plus en profondeur ont en général fonctionné durant environ 300 jours. Les fortes déformations en ces lieux ont conduit à la destruction de ces jauges. Les voies de mesures positionnées plus en hauteur ont fourni en général un signal satisfaisant durant la quasi-totalité de la première phase des essais.

La voie de mesure située à 0,37 m de profondeur de la poutre P4 indique une accélération brusque des déformations après environ 120 jours d'exposition. La comparaison des déformations transversales entre P3 et P4 aux profondeurs 0,08 m et 0,27 m met systématiquement en évidence des déformations plus faibles pour P4, résultat de la plus grande souplesse de la cage d'armatures de P3. En outre, en fin de vie du capteur, les variations de déformations mesurées correspondraient à une augmentation de 0,15 % en une dizaine de jours ce qui n'a été observé dans le cadre de cette étude que pour des éprouvettes en gonflement libre. Ainsi, cette accélération des déformations transversales de P4 à 0,37 m semble peu probable et constitue probablement une dérive du capteur.

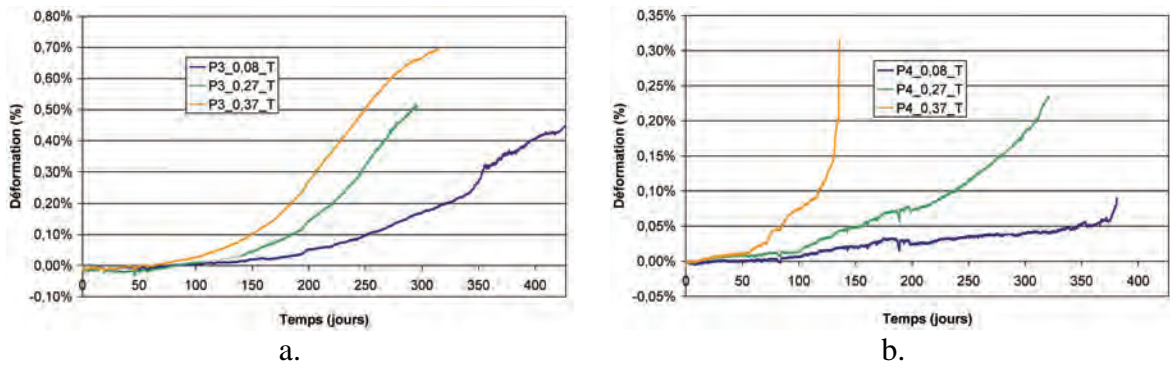


Figure 4-97 : suivi des déformations transversales locales des poutres armées réactives vis-à-vis de la RSI (a. P3 ; b. P4)

La Figure 4-98 compare l'évolution des profils de déformation transversale en fonction des profils hydriques modélisés. On constate une fois de plus le développement d'un fort gradient de déformation : l'exemple de P3 indique des expansions à 0,37 m de profondeur plus de trois fois supérieures à celles à 0,08 m de profondeur à une échéance de 300 jours.

Les mesures mettent en évidence une elongation à 0,08 m de profondeur. Cette zone apparaît éloignée du front d'imbibition dans les structures. Ces déformations peuvent ainsi être le fruit d'un éventuel report des déformations empêchées dans les directions perpendiculaires mais également de l'effet des autocontraintes dans la direction transversale, la partie inférieure en expansion ayant tendance à entraîner la partie supérieure.

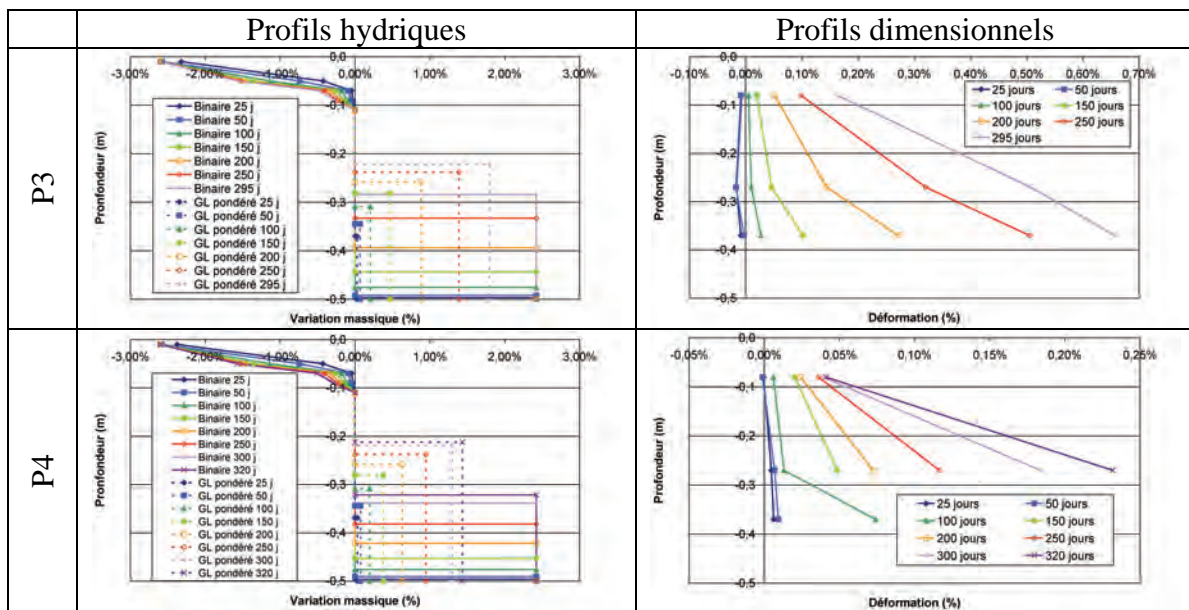


Figure 4-98 : évolution comparée des profils hydriques et des déformations transversales des poutres armées réactives vis-à-vis de la RSI

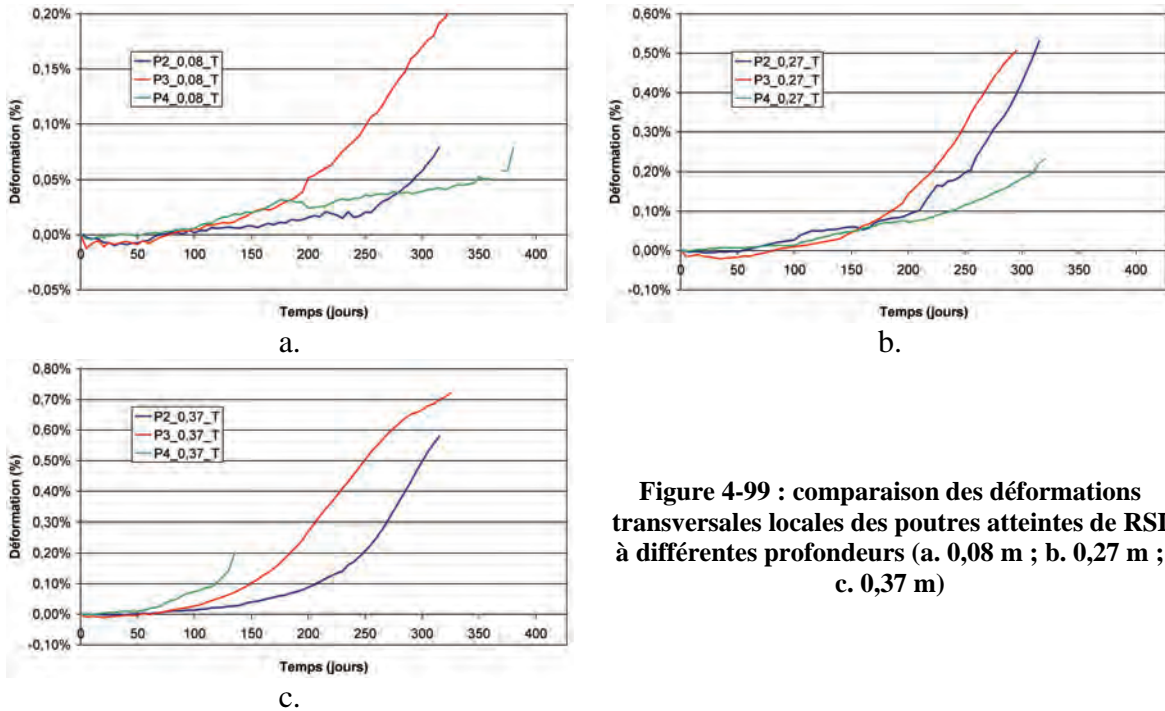


Figure 4-99 : comparaison des déformations transversales locales des poutres atteintes de RSI à différentes profondeurs (a. 0,08 m ; b. 0,27 m ; c. 0,37 m)

La Figure 4-99 compare l'évolution des déformations transversales des poutres P2 à P4 à différentes profondeurs. A 0,37 m de profondeur, l'utilisation des cadres semble insuffisante pour confiner la réaction dans cette direction (contraintes évaluées respectivement à 0,3 MPa et 1,25 MPa pour P3 et P4) : une fois de plus, les déformations des poutres armées à cette profondeur sont plus élevées que celle de la poutre non armée. Ce classement des valeurs de déformation pour les différentes poutres apparaît beaucoup moins évident à la lumière des mesures à 0,08 m et 0,27 m de profondeur.

3.1.1.3 Fonctionnement des structures dans la direction longitudinale

3.1.1.3.1 Déformations longitudinales locales du béton

La Figure 4-100 représente le suivi des déformations longitudinales locales mesurées par jauges noyées des poutres P3 (faiblement armée) et P4 (fortement armée) toutes deux réactives vis-à-vis de la RSI. En ce qui concerne la poutre P3, seules deux voies restaient en état de fonctionnement à l'issue de la cure thermique. La jauge située la plus en profondeur (0,37 m) a cessé de fournir un signal exploitable après 250 jours d'exposition et une déformation de 0,1 %. De même, la jauge positionnée à 0,27 m de la surface du corps d'épreuve a cessé de fonctionner après 300 jours de suivi. Pour la poutre P4, la jauge P4_0,37_H n'a fonctionné que durant 25 jours. En revanche, les trois jauges restantes dans cette direction ont fonctionné durant toute la durée de cette première phase des essais.

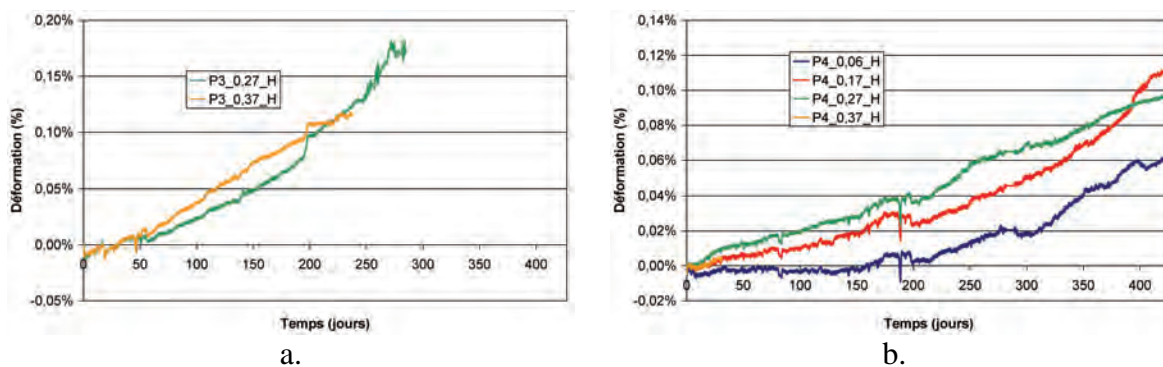


Figure 4-100 : suivi des déformations longitudinales locales des poutres armées réactives vis-à-vis de la RSI (a. P3 ; b. P4)

Comme pour la poutre P2 non armée, on observe dans un premier temps que les déformations mesurées sont d'autant plus importantes qu'on s'approche de la zone d'immersion des corps d'épreuve. Ceci est cohérent avec les couplages établis entre les gonflements de RSI et l'humidité. Néanmoins, à partir de 200 jours pour P3 et à partir de 250 jours pour P4, on observe une inversion de ces tendances : les cinétiques d'évolution des déformations en partie haute des corps d'épreuve surpassent celles de la partie basse. Un tel effet ne peut traduire le couplage local entre humidité et gonflement chimique induit : en effet, l'humidité étant moins conséquente en partie supérieure qu'en partie inférieure, les gonflements imposés correspondants sont moindres. La présence d'armatures longitudinales se révèle donc être nécessaire pour interpréter ce comportement mécanique, les différences de renforcement induisant les différences de déformation. Une analyse détaillée du fonctionnement des armatures longitudinales est proposée en section 3.1.1.3.3.

D'ores et déjà, on peut évoquer par analogie avec les travaux de (*Multon 2004*), une « mise en précontrainte chimique » de la structure, c'est-à-dire le développement d'efforts de compression en partie inférieure sous les effets de la sollicitation des aciers longitudinaux par les gonflements imposés : dans un premier temps, des gonflements se développent dans la partie basse des corps d'épreuve, à l'image de ce qu'on observe pour P2, conduisant au développement d'un gradient de déformation sur la hauteur de la structure. En raison de l'adhérence acier-béton, on sollicite ainsi progressivement les aciers longitudinaux inférieurs de la structure ce qui revient à modifier la répartition des efforts dans les corps d'épreuve.

Les déformations mesurées sont cohérentes avec les taux de ferrailage mis en œuvre : avec un ferrailage longitudinal de section moindre, les gonflements se développent plus aisément dans un premier temps dans la partie basse de la structure. On atteint ainsi plus rapidement des niveaux d'expansion imposée conséquents susceptibles de solliciter les armatures inférieures de manière significative. Par la suite, la plus grande souplesse du renforcement de P3 permet « d'inverser » plus rapidement les cinétiques de déformations entre zones inférieure et supérieure des corps d'épreuve. Le plus faible taux de ferrailage en partie supérieure de la poutre P3 reprend ainsi de manière moins importante les efforts de traction en fibre supérieure issus de la mobilisation des armatures inférieures et permet ainsi d'atteindre des déformations plus élevées dans cette zone.

La Figure 4-101 compare les déformations longitudinales locales des poutres P3 et P4 de la Figure 4-100 à différentes profondeurs en superposant les valeurs correspondantes pour la poutre P2 non armée. D'une manière générale, on constate que, au cours d'une période initiale, de durée variable en fonction de la profondeur de mesure, les déformations mesurées dans les trois corps d'épreuve sont tout à fait comparables. On

observe ensuite l'apparition et l'accroissement d'un écart entre la poutre non armée et les poutres armées. Cet écart illustre l'effet réducteur des armatures longitudinales inférieures sur le développement de gonflements au sein des structures armées.

Pour les profondeurs où on dispose de mesures pour les trois corps d'épreuve, on note que cet effet réducteur est d'autant plus important que le taux de ferrailage est élevé. Cet effet est particulièrement visible sur la Figure 4-101.d (mesure à 0,37 m de profondeur). Dans le cas de la Figure 4-101.c, un effet similaire est supposé, la défaillance de la jauge noyée de P3 étant survenue au moment où la divergence avec P2 s'amorçait.

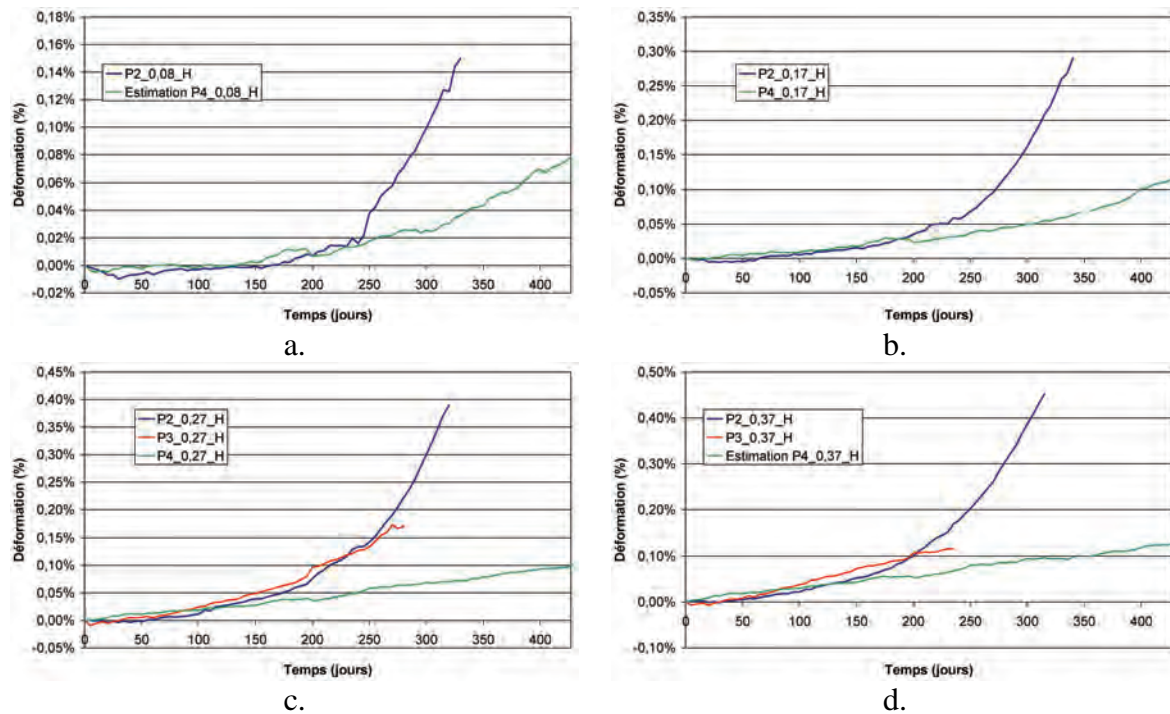


Figure 4-101 : comparaison des déformations longitudinales locales des poutres atteintes de RSI à différents profondeurs (a. 0,08 m ; b. 0,17 m ; c. 0,27 m ; d. 0,37 m)

La Figure 4-102 compare l'évolution des profils hydriques modélisés (modèles définis en sections 1.4.1.2.3 et 1.4.1.2.4) à celle des profils de déformations horizontales locales mesurés. Devant les prises de masse moins importantes et moins rapides des poutres armées par rapport aux poutres non armées, on note ici un écart moins conséquent entre l'estimation issue de la mise en œuvre du modèle de comportement hydrique binaire et celle obtenue par l'utilisation du modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré par la cinétique d'imbibition globale.

Le cas de P3 illustre l'inversion de pente du profil de déformation sous les effets de la sollicitation des armatures en partie basse. A 235 jours, dernière échéance de mesure disponible dans ce cas, le front d'imbibition est estimé avoir atteint une profondeur comprise entre 0,25 m et 0,35 m selon le modèle considéré.

Dans le cas de P4, l'inversion de pente du gradient hydrique n'a pas encore été constatée de manière franche à l'issue des 427 jours de suivi. En effet, on passe progressivement d'un profil de déformation quasi linéaire suivant la hauteur du corps d'épreuve à un profil « triangulaire » caractérisé par une accélération très marquée de la cinétique de déformation à une profondeur de 0,17 m et le maintien d'un taux de déformation faible à 0,08 m de profondeur. Ce résultat semble singulier et trouve difficilement une explication à la lumière des résultats dont nous disposons à l'heure actuelle. Une dérive de la jauge noyée à 0,17 m pourrait être envisagée. Néanmoins,

l'évolution du signal de mesure ne semble pas indiquer de variation anormale au cours du temps et ne permet pas de conclure sur ce point. Il convient de compléter l'analyse de ces données avec l'ensemble des mesures associées au fonctionnement longitudinal, la synthèse étant faite ci-après en section 3.1.1.3.5.

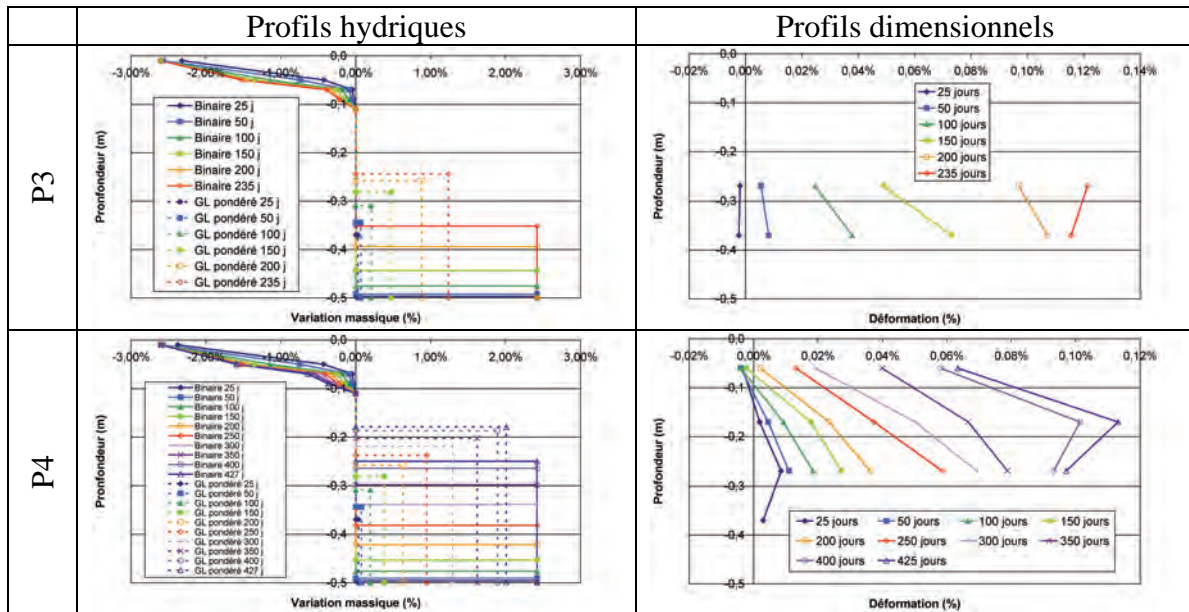


Figure 4-102 : évolution comparée des profils hydriques et de déformations longitudinales des poutres armées réactives vis-à-vis de la RSI

3.1.1.3.2 Déformations longitudinales globales du béton

La Figure 4-103 représente les suivis dimensionnels globaux dans la direction longitudinale des poutres P3 et P4. Les mesures par capteurs LVDT se sont révélées plus aisées à réaliser pour ces corps d'épreuve. En effet, les déformations moins importantes en présence d'armatures ont limité la fissuration et la rotation des sections, facilitant ainsi la mise en œuvre de ce type d'instrumentation.

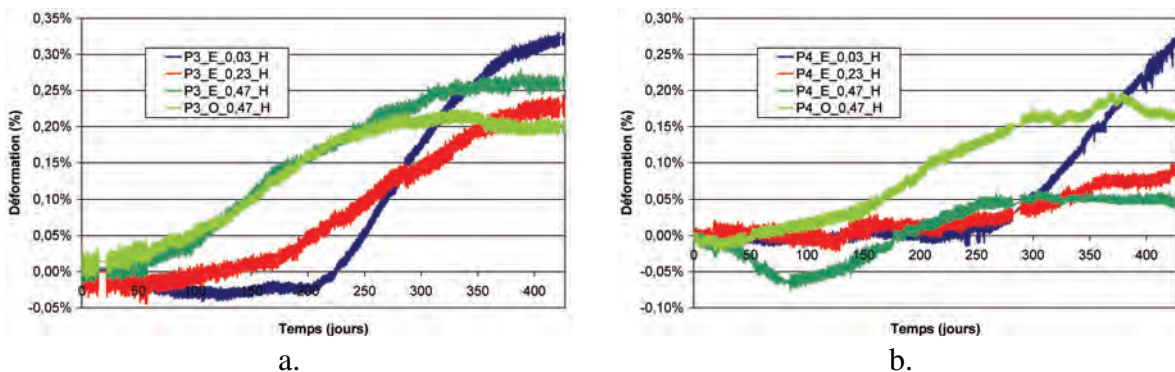


Figure 4-103 : suivi des déformations longitudinales globales des poutres armées réactives vis-à-vis de la RSI (a. P3 ; b. P4)

Néanmoins, on note une évolution singulière des capteurs situés en partie basse de la poutre P4 (évolution dissymétrique avec contraction à l'Est). Lors de l'instrumentation, ces capteurs ont été positionnés plus bas que pour les autres poutres. Ceci a conduit à une immersion périodique de ces capteurs et a causé leur mauvais fonctionnement. Par

conséquent, les données relatives à ces deux capteurs ne seront pas considérées dans la suite de notre analyse.

On note dans un premier temps une élongation à 0,23 m de profondeur s'accompagnant d'une contraction de la fibre supérieure cohérente avec les mesures locales. De la même manière, les inversions de pente du profil de déformation suivant la hauteur de la poutre (c'est à dire sur cette figure l'instant où les courbes se coupent) sont observées à des instants similaires à ceux déterminés par les mesures par jauges noyées, à savoir après environ 250 jours pour P3 et 350 jours pour P4. La section 3.1.1.3.5 propose une confrontation quantitative des mesures locales et globales.

3.1.1.3.3 Déformations des aciers longitudinaux

La Figure 4-104 et la Figure 4-105 représentent l'évolution des déformations des armatures longitudinales à mi-portée en partie inférieure (ALI positionnées à 0,442 m de profondeur pour les poutres fortement armées et 0,457 m de profondeur pour la poutre faiblement armée) et en partie supérieure (ALS positionnées à 0,052 m de profondeur pour les poutres fortement armées) respectivement pour les poutres P3 et P4. Pour les jauges soudées sur les armatures inférieures, on observe pour chaque poutre que seule une jauge sur les deux utilisées a fonctionné durant toute la première phase des essais sur poutres. Les autres jauges ont fonctionné durant 100 à 150 jours avant de fournir un signal erroné. Pour les armatures supérieures, les deux jauges utilisées pour P4 ont fourni un signal cohérent en termes d'ordre de grandeur. Néanmoins, pour la jauge P4_ALS_O, on observe des variations brutales et inexplicables à la lumière des phénomènes que nous avons notés tout au long des essais. Ces variations ne semblent pas retranscrire une réalité physique, ce qui est justifié par la comparaison de cette mesure aux déformations estimées à l'aide des autres profils de déformation horizontale disponibles. Ainsi, par la suite, les données de cette voie de mesure ne seront pas considérées au delà d'une échéance de 120 jours, date à laquelle on observe le premier saut de valeur.

Ces mesures sur les aciers sont confrontées aux estimations de déformations longitudinales calculées à l'aide des profils (obtenus par mesures locales et globales) aux profondeurs correspondantes, en supposant un diagramme linéaire.

Pour la poutre P3, on note une bonne estimation de la déformation des armatures inférieures par les LVDT jusqu'à une déformation de l'ordre de 0,15 % au delà de laquelle la déformation calculée sous-estime le résultat expérimental (écart de l'ordre de 0,1 % au maximum).

Pour P4, la comparaison des déformations des aciers mesurées par les jauges et calculées à l'aide du profil de déformation horizontale obtenus par les jauges noyées montre une bonne corrélation entre les deux résultats. Cette considération est beaucoup moins nette si on analyse l'estimation correspondante obtenue à l'aide des mesures de déformation globale (capteurs LVDT). Néanmoins, il convient de garder à l'esprit que seules deux voies de mesure ont pu être considérées dans ce cas (cf. section 3.1.1.3.2). Ainsi, le moindre biais dans l'une des deux mesures conduit inévitablement à un écart d'estimation de la pente du profil de déformation.

Finalement, l'estimation des déformations des aciers à partir des profils de déformations longitudinales des structures se révèle satisfaisante. Ceci indique que

l'hypothèse d'adhérence acier-béton est globalement satisfaite. Les résultats de cette analyse sont synthétisés en section 3.1.1.3.5.

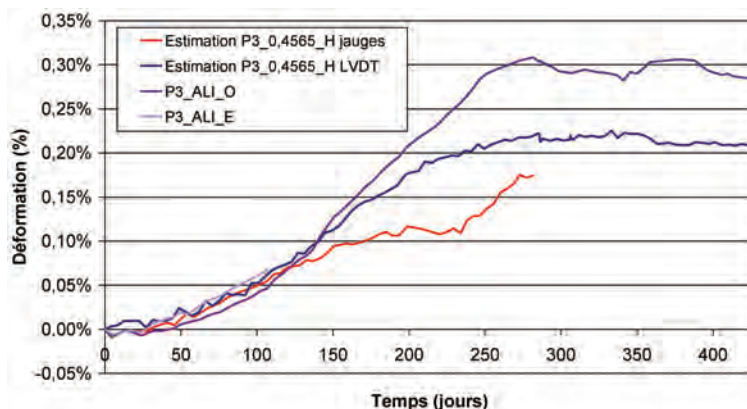


Figure 4-104 : déformation des armatures longitudinales inférieures (ALI) de la poutre P3 et confrontation aux estimations obtenues à partir des profils de déformations longitudinales

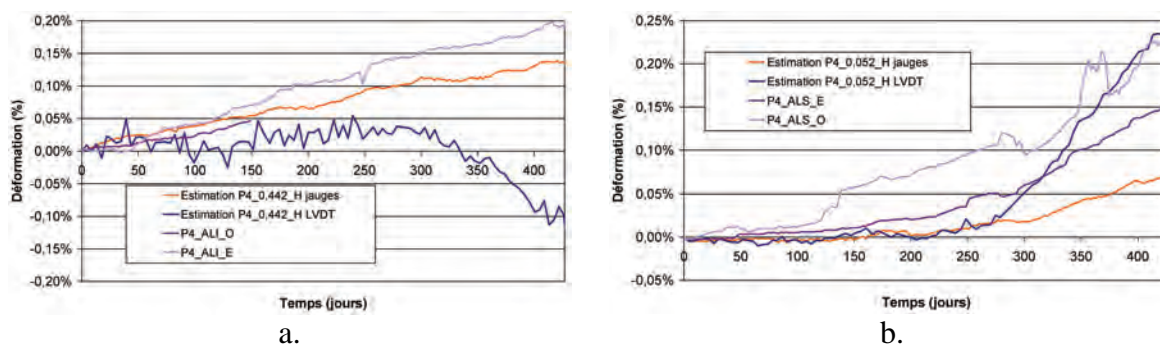


Figure 4-105 : déformation des armatures longitudinales inférieures (ALI – a.) et supérieures (ALS – b.) de la poutre P4 et confrontation aux estimations obtenues à partir des profils de déformations longitudinales

3.1.1.3.4 Mesures de flèches

La Figure 4-106 et la Figure 4-107 représentent respectivement le suivi des flèches des poutres P3 et P4. Dans les deux cas, on observe dans un premier temps une déflexion vers le bas de la structure. Une fois la sollicitation des aciers longitudinaux inférieurs suffisante, on note une inversion progressive de la flèche des structures jusqu'à l'apparition d'une déflexion vers le haut.

La Figure 4-108 compare l'évolution des flèches des poutres P2, P3 et P4. Durant les 100 premiers jours d'exposition, on note des déflexions comparables pour les poutres P2 et P4. En revanche, la poutre P3 développe des flèches significativement plus importantes que la poutre P2 bien qu'elle soit armée. Il apparaît difficile d'avancer une explication précise à ce phénomène. En effet, les poutres ont été fabriquées à l'aide d'un même lot de constituants. Le potentiel de gonflement d'origine chimique est donc a priori comparable. Par ailleurs, le suivi thermique en phase de cure n'a révélé aucun écart entre les deux corps d'épreuve. Leurs matériaux constitutifs respectifs présentent donc un potentiel de gonflement d'origine thermique similaire. Une différence de mise en œuvre des matériaux lors de la fabrication des corps d'épreuve pourrait expliquer en partie ce phénomène : la variabilité des temps de vibration des matériaux à l'aiguille peut induire des variations de porosité d'un corps d'épreuve à l'autre influant sur les cinétiques et les

amplitudes de gonflement. Néanmoins, ceci semble difficilement pouvoir constituer la seule explication aux différences significatives observées. Par ailleurs, la Figure 4-103 met en évidence un retrait en fibre supérieure plus conséquent pour P3 que pour P4 : ceci contribue à l'augmentation de la déflexion de P3. Une porosité plus importante en face supérieure pourrait expliquer ce phénomène.

Par ailleurs, pour P3 et P4, on observe un écart significatif entre la flèche mesurée en face Est (Flèche 3) et en face Ouest (Flèche 8) après environ 200 jours d'exposition. Cet écart croît au cours du temps et est de l'ordre de 1 mm à l'issue des 427 jours de suivi. Une fois de plus, cet écart apparaît difficilement explicable sur la base des résultats dont nous disposons. Les écarts de température au sein de la salle se révèlent trop faibles pour expliquer une différence de cinétique entre les deux faces de la poutre. Par ailleurs, après vérification, la mise en cause d'un écart de condition de conservation hydrique entre les deux faces des corps d'épreuve semble également exclue. En outre, aucune mise en contact des poignées d'appui n'a été observée. Enfin, aucun problème métrologique n'a pu être mis en évidence. Ainsi, dans l'état actuel de nos connaissances, il semble délicat d'avancer une explication précise à ces écarts.

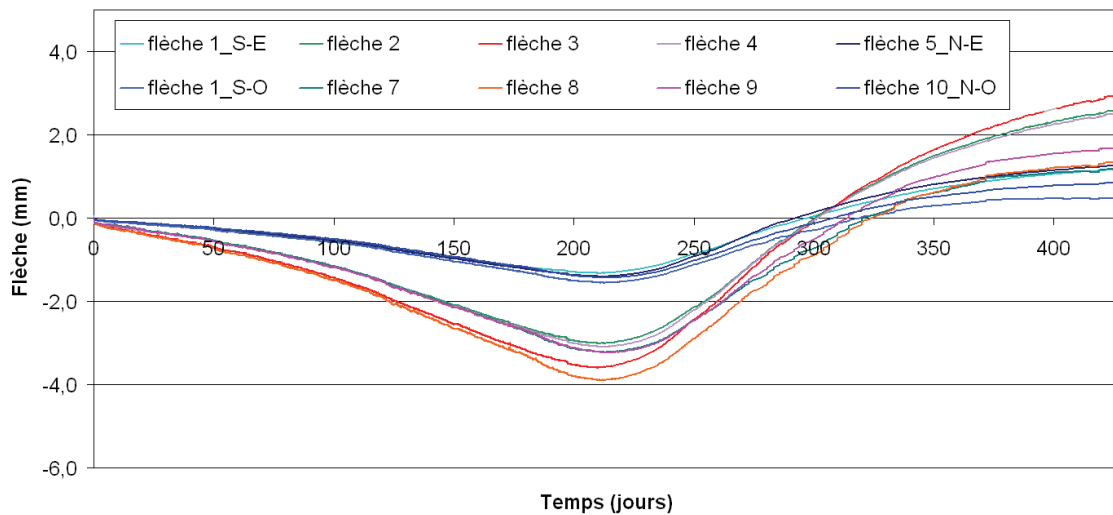


Figure 4-106 : suivi des flèches de la poutre P3

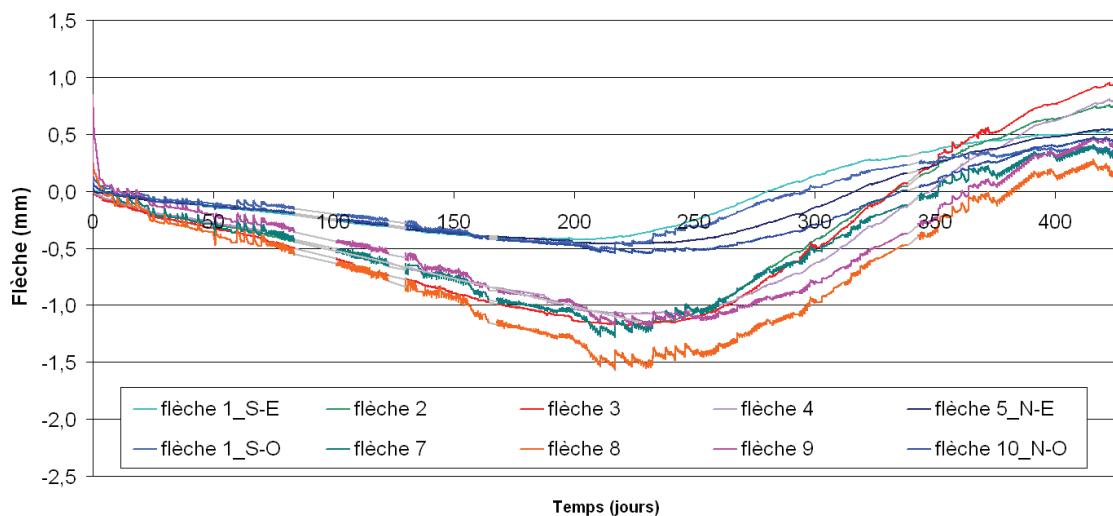


Figure 4-107 : suivi des flèches de la poutre P4

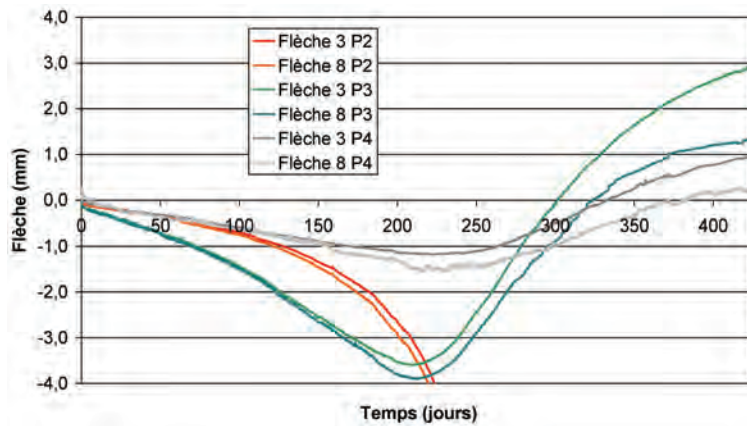


Figure 4-108 : comparaison des flèches des poutres P2, P3 et P4

La Figure 4-109 compare les flèches à mi-portée mesurées et celles calculées à l'aide des déformations longitudinales des poutres P3 et P4 (calcul par intégration de la courbure des sections droites estimée à l'aide de ces deux méthodes de mesure).

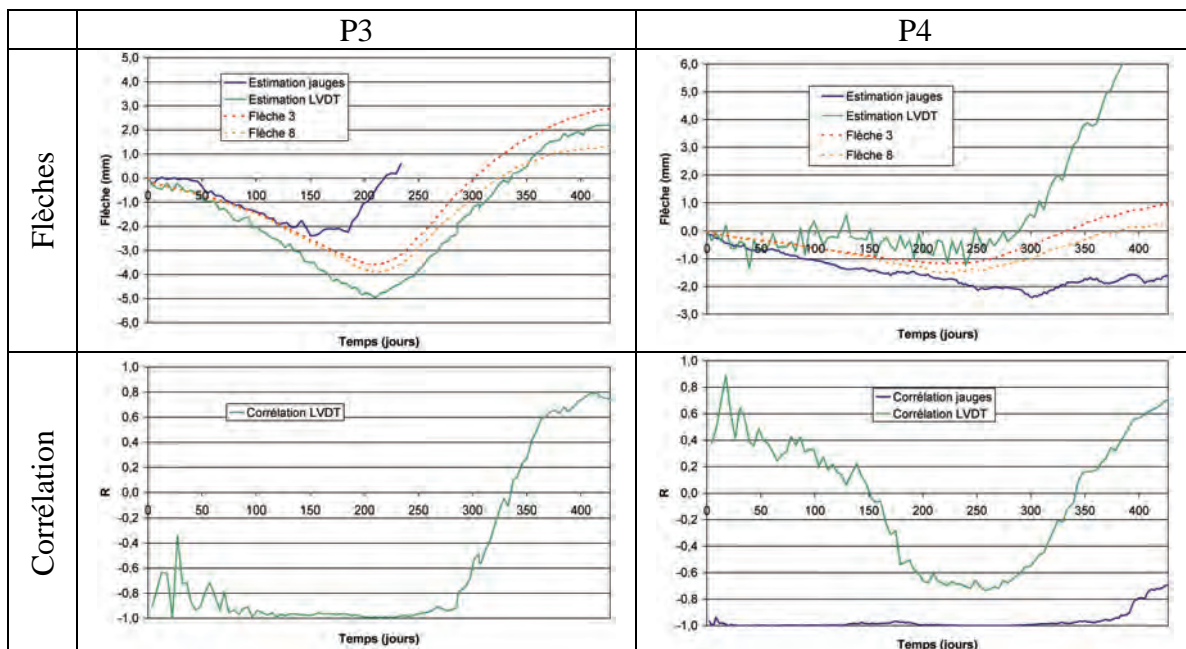


Figure 4-109 : confrontation des flèches à mi-portée mesurées et calculées – poutres P3 et P4

Pour P3, le profil de déformations longitudinales obtenu à l'aide des mesures globales se révèle bien adapté pour retranscrire la déflexion de la structure au cours du temps. On note après 300 jours une inversion du signe du coefficient de corrélation entre déformation et profondeur correspondant au changement de pente du profil de déformation et traduisant le changement de sens de déflexion de la poutre. Le calcul de la flèche à l'aide des mesures locales se révèle beaucoup moins adapté : si durant les 150 premiers jours, l'estimation est conforme, on note au delà de cette échéance une augmentation de la flèche non conforme à la mesure expérimentale. L'utilisation de seulement deux points (par ailleurs relativement proches suivant la hauteur de la poutre) pour établir le profil de déformation peut conduire à une divergence des résultats et ce même pour de faibles biais de la mesure (par exemple, à 200 jours, une variation de la déformation à 0,27 m de 0,1 % à 0,06 % conduit à des estimations de flèche respectivement égales à -1 mm et -4 mm – cet écart de déformation semble pouvoir être expliqué par l'hétérogénéité des gonflements [cf. essais de gonflement libre]).

Pour P4, la corrélation des mesures de déformations globales avec les flèches apparaît médiocre. En particulier, le comportement singulier de la mesure obtenue à l'aide de la voie P4_E_0,47_H conduit à une surestimation de la flèche lors de l'inversion de la direction de déflexion. Néanmoins, aucun élément ne semble permettre d'écarter une des deux mesures. Une bonne linéarité du profil de déformation horizontale est en revanche notée pour les mesures locales. L'intégration de la courbure permet d'obtenir une estimation satisfaisante de la flèche durant 250 jours. Par la suite la dégradation de cette corrélation traduit la perte de linéarité apparente du profil de déformation présenté par la Figure 4-102 et est inhérente à la phase d'inversion du profil de déformation durant laquelle la régression linéaire est plus sensible aux variations des mesures (pente du profil proche de zéro dans ce cas).

Finalement, il apparaît possible de retrouver de manière satisfaisante la flèche des structures par intégration de la courbure des sections obtenue à l'aide de mesures de déformations longitudinales locales et/ou globales. Les hypothèses de validité de la théorie des poutres sont donc vérifiées.

3.1.1.3.5 Profil de déformation horizontale moyen – description du fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres

La Figure 4-110 et la Figure 4-111 représentent respectivement les profils de déformation horizontale moyens pour les poutres P3 et P4 déterminés à l'aide de l'ensemble des mesures réalisées dans cette direction et dont la pertinence a été démontrée au cours de notre analyse. Le Tableau 4-11 et le Tableau 4-12 fournissent quelques valeurs caractéristiques de la courbure et de la déformation longitudinale moyenne au cours du temps. Ils proposent également une quantification de la dispersion des résultats expérimentaux par rapport à ce profil moyen. A la lumière de notre analyse, il est possible de décrire le comportement de ces structures dans la direction longitudinale à l'aide de ces seules données.

Dans les deux cas, la donnée de ces profils permet de retrouver de manière tout à fait satisfaisante la flèche mesurée expérimentalement. Pour P3, on note néanmoins un écart croissant entre les deux approches à partir d'une cinquantaine de jours et ce jusqu'à environ 200 jours avec une valeur maximale d'environ 1 mm. Au delà de cette échéance, l'écart reste stable. Le profil de déformation horizontale moyen traduit le fonctionnement général de la structure consistant en une élévation moyenne de la structure (les profils se déplacent vers la droite du graphe) et une variation de la flèche caractérisée par deux phases (déflexion vers le bas puis vers le haut avec changement du signe de la courbure). La dispersion des données reste modérée et présente une valeur maximale de l'ordre de 0,04 % après 435 jours pour une déformation moyenne de 0,27 %.

En ce qui concerne P4, on note un comportement global similaire. Néanmoins, l'estimation de la flèche par intégration de la courbure apparaît plus « bruitée » que dans les cas précédents, caractérisant ainsi la plus grande dispersion des points expérimentaux par rapport au profil moyen (écart quadratique d'environ 0,07 % pour une déformation longitudinale moyenne de 0,16 % à 435 jours).

La Figure 4-112 compare les déformations longitudinales moyennes des poutres fortement réactives vis-à-vis de la RSI. Logiquement, on note une élévation « finale » d'autant plus importante que le taux de ferrailage est faible. Durant environ 200 jours, les déformations sont comparables pour les trois poutres. Au delà de cette échéance (i.e. au moment où l'effet des armatures se fait ressentir en termes de flèche), l'effet des aciers est mis en évidence.

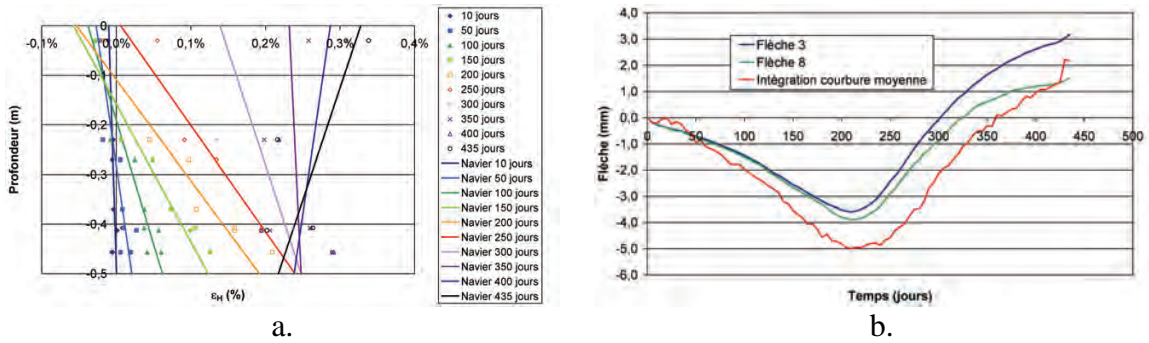


Figure 4-110 : profil de déformation longitudinale moyen (a.) et confrontation aux mesures de flèches (b.) – poutre P3

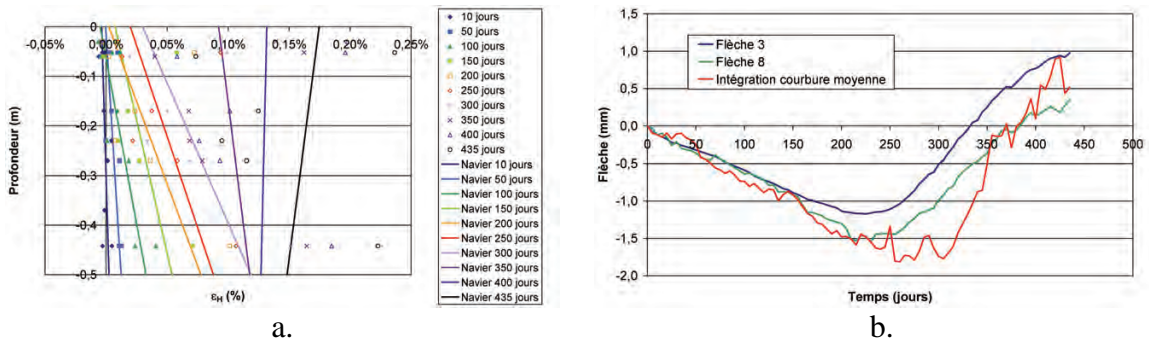


Figure 4-111 : profil de déformation longitudinale moyen (a.) et confrontation aux mesures de flèches (b.) – poutre P4

Tableau 4-11 : évolution de la courbure et de la déformation longitudinale moyenne de la poutre P3

Échéance (j)	Courbure χ	Déformation longitudinale moyenne	Ecart quadratique
10	-2,10E-04	-0,0049%	0,0043%
50	-9,57E-04	-0,0031%	0,0084%
100	-2,00E-03	0,0119%	0,0095%
150	-3,61E-03	0,0330%	0,0143%
200	-4,91E-03	0,0694%	0,0211%
250	-4,67E-03	0,1229%	0,0332%
300	-2,18E-03	0,1934%	0,0394%
350	-3,18E-04	0,2399%	0,0344%
400	9,71E-04	0,2628%	0,0403%
435	2,21E-03	0,2726%	0,0383%

Tableau 4-12 : évolution de la courbure et de la déformation longitudinale moyenne de la poutre P4

Échéance (j)	Courbure χ	Déformation longitudinale moyenne	Ecart quadratique
10	-1,21E-04	-0,0006%	0,0028%
50	-2,54E-04	0,0060%	0,0044%
100	-7,53E-04	0,0139%	0,0078%
150	-9,34E-04	0,0307%	0,0215%
200	-1,51E-03	0,0400%	0,0293%
250	-1,36E-03	0,0539%	0,0305%
300	-1,78E-03	0,0742%	0,0329%
350	-5,09E-04	0,0742%	0,0466%
400	9,61E-05	0,1293%	0,0562%
435	5,25E-04	0,1614%	0,0735%

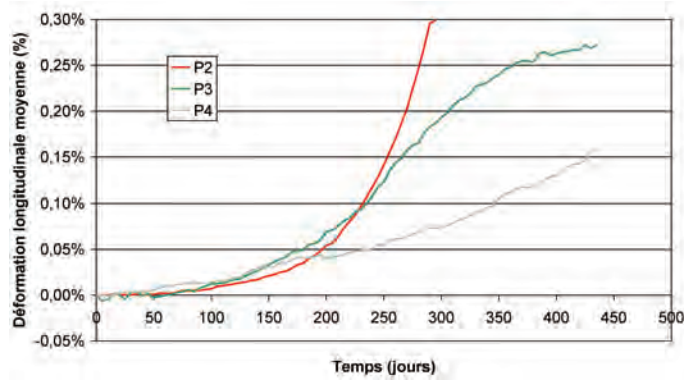


Figure 4-112 : déformations longitudinales moyennes des poutres fortement réactives vis-à-vis de la RSI

3.1.1.4 Description de l'évolution de l'état des corps d'épreuve

La Figure 4-113 illustre l'évolution de la fissuration de la poutre P3. Après environ 200 jours d'exposition (cf. Figure 4-113.a), on observe une fissuration en faïençage de la zone immergée qui s'aggrave par la suite (cf. Figure 4-113.b). La fissuration a tendance à se localiser au droit des zones singulières (au niveau des inserts de fixation par exemple – cf. Figure 4-113.c). Au fur et à mesure de l'inversion de la direction de déflexion, on note l'apparition d'une fissuration transversale en partie supérieure (cf. Figure 4-113.d) après environ 230 jours d'exposition. Au niveau des bouts du corps d'épreuve, en face supérieure, on note également le développement d'une zone de faïençage (cf. Figure 4-113.e).

La Figure 4-114 illustre la fissuration de P4 au cours du temps. De la même façon que pour P3, on note dans un premier temps le développement d'un faïençage et de fissures transversales et longitudinales localisées au niveau des angles de la structure et ne se propageant pas (cf. Figure 4-114.a et b). Par la suite, on note une orientation privilégiée de la fissuration longitudinale au droit des armatures (cf. Figure 4-114.c). Au fur et à mesure du développement des expansions, on note l'apparition de fissuration transversale sur la face supérieure après 330 jours d'exposition (cf. Figure 4-114.d) et à terme le développement d'une zone de faïençage au niveau des bouts (cf. Figure 4-114.e).



a.



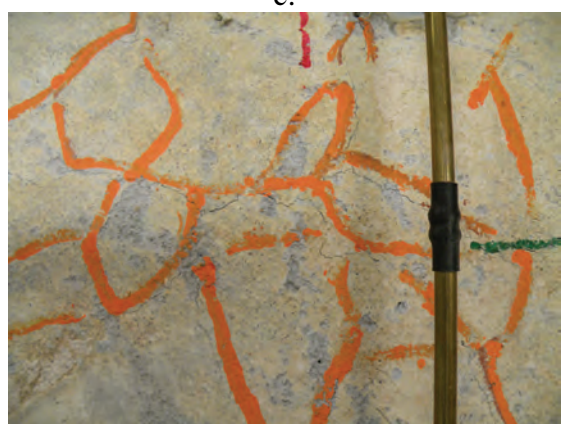
b.



c.



d.



e.

Figure 4-113 : fissuration de la poutre P3
a. faïençage de la zone immergée (200 jours)
b. faïençage de la zone immergée (250 jours)
c. fissuration au niveau des inserts de fixation (250 jours)
d. fissuration transversale en face supérieure (427 jours)
e. faïençage en about de poutre, face supérieure (427 jours)



Figure 4-114 : fissuration de la poutre P4
a. fissuration localisée en zone immergée (160 jours)
b. faïençage en zone immergée (70 jours)
c. orientation longitudinale préférentielle de la fissuration en zone immergée (210 jours)
d. fissuration transversale supérieure (330 jours)
e. faïençage en about – face supérieure (390 jours)

3.1.2 Cas de la poutre armée P6 réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG

3.1.2.1 Déformations dans la direction verticale

La Figure 4-115 représente les suivis dimensionnels locaux dans la direction verticale de la poutre P6. De la même façon que pour les autres poutres, les jauges situées à proximité de la zone immergée ont une durée de vie moindre que celles positionnées dans la partie haute, résultat de l'effet des déformations et de la forte humidité autour de ces capteurs. La dernière mesure de déformation à 0,37 m de profondeur à 230 jours indique une elongation de 0,35 %. Comme pour toutes les poutres, on constate le développement

d'un gradient de gonflement (cf. Figure 4-116). Les faibles gonflements développés à 0,08 m de profondeur sont cohérents avec les hauteurs de remontée du front d'imbibition estimées.

La comparaison des déformations des poutres P5 et P6 (cf. Figure 4-117) indique des gonflements plus importants dans le cas de la poutre non armée, en particulier au jeune âge et en partie haute, résultat opposé de ce qui a pu être mis en évidence pour les poutres atteintes de RSI (cf. section 3.1.1.1). En considérant le profil de déformation verticale comme linéaire, on évalue la déformation moyenne à 0,24 % après 230 jours d'exposition. A ce stade, les cadres d'effort tranchant sont donc plastifiés (cf. Figure 4-96). On évalue ainsi que la contrainte moyenne développée dans le béton est de 2,5 MPa à cette échéance (en réalité, la distribution spatiale de cette contrainte correspond plus probablement à une concentration d'effort au droit du cadre puis à une diffusion spatiale de la contrainte dans l'espace inter-cadre). L'observation d'une déformation plus faible dans le cas de la poutre armée semble donc indiquer que les cadres permettent cette fois-ci de confiner partiellement le gonflement (les jauges sont disposées aux mêmes endroits pour P5 et P6).

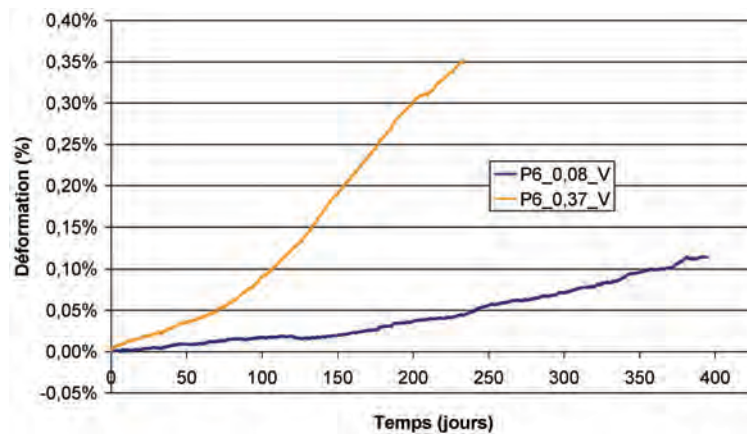


Figure 4-115 : suivi des déformations verticales locales de la poutre armée réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG

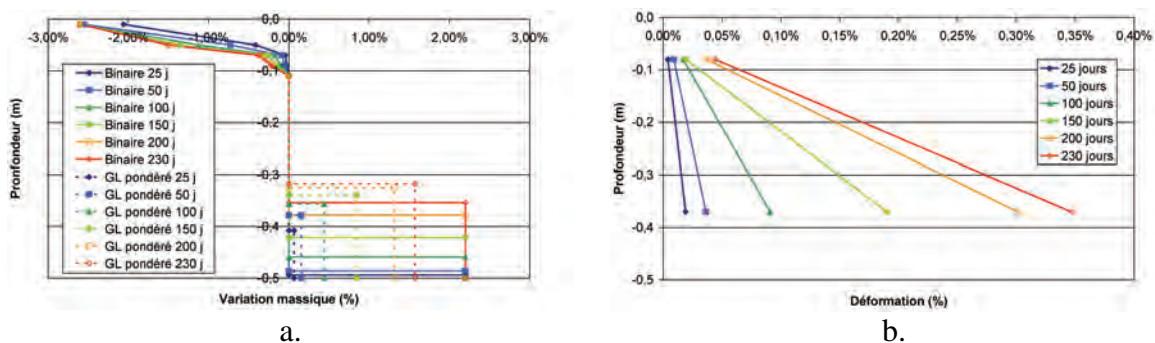


Figure 4-116 : évolution comparée des profils hydriques (a.) et de déformations verticales (b.) de la poutre armée réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG

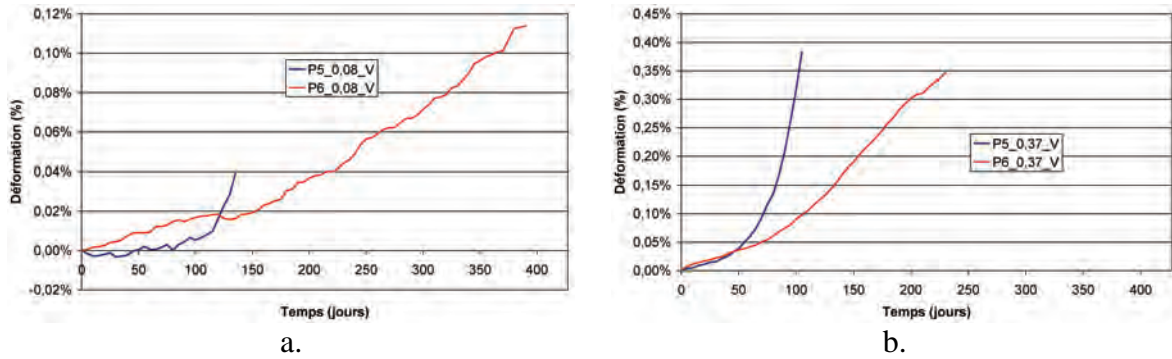


Figure 4-117 : comparaison des déformations verticales locales des poutres atteintes de RSI et de RAG à différentes profondeurs (a. 0,08 m ; b. 0,37 m)

3.1.2.2 Déformations dans la direction transversale

La Figure 4-118 représente le suivi des déformations transversales locales de la poutre P6. On note une défaillance de la jauge P6_0,37_T après 160 jours de suivi (déformation de l'ordre de 0,28 %). La Figure 4-119 confirme le développement d'un gradient de gonflements sévère avec des déformations de l'ordre de 0,5 % à 0,27 m de profondeur après 390 jours de suivi contre seulement 0,1 % à 0,08 m à la même échéance. Ces valeurs d'expansion apparaissent cohérentes vis-à-vis des profondeurs de remontée du front d'imbibition telles qu'elles sont estimées par les modèles des sections 1.4.1.2.3 et 1.4.1.2.4 (néanmoins, on ne mesure pas dans cette direction les déformations chimiques imposées, la partie supérieure de la poutre peu humide empêchant les déformations de la zone expansive). Même si relativement peu de données sont disponibles à une profondeur de 0,37 m, il semble que le profil développé soit fortement non linéaire, appuyant ainsi nos suppositions de progression très rapide du front d'expansion dans le cas d'une poutre atteinte de RSI et de RAG (cf. section 2.3).

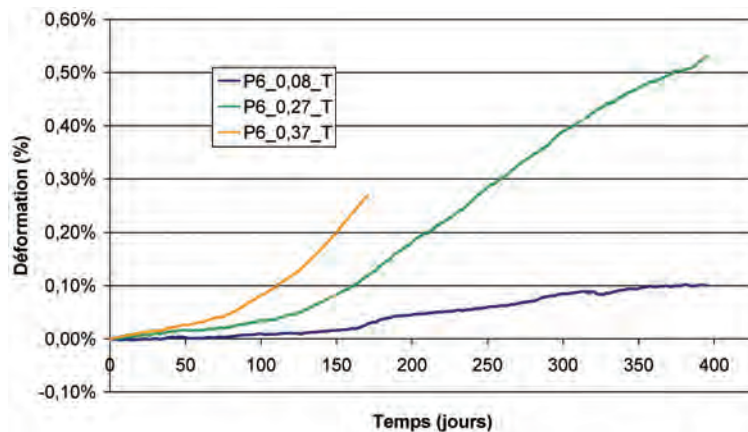


Figure 4-118 : suivi des déformations transversales locales de la poutre armée réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG

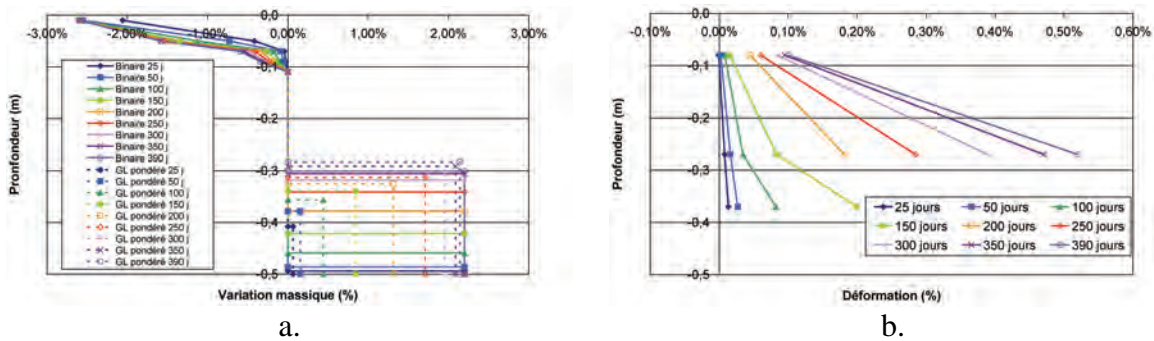


Figure 4-119 : évolution comparée des profils hydriques et de déformations transversales de la poutre armée réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG

La Figure 4-120 compare les déformations des poutres armée et non armée atteintes de RSI et de RAG à différentes profondeurs. Contrairement au cas des poutres uniquement atteintes de RSI (Figure 4-99), on note que les déformations de la poutre armée sont moins importantes que celles de la poutre non armée.

Les mesures de déformations en partie basse indiquent que les cadres sont très probablement plastifiés (déformation supérieure à 0,2 % au delà de 150 jours). La contrainte moyenne correspondante dans le béton est ainsi estimée à 1,25 MPa (cf. section 3.1.1.2). Il semble donc que cette contrainte permette de réduire les expansions dans cette direction.

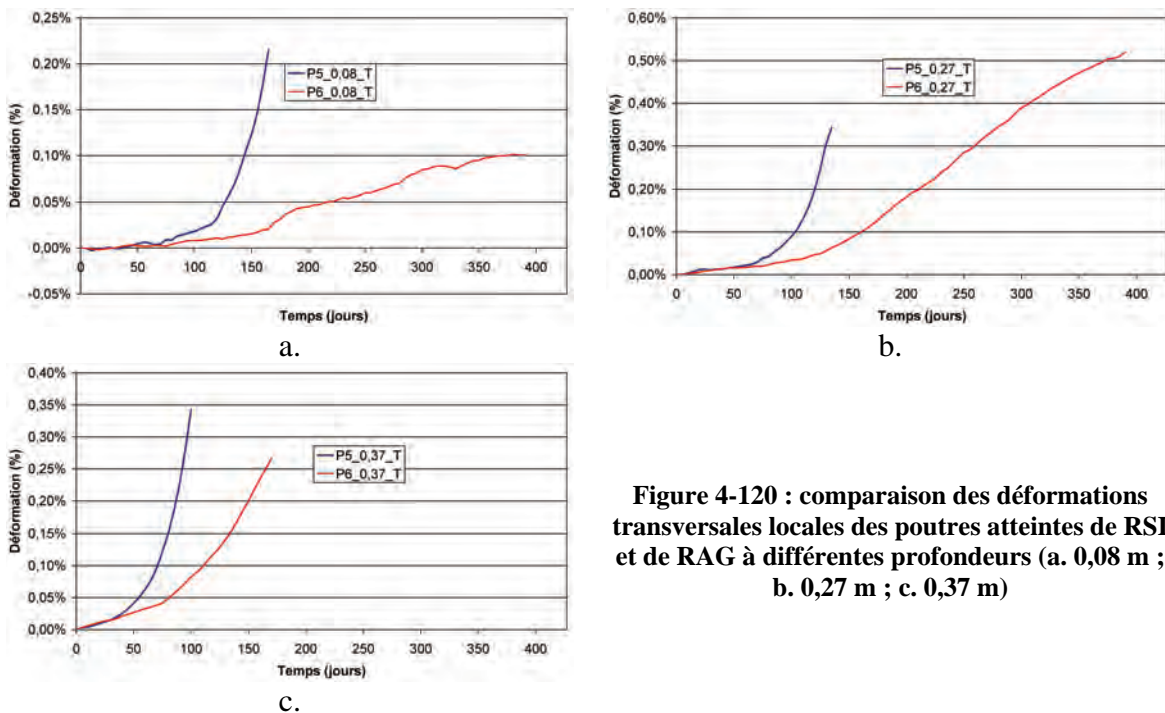


Figure 4-120 : comparaison des déformations transversales locales des poutres atteintes de RSI et de RAG à différentes profondeurs (a. 0,08 m ; b. 0,27 m ; c. 0,37 m)

3.1.2.3 Fonctionnement de la structure dans la direction longitudinale

3.1.2.3.1 Déformations longitudinales locales du béton

La Figure 4-121 représente le suivi des déformations longitudinales locales de la poutre P6. La mesure obtenue à l'aide de la jauge P6_0,17_H met en évidence un comportement singulier : on observe une augmentation très rapide du signal de mesure par

rapport aux autres voies. De plus, de telles variations ne semblent pas cohérentes avec les mesures globales par capteur LVDT (cf. section 3.1.2.3.2). Ainsi, il semble que le signal issu de cette jauge soit erroné. Par la suite, il ne sera pas considéré. Les autres jauges semblent avoir fonctionné de manière satisfaisante.

Comme pour les poutres P3 et P4, on mesure dans un premier temps des déformations d'autant plus importantes que le point considéré est proche de la zone d'imbibition. Par la suite, après 200 à 300 jours d'exposition, on note une inversion de cette tendance. Ce phénomène est une fois encore le fruit de la sollicitation des armatures longitudinales inférieures appliquant par contre-réaction aux gonflements en zone humidifiée un effort de compression dans la partie basse du corps d'éprouve.

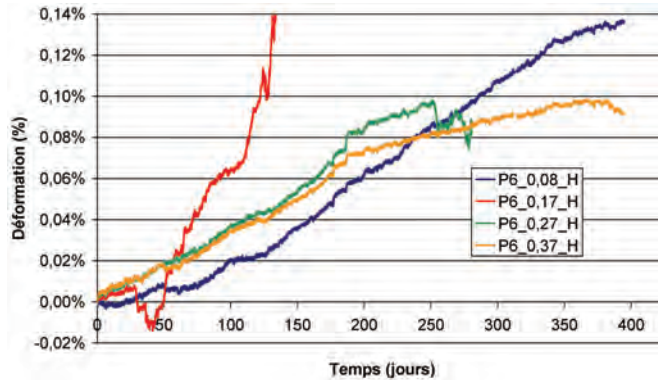


Figure 4-121 : suivi des déformations longitudinales locales de la poutre P6

La Figure 4-122 compare l'évolution des profils hydriques et des profils de déformations horizontales de P6. Comme pour P3 et P4 (cf. Figure 4-102), on constate un changement de signe de la pente du gradient de déformation aux alentours de 240 jours.

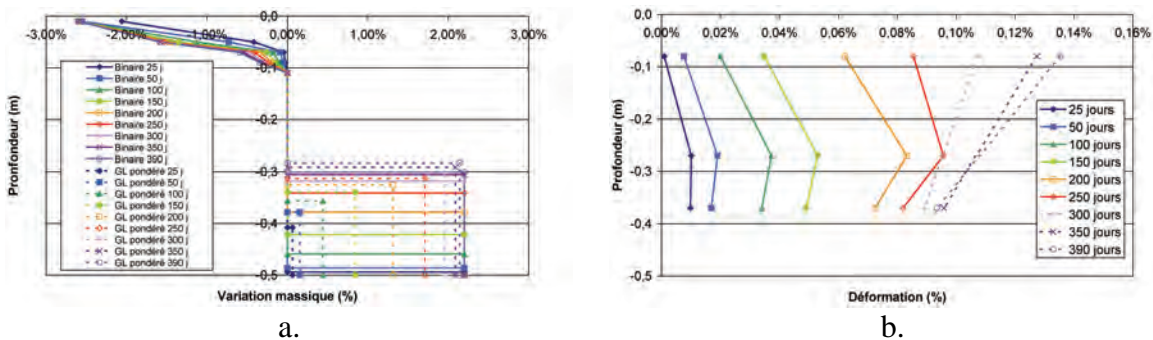


Figure 4-122 : évolution comparée des profils hydriques (a.) et de déformations longitudinales (b.) – poutre P6

La Figure 4-123 compare les déformations longitudinales locales des poutres P5 et P6 à 0,37 m de profondeur, seul point de ces deux structures pour lesquelles on dispose d'un suivi dimensionnel identique en raison des défaillances des systèmes d'instrumentation. A l'image des poutres atteintes de RSI, on constate l'effet réducteur des armatures, la déformation de la structure armée à 0,37 m étant moindre que celle de la structure non armée.

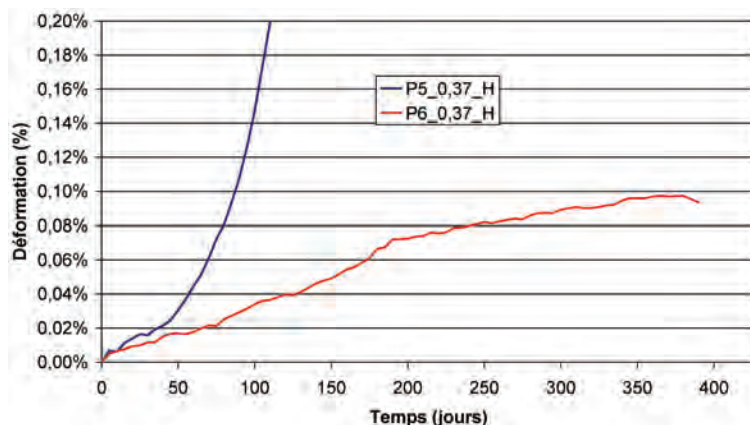


Figure 4-123 : comparaison des déformations longitudinales locales des poutres atteintes de RSI et de RAG à une profondeur de 0,37 m

3.1.2.3.2 Déformations longitudinales globales du béton

La Figure 4-124 représente le suivi des déformations globales dans la direction horizontale de la poutre P6. Comme pour les poutres atteintes de RSI, les moins fortes amplitudes de déformation et les rotations de section plus restreintes de cette structure ont rendu la réalisation de ces mesures plus aisées.

Néanmoins, le signal obtenu à l'aide du capteur LVDT P6_E_0,47_H présente un comportement singulier caractérisé par une croissance de la déformation longitudinale dans un premier temps puis par une décroissance à partir de 300 jours de suivi. Aucune cause physique ou météorologique n'a à ce jour pu être identifiée pour expliquer ce phénomène.

On observe dans un premier temps une élévation de la fibre inférieure associée à une contraction de la fibre supérieure cohérente avec les mesures de déformation locale dans cette direction.

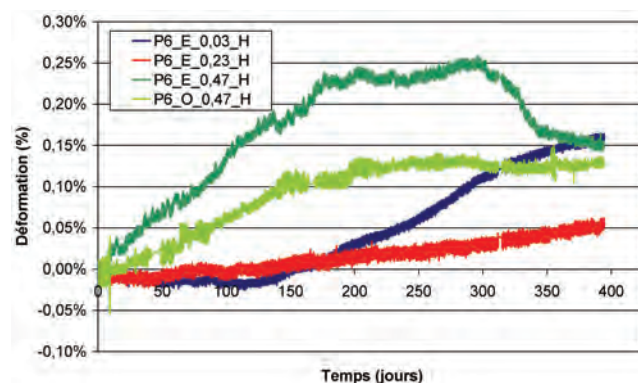


Figure 4-124 : suivi des déformations longitudinales globales de la poutre P6

3.1.2.3.3 Déformations des aciers longitudinaux

La Figure 4-125 représente les déformations des armatures longitudinales supérieures et inférieures de la poutre P6 et les compare aux déformations estimées à des profondeurs identiques à l'aide des mesures de déformation horizontale globale et locale. L'ensemble de ces jauges a fonctionné durant la totalité de la phase d'exposition du corps d'épreuve au moment de la rédaction de ce manuscrit. La jauge P6_ALS_O fait état d'un comportement singulier, caractérisé par une augmentation brusque des expansions après

environ 200 jours de suivi puis par un palier de déformation à partir de 260 jours. Devant l'incohérence de ces données, il est suggéré que ce résultat soit le fruit d'un dysfonctionnement de cette jauge. Ces données ne seront donc pas considérées par la suite.

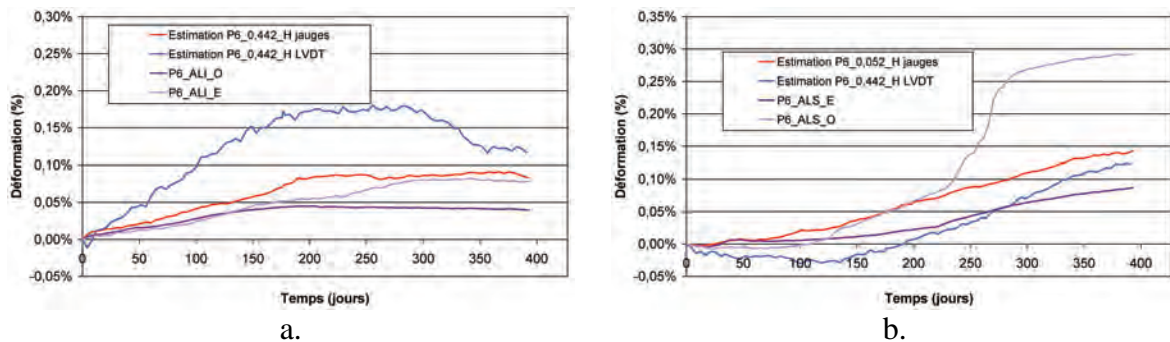


Figure 4-125 : déformation des armatures longitudinales inférieures (ALI – a.) et supérieures (ALS – b.) de la poutre P6 et confrontation aux estimations obtenues à partir des profils de déformations longitudinales

La confrontation des déformations des aciers à celles estimées par le profil de déformation horizontale locale met en évidence la corrélation entre ces deux approches. La similitude des déformations estimées dans les deux cas met ainsi en évidence la validité de l'hypothèse d'adhérence des aciers, la déformation du béton et celle de l'acier à une même profondeur étant similaire. En ce qui concerne l'estimation correspondante à l'aide des mesures de déformation globale, on note une différence plus significative en ce qui concerne les déformations des armatures inférieures. Cet écart est explicable par le comportement particulier de la voie de mesure P6_E_0,47_H mis en évidence en section 3.1.2.3.2. Dans le cadre de l'hypothèse de Navier (les sections droites restent planes) qui semble conserver sa validité, la voie P6_E_0,47_H paraît donc suspecte.

3.1.2.3.4 Mesures de flèches

La Figure 4-126 représente le suivi des flèches de la poutre P6 au cours du temps. Au moment de la rédaction de ce manuscrit, seuls 360 jours de données étaient disponibles. A l'image du comportement des poutres P3 et P4 (cf. Figure 4-106 et Figure 4-107), on constate dans un premier temps une déflexion de la structure vers le bas. Une fois les armatures longitudinales inférieures suffisamment mobilisées par les gonflements imposés, on assiste à une inversion du signe de variation des flèches (correspondant au changement de signe de la pente du gradient de déformation horizontale) aboutissant à une déflexion vers le haut de la structure.

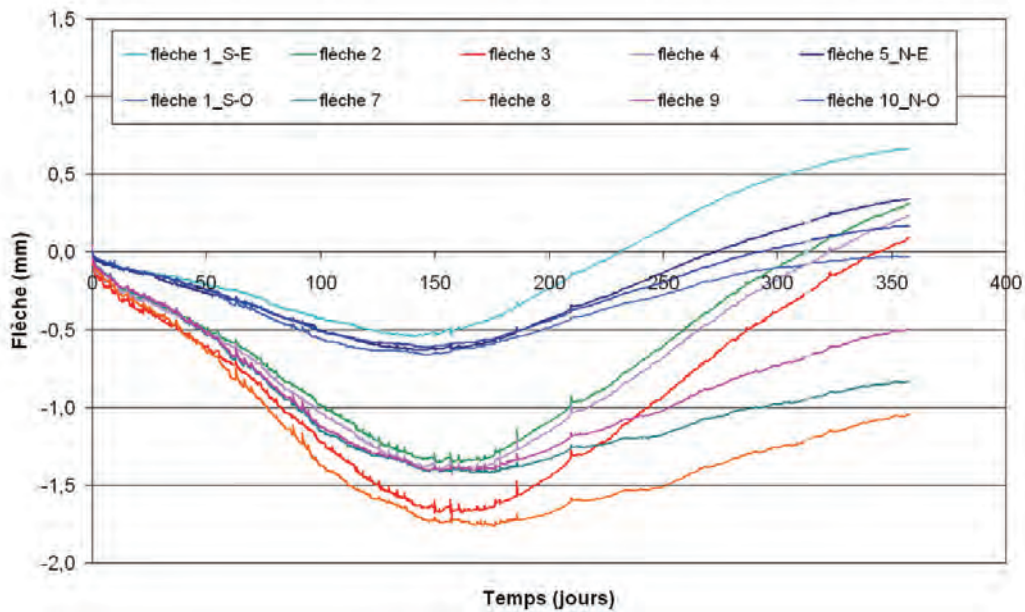


Figure 4-126 : suivi des flèches de la poutre P6

La Figure 4-127 compare l'évolution des flèches des différentes poutres atteintes de RSI couplée ou non à la RAG en fonction de l'importance de leur renforcement par armatures. A l'image des résultats des essais de gonflements libre (cf. Chapitre 3), les poutres P4 et P6 présentent un comportement mécanique global similaire en termes de déflexion, exception faite d'un décalage dans le temps correspondant aux différences de cinétiques d'expansion entre les formules R1 et R2.

Comme pour les corps d'épreuve P3 et P4, on constate au delà de 150 jours d'exposition une divergence des flèches mesurées en faces Est et Ouest de la structure. Une fois encore, aucune explication pertinente n'a pu être avancée au moment de la rédaction de ce mémoire.

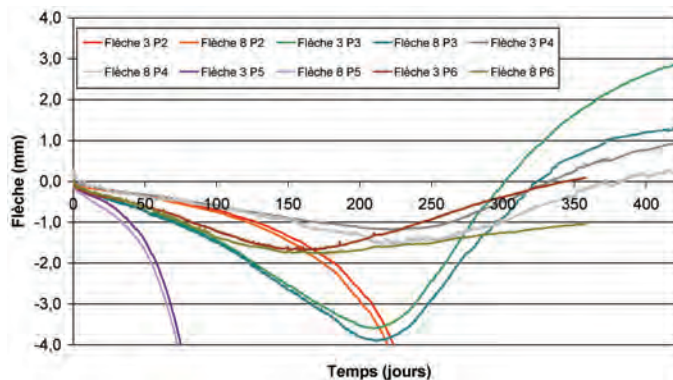


Figure 4-127 : comparaison des flèches des poutres P2 à P6

La comparaison des flèches mesurées à mi-portée et des flèches calculées par intégration de la courbure des sections droites définies par les mesures de déformation locale et globale est donnée par la Figure 4-128. Dans les deux cas, on note que le comportement de flexion global est retrouvé. En revanche, les estimations de flèches paraissent peu satisfaisantes. Ceci souligne la nécessité de considérer ces données dans leur ensemble afin de décrire le fonctionnement structurel de la poutre.

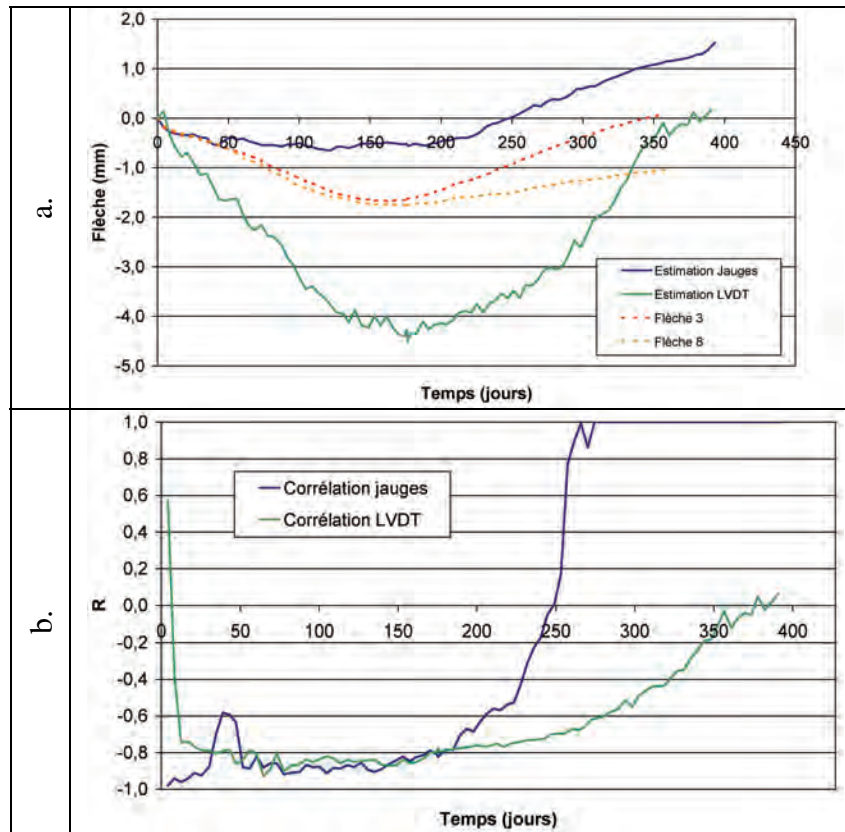


Figure 4-128 : confrontation des flèches à mi-portée mesurées et calculées (a. flèches ; b. coefficients de corrélation) – poutre P6

3.1.2.3.5 Profil de déformation horizontale moyen – description du fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres

La Figure 4-129 représente le profil de déformation horizontale moyen tenant compte de l'ensemble des mesures considérées comme fiables réalisées dans cette direction.

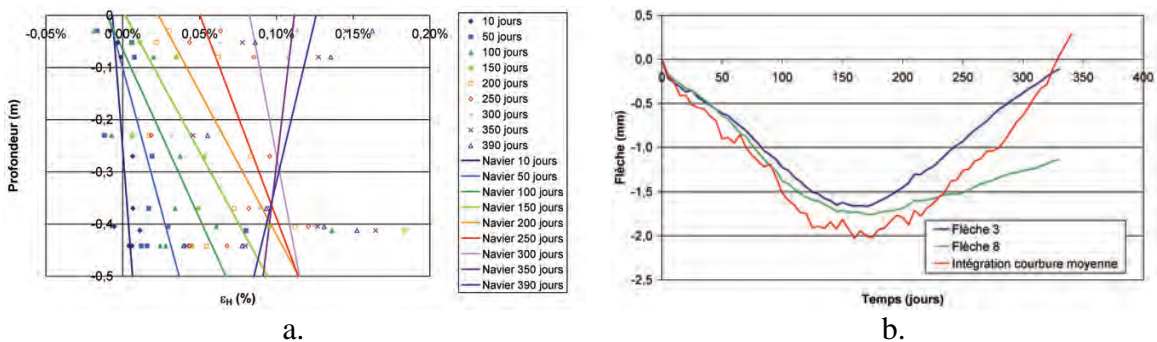


Figure 4-129 : profil de déformation horizontale moyen (a.) et confrontation aux mesures de flèche (b.) – poutre P6

L'intégration de la courbure de ce profil permet de retrouver la flèche mesurée de manière satisfaisante. A l'image des résultats de P4, on note que la courbe de flèche calculée est « bruitée ». Une fois encore, ceci est le résultat de la dispersion des mesures d'autant plus importante que la durée d'exposition est longue (cf. Tableau 4-13 : écart quadratique de l'ordre de 0,04 % pour une déformation moyenne de 0,10 %). Finalement,

la poutre P6 vérifie bien les hypothèses de la théorie des poutres. Son fonctionnement mécanique dans le direction longitudinale peut donc être entièrement décrit par la donnée de ce profil de déformation horizontale moyen.

Tableau 4-13 : évolution de la courbure et de la déformation longitudinale moyenne de la poutre P6

Échéance (j)	Courbure χ	Déformation longitudinale moyenne	Ecart quadratique
10	-2,62E-04	-0,0002%	0,0058%
50	-9,22E-04	0,0136%	0,0206%
100	-1,55E-03	0,0284%	0,0329%
150	-1,85E-03	0,0478%	0,0413%
200	-1,82E-03	0,0689%	0,0526%
250	-1,28E-03	0,0823%	0,0523%
300	-6,49E-04	0,0988%	0,0595%
350	4,05E-04	0,1015%	0,0402%

La Figure 4-130 compare les déformations longitudinales moyennes des poutres P5 (non armée) et P6 (fortement armées). Comme pour les poutres réactives vis-à-vis de la RSI, on note dans un premier temps une évolution similaire des déformations pour les deux corps d'épreuve. Par la suite, la mobilisation des armatures conduit à un élongation bien moins importante de la poutre non armée.

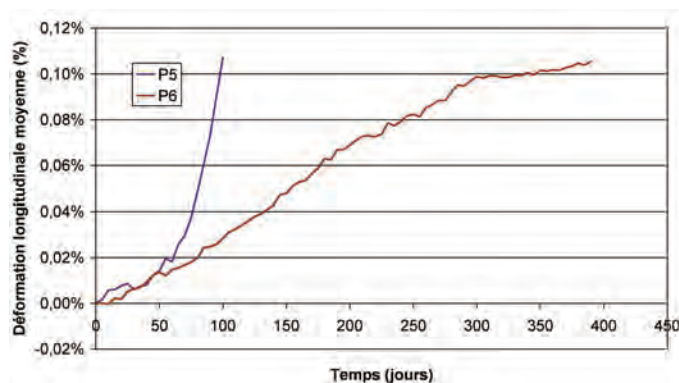


Figure 4-130 : déformation longitudinale moyenne des poutres P5 et P6 – effets des armatures longitudinales

La Figure 4-131 compare les déformations longitudinales moyennes des poutres P4 (réactive vis-à-vis de la RSI) et P6 (réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG) fortement armées. Durant environ 350 jours, on observe une élongation supérieure pour la poutre P6 ce qui est cohérent avec les conclusions relative aux cinétiques d'expansion des formules R1 et R2 (cf. Chapitre 3). En revanche, au delà de cette échéance, il semble que la poutre P4 gonfle plus que la poutre P6 bien que leurs matériaux constitutifs aient des potentiels d'expansion comparables. Ceci semble confirmer nos premières conclusions indiquant un effet de confinement des armatures sur les expansions de la formule R2.

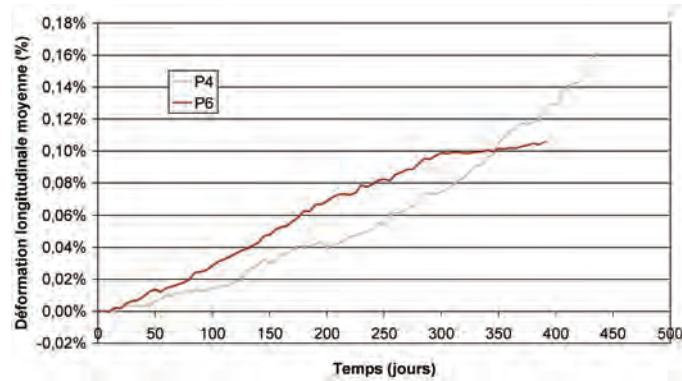


Figure 4-131 : déformation longitudinale moyenne des poutres P4 et P6 – effets de la réactivité du matériau

3.1.2.4 Description de l'évolution de l'état des corps d'épreuve

La Figure 4-132 illustre l'état de fissuration de la poutre P6 au cours du temps. Comme pour P3 et P4, on note dans un premier temps l'apparition de fissures très localisées et d'un faïençage en partie basse après environ 140 jours d'exposition (cf. Figure 4-132.a). Par la suite, la mise en « flexion inverse » de la structure conduit à l'apparition progressive de fissures transversales en partie supérieure à partir de 220 jours d'exposition (cf. Figure 4-132.b) puis à la formation d'un faïençage au niveau des abouts des poutres.

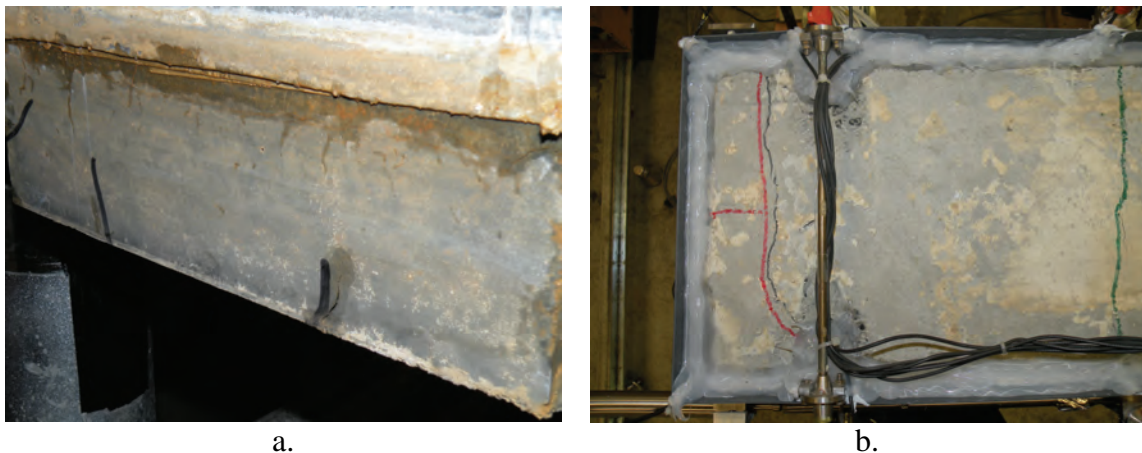


Figure 4-132 : fissuration de la poutre P6
a. apparition de fissuration localisée dans les angles de la structure en zone immergée (140 jours) b. fissuration transversale en face supérieure (427 jours)

3.1.3 Conclusions sur le comportement mécanique expérimental des poutres armées

Cette section a présenté en détail les différents suivis dimensionnels réalisés sur des poutres en béton réactif vis-à-vis de la RSI (couplée ou non à la RAG) et plus ou moins armées. Ces données ont été confrontées afin d'analyser le comportement mécanique de structures atteintes par de tels phénomènes expansifs dans les trois directions de l'espace.

Dans tous les cas, le comportement des structures armées peut être décrit de la façon suivante : après une période de comportement similaire à une poutre non armée caractérisée par une déflexion vers le bas, on assiste à une inversion du profil de

déformation longitudinale imposé par le gradient hydrique sous les effets de la sollicitation des armatures longitudinales inférieures : lors du développement de gonflements, les armatures longitudinales inférieures sont soumises à des sollicitations de traction. Par réaction, un effort de compression s'exerce sur le béton et conduit la structure à se comporter de la même façon que lors d'une mise en précontrainte. Finalement, la direction de déflexion des structures se retrouve inversée, la fibre supérieure des poutres étant tendue en fin de suivi. Les amplitudes de variation des flèches sont d'autant plus importantes que la cage d'armature est souple. Le pourcentage d'armatures longitudinales intervient également comme attendu pour limiter l'expansion moyenne dans cette direction.

La réactivité des matériaux mis en œuvre dans cette étude influe essentiellement sur les cinétiques de déformation à niveau de ferrailage équivalent : ainsi, la poutre P6 (formule R2) développe des flèches équivalentes à la poutre P4 (formule R1) mais plus rapidement. Ce résultat est conforme aux conclusions issues de l'étude présentée au Chapitre 3 ayant permis de caractériser les potentiels et les cinétiques de gonflement des différents matériaux.

Les hypothèses de validité de la théorie des poutres ont été vérifiées pour l'ensemble des corps d'épreuve. Ainsi, il est possible de décrire le fonctionnement longitudinal de ces structures par la donnée d'un profil de déformation horizontale (caractérisable par exemple par sa courbure et la déformation moyenne). De tels profils ont été déterminés et quantifiés dans chaque cas et sont proposés à l'issue de l'analyse des mesures expérimentales. Ils sont regroupés en Annexe 7.

3.2 Analyse mécanique des poutres armées

3.2.1 Principe de modélisation

Le principe de modélisation des poutres armées est tout à fait similaire à celui mis en œuvre pour les corps d'épreuve non armés. Les équations d'équilibre de la section doivent néanmoins être réécrites pour tenir compte des efforts internes repris par les armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = \int_0^h \sigma(z) \cdot b \cdot dz + A \cdot \sigma_{st} + A' \cdot \sigma_{sc} = 0 \\ M = \int_0^h \sigma(z) \cdot z \cdot b \cdot dz + |e| \cdot A \cdot \sigma_{st} + |e'| \cdot A' \cdot \sigma_{sc} = 0 \\ A = \text{section des aciers longitudinaux supérieurs} \\ A' = \text{section des aciers longitudinaux inférieurs} \\ \sigma_{st} = \text{contrainte dans les aciers longitudinaux supérieurs} \\ \sigma_{sc} = \text{contrainte dans les aciers longitudinaux inférieurs} \\ e = \text{position des aciers longitudinaux supérieurs} \\ e' = \text{position des aciers longitudinaux inférieurs} \end{array} \right. \quad (4-34)$$

La résolution de ce système nécessite d'introduire de nouvelles hypothèses. La première consiste à considérer un comportement élastique des aciers, hypothèse probable au moins tant que les expansions restent modérées. Ceci se traduit par la relation (4-35). La seconde suppose une adhérence parfaite entre acier et béton, hypothèse cohérente avec le

fonctionnement mis en évidence expérimentalement. Ainsi, la déformation dans les aciers est donnée par la relation (4-36). Ainsi, le système régissant le fonctionnement de la poutre s'écrit comme indiqué par la relation (4-37).

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (4-35)$$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = E_s \cdot (\varepsilon_0' \cdot e + \varepsilon_0) \\ \sigma_{sc} = E_s \cdot (\varepsilon_0' \cdot e' + \varepsilon_0) \end{cases} \quad (4-36)$$

$$\begin{cases} a \cdot \varepsilon_0' + b \cdot \varepsilon_0 = I_n = \int_0^h \varepsilon_{imp}(z) \cdot dz \\ a' \cdot \varepsilon_0' + b' \cdot \varepsilon_0 = I_m = \int_0^h \varepsilon_{imp}(z) \cdot z \cdot dz \\ a = \frac{h^2}{2} + \frac{n}{b} \cdot (e \cdot A + e' \cdot A') \\ b = h + \frac{n}{b} \cdot (A + A') \\ a' = \frac{h^3}{3} + \frac{n}{b} \cdot (|e| \cdot e \cdot A + |e'| \cdot e' \cdot A') \\ b' = \frac{h^2}{2} + \frac{n}{b} \cdot (|e| \cdot A + |e'| \cdot A') \\ n = \text{coefficient d'équivalence acier - béton} \end{cases} \quad (4-37)$$

Les données de cette section confrontent graphiquement les résultats expérimentaux aux estimations issues des calculs que nous développons. Les incertitudes évaluées pour ces calculs sont représentées sous la forme de barres d'erreur. On trouvera en Annexe 8 le détail des calculs correspondants.

3.2.2 Influence de la donnée d'expansion imposée prise en compte

3.2.2.1 Cas des poutres fortement armées

La méthode de calcul présentée en section 2.6.2 a été appliquée. Dans un premier temps, on considère le modèle n°2. Pour mémoire, ce modèle consiste en :

- l'utilisation du profil hydrique basé sur le comportement hydrique binaire (cinétique de remontée du front d'imbibition sigmoïde et matériau passant instantanément de l'état sain à l'état saturé) ;
- la pondération du potentiel de gonflement libre en eau [considéré comme une donnée « matériau »] par la cinétique d'imbibition pour décrire le comportement expansif des zones humidifiées.

Ce calcul est appliqué aux cas des poutres P4 et P6 toutes deux fortement armées. Dans les deux cas, le calcul conduit à une large surestimation des flèches en fin de suivi (cf. Figure 4-133). On aboutit à des flèches positives respectivement de l'ordre de 19 mm et 15 mm pour P4 et P6 après respectivement 430 jours et 390 jours (flèches évaluées

expérimentalement à environ 1 mm et -0,5 mm). Ce résultat provient de la modélisation d'un effort trop important imposé par les aciers : les sollicitations importantes modélisées par les gonflements imposés en partie basse conduisent à estimer une contre-réaction des armatures inférieures beaucoup trop importantes, aboutissant à ces déflexions. On note d'ailleurs que l'hypothèse de fonctionnement élastique ne serait plus assurée.

A l'image des travaux de (Multon 2004), l'application d'un coefficient réducteur α a été mise en œuvre. En première approximation, ce coefficient a pour objectif de prendre en compte l'effet de déformation empêchée créé par la présence d'armatures longitudinales. Ceci revient à modéliser (de manière grossière) un couplage entre contraintes et gonflement, constant quelle que soit la déformation imposée considérée. Appliquée aussi brutalement, cette hypothèse est excessivement grossière mais permet de tester la pertinence de la prise en compte de tels phénomènes. La prise en compte du coefficient réducteur se fait selon la relation (4-38).

$$\begin{cases} z \in [h + P(t); h] \\ \varepsilon_{\text{imp}}(t) = \alpha \cdot \varepsilon_{\text{GL_immersion}}(\infty) \cdot S(t) \end{cases} \quad (4-38)$$

Les résultats de ces calculs sont donnés par la Figure 4-133. L'application d'un coefficient réducteur de plus en plus faible conduit effectivement à une diminution de la contre-flèche modélisée. Des résultats globalement satisfaisants en termes de flèches sont obtenus pour des coefficients réducteurs respectivement égaux à 0,09 et 0,05 pour P4 et P6. Ceci revient à estimer que les déformations imposées sont réduites de 91 % et 95 % respectivement pour les poutres P4 et P6 ce qui paraît considérable (à comparer aux 75 % établis par [Multon 2004] pour une poutre fortement armée atteinte de RAG). Néanmoins, ces valeurs ne doivent pas être considérées comme des estimations quantitatives de l'effet réducteur des armatures : en effet, les approximations nécessaires à la mise en œuvre de ces calculs (évaluation du profil hydrique, du profil de déformations imposées, mode de prise en compte de l'effet réducteur...) ont été considérables. Néanmoins, ce calcul semble confirmer que cette hypothèse d'effet de réduction des expansions sur les gonflements imposables est valable (et nécessaire) dans le cas d'une poutre fortement armée.

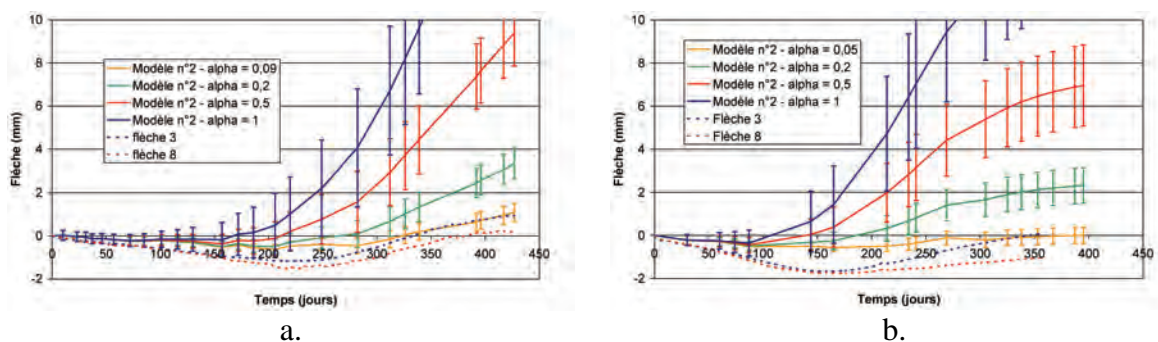


Figure 4-133 : modélisation du comportement mécanique des poutres fortement armées – flèches à mi-portée – influence du coefficient réducteur α (a. poutre P4 ; b. poutre P6)

3.2.2.2 Cas de la poutre faiblement armée

La Figure 4-134 illustre les résultats d'un calcul identique à celui mené en section 3.2.2.1 pour la poutre P3 faiblement armée. Dans ce cas, on note que l'inversion du sens d'évolution de la flèche n'est que très peu retranscrite pour une valeur de α égale à 1 et

disparaît pour les valeurs inférieures. Ainsi, l'application du coefficient réducteur dans ce modèle ne permet pas de retranscrire de manière satisfaisante le comportement expérimental. La contre-réaction des aciers se révèle être insuffisante par rapport aux efforts développés dans le béton et conduit donc à cet écart de la modélisation par rapport aux essais.

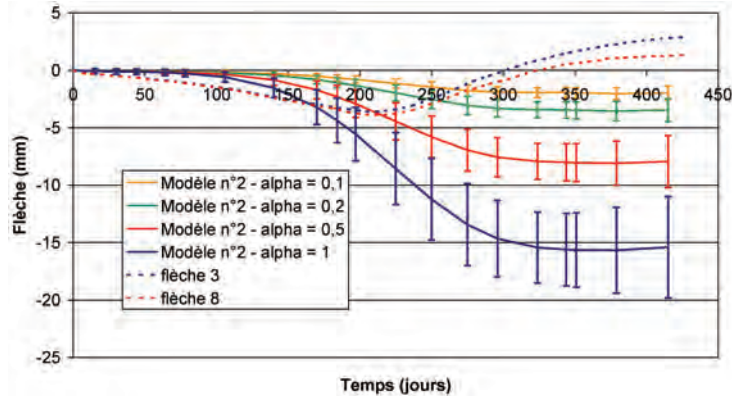


Figure 4-134 : modélisation du comportement mécanique de la poutre faiblement armée – flèches à mi-portée – influence du coefficient réducteur α

3.2.3 Influence de la prise en compte d'une diminution du module d'Young

3.2.3.1 Modélisation

Dans le cas d'une variation du module d'Young telle que celle proposée par la relation (4-31), l'écriture du système (4-37) devient :

$$\begin{cases}
 a \cdot \varepsilon_0' + b \cdot \varepsilon_0 = \frac{I_n'}{E_b} = \frac{1}{E_b} \cdot \int_0^h E(z) \cdot \varepsilon_{imp}(z) \cdot dz \\
 a' \cdot \varepsilon_0' + b' \cdot \varepsilon_0 = \frac{I_m'}{E_b} = \frac{1}{E_b} \cdot \int_0^h E(z) \cdot \varepsilon_{imp}(z) \cdot z \cdot dz \\
 a = \frac{(h + P(t))^2}{2} + \frac{E_{red}}{E_b} \cdot \left(\frac{h^2}{2} - \frac{(h + P(t))^2}{2} \right) + \frac{A}{b} \cdot n \cdot e + \frac{A'}{b} \cdot n' \cdot e' \\
 b = (h + P(t)) + \frac{E_{red}}{E_b} \cdot (-P(t)) + \frac{n}{b} \cdot A + \frac{n'}{b} \cdot A' \\
 a' = \frac{(h + P(t))^3}{3} + \frac{E_{red}}{E_b} \cdot \left(\frac{h^3}{3} - \frac{(h + P(t))^3}{3} \right) + \frac{|e|}{b} \cdot A \cdot n \cdot e + \frac{|e'|}{b} \cdot A' \cdot n' \cdot e' \\
 b' = \frac{(h + P(t))^2}{2} + \frac{E_{red}}{E_b} \cdot \left(\frac{h^2}{2} - \frac{(h + P(t))^2}{2} \right) + \frac{|e|}{b} \cdot A \cdot n + \frac{|e'|}{b} \cdot A' \cdot n' \\
 n = \text{coefficient d'équivalence acier - béton sain} \\
 n' = \text{coefficient d'équivalence acier - béton dégradé}
 \end{cases} \quad (4-39)$$

Le détail des calculs d'incertitude correspondants est fourni en Annexe 8.

3.2.3.2 Cas des poutres fortement armées

La Figure 4-135 compare les estimations obtenues en considérant ou non une réduction du module sous les effets des gonflements (cf. relation (4-30)) ce qui correspond à comparer les modèles 2 et 4 au sens de leur définition à la section 2.6.3.2. Pour ces deux poutres, les écarts entre les deux approches sont faibles : ceci est lié à l'application de faibles expansions dans la zone imbibée (coefficients réducteurs de 0,09 pour P4 et 0,05 pour P6) conduisant à une faible dégradation du module en fin d'exposition (respectivement 7 % et 5% pour P4 et P6).

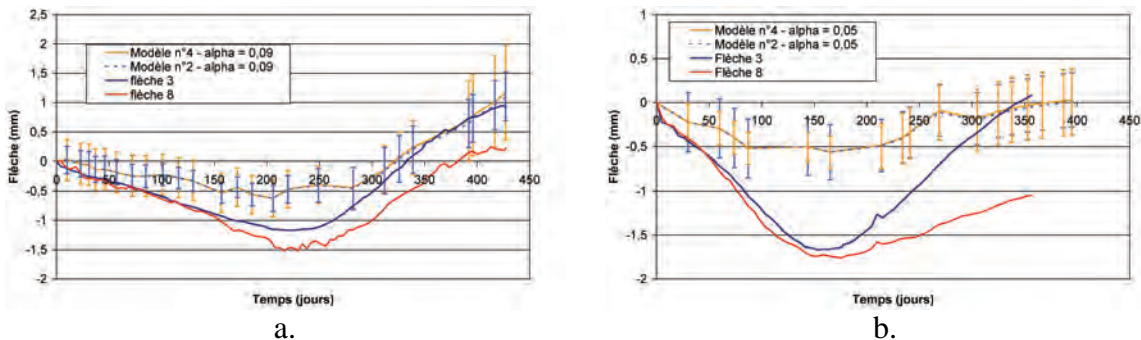


Figure 4-135 : modélisation du comportement mécanique des poutres fortement armées – flèches à mi-portée – influence du module d'Young (a. poutre P4 - $\alpha = 0,09$; b. poutre P6 - $\alpha = 0,05$)

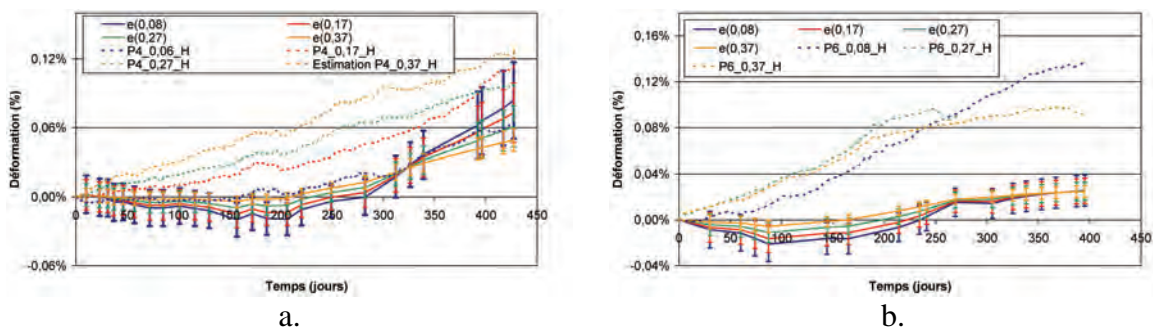


Figure 4-136 : modélisation du comportement mécanique [$e(x)$ = déformation calculée à la profondeur x] des poutres fortement armées – déformations longitudinales – modèle n°4 (a. poutre P4 - $\alpha = 0,09$; b. poutre P6 - $\alpha = 0,05$)

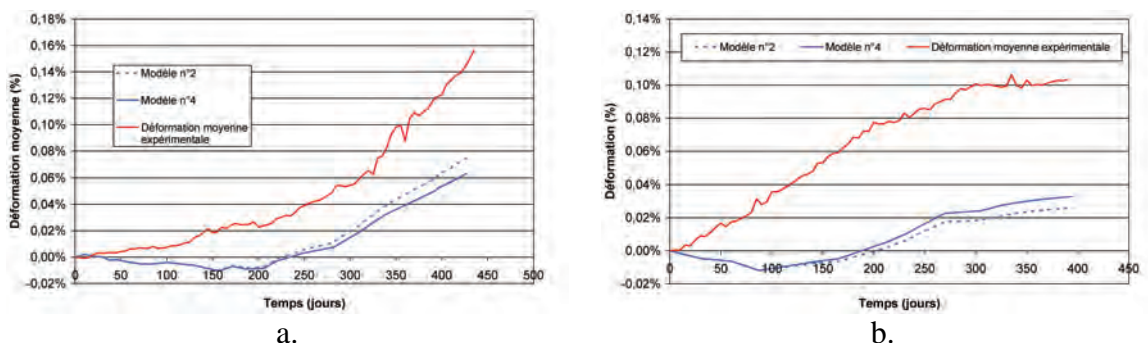


Figure 4-137 : confrontation de la déformation moyenne calculée et expérimentale – modèles n°2 et 4 (a. poutre P4 ; b. poutre P6)

Le calcul des déformations est donné par la Figure 4-136. Pour P4, on observe que le comportement global retranscrit par le modèle correspond qualitativement aux données expérimentales. Toutefois, une comparaison quantitative indique une corrélation médiocre : en particulier, le calcul conduit à l'estimation d'un retrait durant 250 jours

jusqu'à une profondeur de 0,27 m qui n'a pas été noté expérimentalement. La confrontation de la déformation moyenne calculée et mesurée en Figure 4-137 indique que le modèle sous-estime l'élongation de la structure suivant son axe. Ceci peut être expliqué par la sous-estimation de la hauteur de remontée hydrique dans les structures par le modèle de comportement hydrique binaire (cf. section 1.4.1.2.3) : on impose ainsi des déformations sur une partie de la structure trop faible en comparaison à la réalité.

Le cas de la poutre P6 indique une large sous estimation des déformations calculées. Celle-ci est cohérente avec l'estimation des flèches indiquant également un écart significatif entre modèle et expérience. L'augmentation du coefficient α ne permet pas d'améliorer la corrélation entre calcul et expérience, les efforts développés dans ce cas par les aciers inférieurs conduisant à un « retournement » trop important de la structure.

Le calcul des contraintes en fibre supérieure et inférieure d'après la relation (4-24), prenant en compte le coefficient réducteur α et l'hypothèse de dégradation du module d'Young, prédit l'apparition d'une fissuration en face supérieure de P4 après environ 300 jours. Expérimentalement, la fissuration supérieure a été décelée après environ 330 jours d'exposition (cf. Figure 4-138). A l'issue des 427 jours d'exposition, une fissuration en faïençage aux abouts Nord et Sud de la poutre est notée, l'ouverture des fissures transversales étant nettement plus importante. Aucune fissuration transversale n'a été notée en face inférieure, ce qui est cohérent avec le modèle estimant une compression en fibre inférieure.

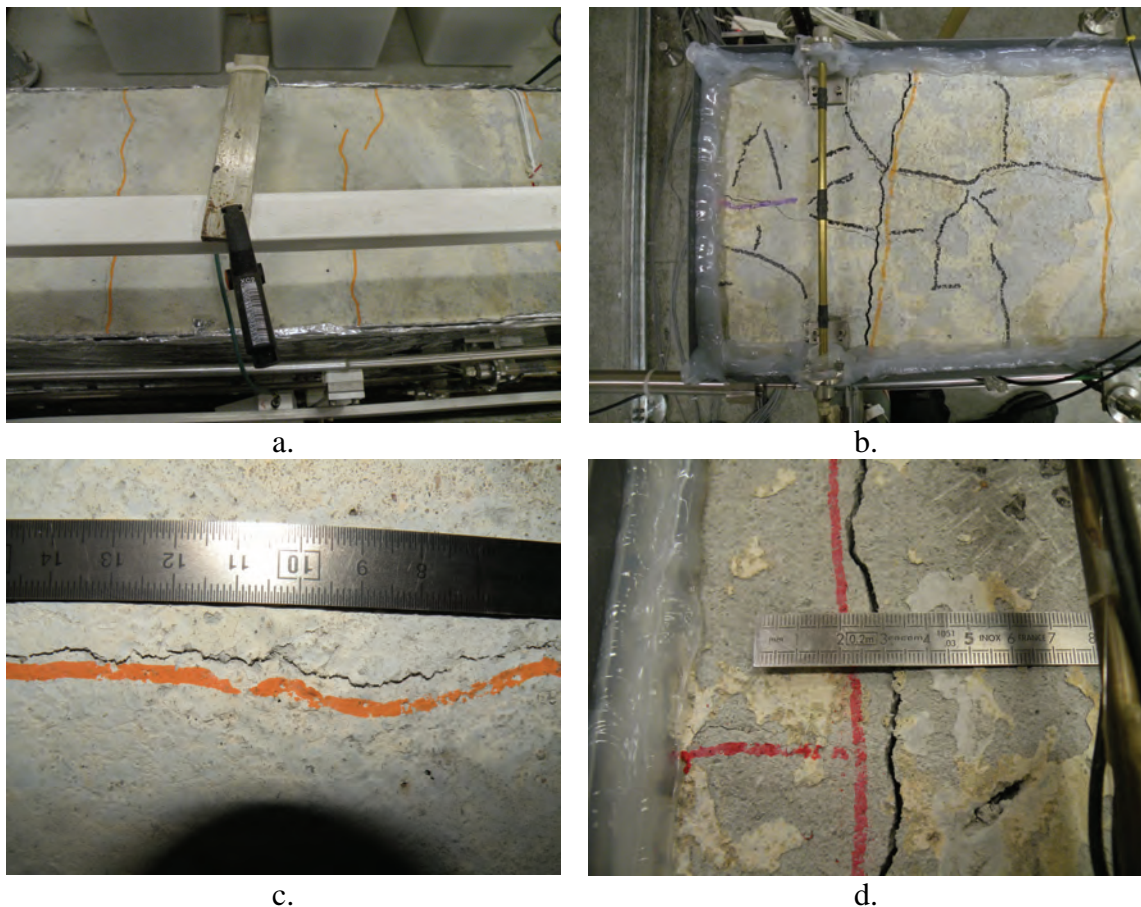


Figure 4-138 : fissuration des poutres fortement armées

a. fissuration transversale de P4 (vue de dessus – 326 j)
c. fissure transversale typique de P4 (427 j)

b. faïençage au niveau de l'about Sud de P4 (427 j)
d. fissure transversale au niveau de l'about Sud de P6 (427 j)

Pour la poutre P6, un comportement similaire du modèle est noté : la fissuration supérieure est prédite après environ 230 jours de suivi ; en face inférieure, aucune fissuration transversale n'est prédite, les contraintes calculées estimant une compression. Expérimentalement, seules des fissures transversales en face supérieure ont été décelées après environ 220 jours d'exposition.

3.2.3.3 Cas de la poutre faiblement armée

La Figure 4-139 compare les résultats des modélisations prenant en compte ou non les variations de module d'Young. A l'inverse des poutres fortement armées, on note que la diminution de rigidité du matériau soumis à une expansion a une forte influence sur l'estimation de la flèche : lors du développement des gonflements, la diminution du module d'Young du matériau imbibé conduit à une moins bonne reprise des efforts. Par conséquent, le « rapport de force » entre les armatures longitudinales et le béton est modifié, autorisant finalement l'inversion de la direction de courbure de la poutre non représentée en l'absence d'une variation de module d'Young.

Dans cet exemple d'application numérique, la réduction des expansions est estimée à 30 % (à comparer avec les 50 % évalués par [Multon 2004] dans le cas d'une poutre atteinte de RAG avec un niveau de ferrailage identique). La chute de module correspondante est évaluée à environ 63 %.

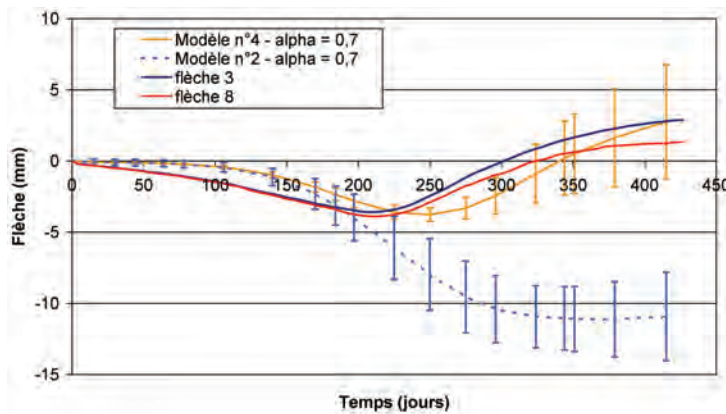


Figure 4-139 : modélisation du comportement mécanique de la poutre faiblement armée – flèches à mi-portée – influence du module d'Young (poutre P3 - $\alpha = 0,7$)

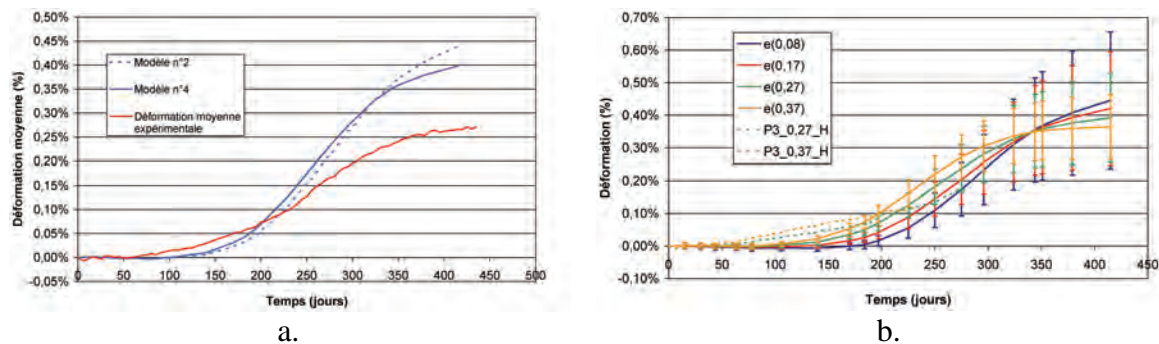


Figure 4-140 : modélisation du comportement mécanique de la poutre faiblement armée – déformations longitudinales – modèle n°4 (poutre P3 - $\alpha = 0,7$) (a. déformation moyenne ; b. déformations locales – $e(x)$ = déformation calculée à la profondeur x)

La Figure 4-140 représente les déformations estimées à partir de la modélisation tenant compte de la diminution du module d'Young sous les effets des expansions. Relativement peu de données sont disponibles dans la direction longitudinale pour la poutre P3. Ainsi, il apparaît délicat de conclure. Néanmoins, les données disponibles semblent indiquer que la reproduction du comportement des poutres par le modèle est qualitativement correcte comme le montre la confrontation du calcul avec la mesure de déformation moyenne. On reproduit globalement de manière correcte l'expérience. L'amplitude des déformations estimées surestime néanmoins les résultats expérimentaux. Un mauvais calage de la cinétique (si on considère que le profil hydrique et le potentiel de gonflement libre sont corrects ce qui ne peut être vérifié à la lumière de nos résultats) pourrait expliquer ces écarts.

Le calcul des contraintes en fibres supérieure (avec prise en compte du coefficient α et de la dégradation du module d'élasticité) prédit l'apparition de fissuration transversale après environ 200 jours. Aucune fissuration transversale n'est prédite en fibre inférieure. Ceci est cohérent avec l'expérience : en face supérieure, la fissuration a été détectée après environ 230 jours (cf. Figure 4-141).

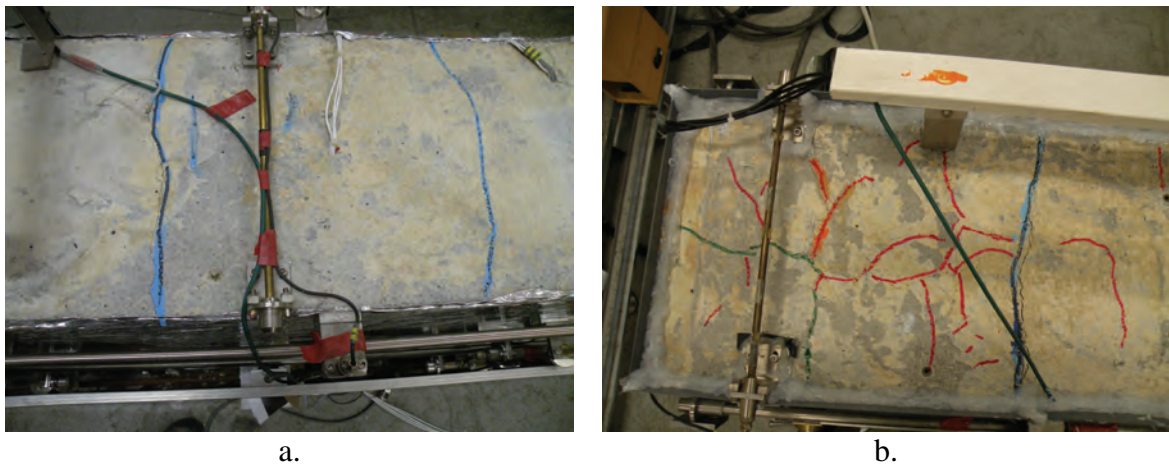


Figure 4-141 : fissuration en face supérieure de P3 (a. 250 jours ; b. fissuration en faïençage à 427 j)

3.2.4 Influence de la modélisation du profil hydrique

3.2.4.1 Cas des poutres fortement armées

La Figure 4-142 compare les résultats issus des modèles n°4 (modèle de comportement hydrique binaire) et n°5 (modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré par la cinétique d'imbibition globale) en termes de flèche. Les estimations de déformation sont données par la Figure 4-143. Le coefficient α est pris égal à la valeur déterminée à l'aide du modèle n°4 pour retranscrire au mieux les résultats expérimentaux. L'utilisation du modèle n°5 conduit à nouveau à une surestimation de la flèche : dans ce cas, la progression plus brutale et rapide du front de remontée hydrique revient à considérer une zone d'expansion plus importante en partie inférieure de la poutre. Par conséquent, les armatures longitudinales inférieures sont plus sollicitées. Leur contre-réaction est donc d'autant plus importante, conduisant ainsi à un accroissement de l'effet de précontrainte chimique dont le résultat est l'augmentation de la flèche estimée.

On notera cependant que la réponse de ce modèle est améliorée en termes de déformation moyenne (cf. Figure 4-144). Ceci met en évidence la nécessité de confronter

les prédictions des calculs non seulement aux déflexions mais également aux déformations globales afin de caractériser entièrement le fonctionnement mécanique simulé des corps d'épreuve.

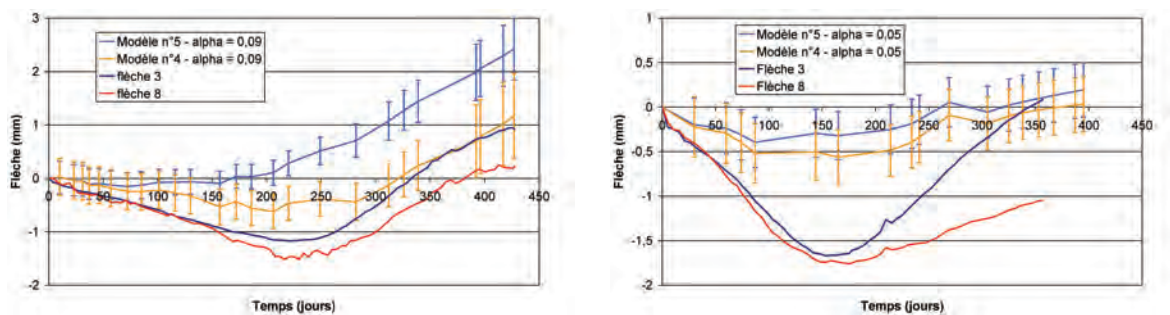


Figure 4-142 : modélisation du comportement mécanique des poutres fortement armées – flèche à mi-portée – influence de la modélisation hydrique (a. poutre P4 - $\alpha = 0,09$; b. poutre P6 - $\alpha = 0,05$)

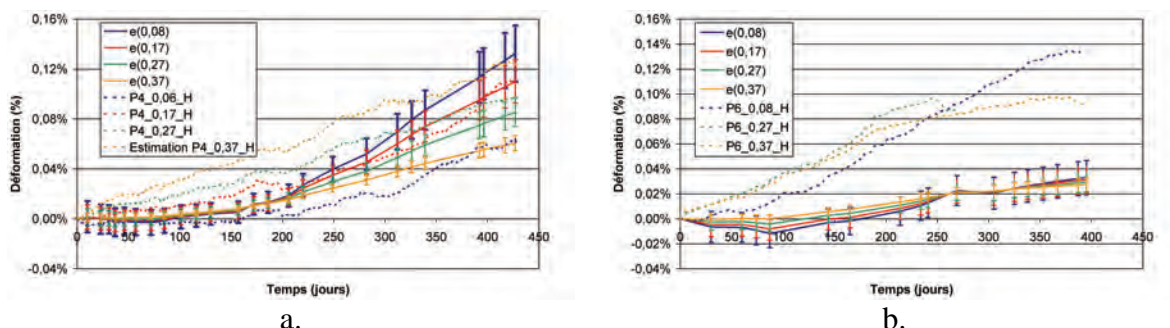


Figure 4-143 : modélisation du comportement mécanique des poutres fortement armées – déformations longitudinales – modèle n°5 (a. poutre P4 - $\alpha = 0,09$; b. poutre P6 - $\alpha = 0,05$)

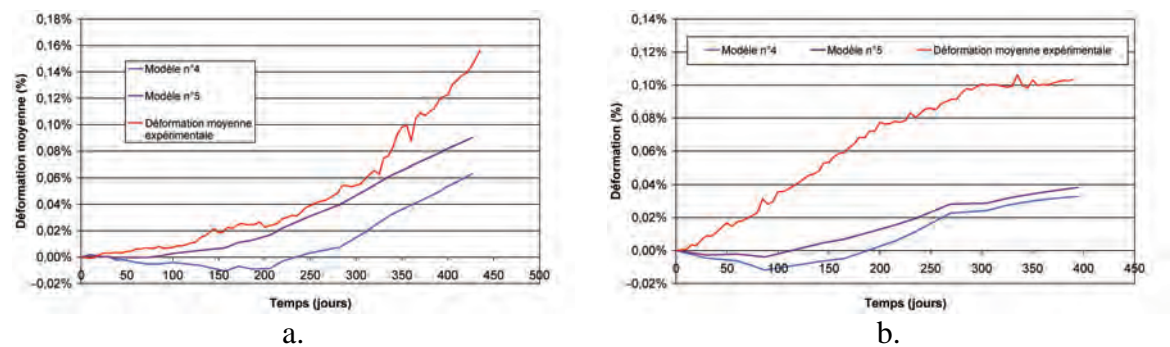


Figure 4-144 : confrontation de la déformation moyenne calculée et expérimentale – modèles n°4 et 5 (a. poutre P4 ; b. poutre P6)

3.2.4.2 Cas de la poutre faiblement armée

La Figure 4-145 compare les estimations de flèche des modèles n°4 et n°5 par rapport à l'expérience. Le coefficient réducteur est maintenu constant et égal à 0,7. L'utilisation du modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré par la cinétique d'imbibition globale de la poutre semble fournir une estimation plus pertinente du comportement de la structure en termes de déflexion. En effet, on note une meilleure corrélation entre les estimations et les données expérimentales durant les 300 premiers

jours, tant en termes de cinétique que d'amplitudes. En fin de suivi, une surestimation des flèches est à nouveau observée pour les mêmes raisons que pour les poutres P4 et P6.

Ainsi, si on considère la méthode d'identification du profil de déformations imposées comme parfaitement juste (ce qui n'est pas le cas dans l'absolu, le profil étant moins « géométrique » et le couplage entre déformations empêchées et gonflement étant plus subtil qu'un simple coefficient réducteur), il semble que le profil hydrique du modèle n°5 soit plus adapté à la description du comportement de la poutre P3 : la pénétration du front d'imbibition se ferait de manière plus rapide et brutale pour ce corps d'épreuve. Ceci pourrait expliquer en partie la différence de comportement mécanique notée entre les structures P2 et P3 : en effet, à la lumière de la composition de ces corps d'épreuve, de leur méthode de fabrication et de leur niveau de ferrailage (nul ou faible respectivement), on s'attendait au développement de flèches moins rapide et moins conséquent dans le cas de la poutre P3, à l'image du couple P2-P4 ou P5-P6, ce qui n'a pas été le cas. Ainsi, une pénétration plus rapide de l'humidité conduirait à développer des expansions de manière plus rapide et donc à déformer plus rapidement la poutre.

L'estimation des déformations horizontales (cf. Figure 4-146) se révèle cependant trop importante par rapport à l'expérience. Il semble donc que le profil de déformation imposé soit erroné. En particulier, l'application d'un coefficient multiplicatif α égal à 0,7 paraît relativement élevé en comparaison de ceux estimés pour les poutres fortement armées (on attendrait une réduction plus importante d'où un α plus faible).

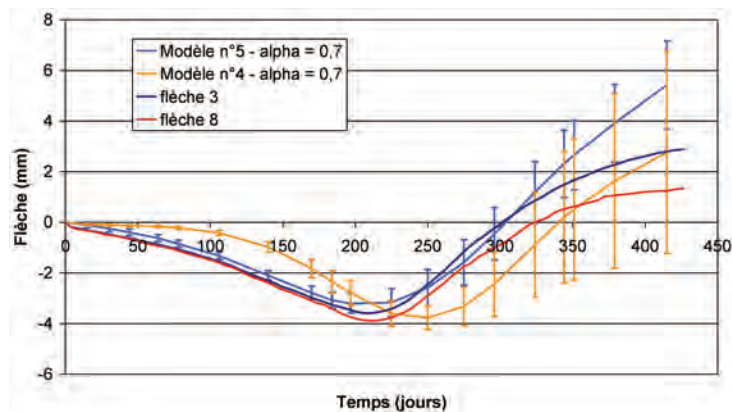


Figure 4-145 : modélisation du comportement mécanique de la poutre faiblement armée – flèches à mi-portée – influence de la modélisation hydrique (poutre P3 - $\alpha = 0,7$)

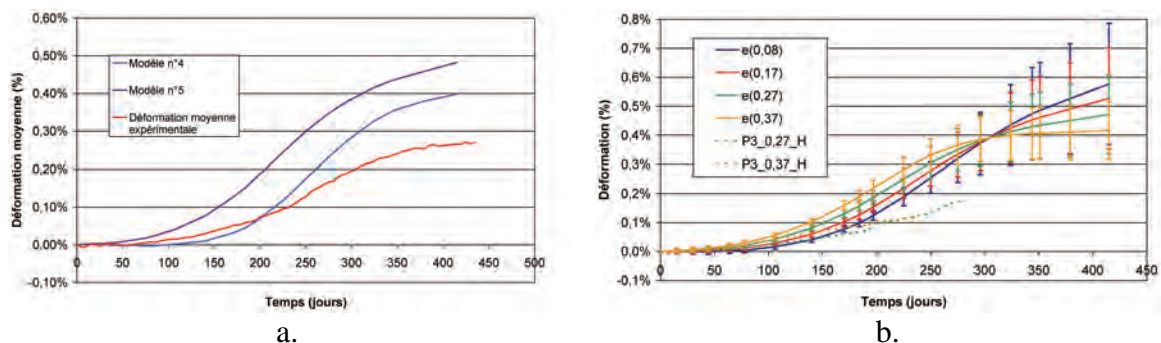


Figure 4-146 : modélisation du comportement mécanique de la poutre faiblement armée – flèches à mi-portée – modèles n°4 et 5 (poutre P3 - $\alpha = 0,7$) (a. déformation moyenne ; b. déformations locales)

3.2.5 Conclusions relatives à la modélisation des poutres armées

Les différentes modélisations mises en œuvre ont eu pour objectif de tester une série d'hypothèses relatives au fonctionnement des poutres armées atteintes de réactions de gonflement interne. Afin de retranscrire correctement l'effet des armatures, il apparaît essentiel de considérer la dégradation du module d'Young sous l'effet des gonflements. La prise en compte « manuelle » de ce phénomène se révèle très rudimentaire et des données expérimentales complémentaires seraient nécessaires pour prendre en compte plus finement cette dégradation des performances mécaniques et établir des lois de couplage précises entre expansion et dégradation des performances mécaniques.

Par ailleurs, l'application du profil de déformations imposées tel qu'il a été défini pour les poutres non armées sans tenir compte du couplage contraintes / déformation chimiques induites s'est révélée inadaptée à la modélisation du comportement des structures armées. En effet, les gonflements importants ainsi développés conduisent à une large surestimation des déflexions en sollicitant de manière trop importante les armatures. Aussi, un coefficient réducteur a été introduit pour prendre en compte de manière grossière le couplage entre l'état de contrainte dû aux déformations empêchées par les armatures et les gonflements chimiques imposés. Ceci a permis d'améliorer considérablement les prédictions en termes de flèche. En revanche, l'estimation des déformations moyennes se révèle en général peu pertinente quantitativement, indiquant ainsi un biais dans la manière dont les efforts sont imposés. En revanche, le comportement global de structure en termes de déformations est reproduit de manière satisfaisante qualitativement.

Enfin, le choix de modélisation du profil hydrique continue à être un paramètre important puisqu'il conditionne la forme du profil de déformations imposées. Ainsi, le modèle de comportement hydrique binaire s'est révélé le plus adapté à la description du comportement des poutres fortement armées. Cependant, la considération du modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré par la cinétique d'imbibition globale de la poutre s'est révélée conduire à une surestimation des déflexions en sollicitant les armatures de manière trop importante ce qui est synonyme d'efforts trop importants en partie basse : la zone imbibée où se développent les expansions est probablement trop importante.

Par ailleurs, le modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré par la cinétique globale d'imbibition de la poutre semble plus adapté à la description du comportement de P3 : la pénétration plus rapide du front d'imbibition dans le corps d'épreuve semble mieux retranscrire le comportement expérimental de cette structure pour des raisons de variabilité des paramètres de transfert hydrique qui restent encore difficiles à élucider. Néanmoins, l'estimation quantitative des déformations se révèle insatisfaisante et met en évidence que des investigations complémentaires et une analyse plus exhaustive des mesures et informations disponibles sont nécessaires pour affiner ces approches.

3.3 Conclusions

Cette section décrit et propose une analyse du fonctionnement mécanique de poutres armées atteintes de réactions de gonflement interne (RSI couplée à la RAG ou non).

L'analyse du fonctionnement de la structure dans la direction longitudinale a révélé des comportements similaires à ceux établis par (*Multon 2004*) mais avec des amplitudes

considérablement plus importantes. Ainsi, l'ensemble des poutres armées présente une déflexion vers le haut à l'issue des 427 jours de suivi de la première phase des essais sur structures (respectivement de l'ordre de 3 mm, 1 mm et ~ 0,5 mm pour P3, P4 et P6). La face supérieure des corps d'épreuve est alors fissurée transversalement. A réactivité constante, les amplitudes de déformation sont évidemment d'autant plus importantes que le renforcement est de plus faible section. A taux de renforcement constant, les amplitudes sont en revanche comparables et on retrouve les effets de cinétique mis en évidence lors de l'étude du potentiel de gonflement des matériaux dans le Chapitre 3.

La comparaison des déformations longitudinales des poutres armées et non armées confirme que les déformations sont réduites par la présence d'armatures. Ceci conduit au développement d'efforts de compression en partie basse (également qualifié de mise en précontrainte chimique [Multon 2004]) des structures et à une inversion de courbure des sections.

Par ailleurs, la confrontation des mesures de déformations longitudinales et des mesures de flèches indique que les hypothèses de validité de la théorie des poutres sont vérifiées. Il est ainsi possible de retrouver (en général avec une précision relativement satisfaisante) la flèche des structures à partir de la courbure des sections. Néanmoins, les difficultés métrologiques rencontrées lors de la réalisation du programme ont parfois rendu délicat l'établissement complet de ces vérifications. Finalement, des profils de déformation horizontale moyens (caractérisés par la déformation longitudinale moyenne et la courbure) sont proposés afin de décrire le fonctionnement de ces poutres dans la direction longitudinale.

Enfin, une analyse du fonctionnement mécanique des structures a été proposée dans le cadre de la théorie de la Résistance des Matériaux. Ainsi, il a pu être mis en évidence la nécessité de prendre en compte les couplages entre déformations empêchées et gonflements imposés, même si cela a été réalisé ici de manière très grossière par l'application d'un coefficient réducteur constant. Par ailleurs, il apparaît nécessaire de tenir compte de la diminution du module d'Young pour la modélisation de tels essais : la dégradation des performances mécaniques conduit en effet à modifier significativement le rapport entre efforts repris par le béton et par les armatures, phénomène permettant de reproduire l'inversion de courbure des sections. L'incertitude sur le profil de teneur en eau et sa représentation simplifiée limite enfin, à ce stade, notre capacité à discriminer quantitativement les différents jeux d'hypothèses considérés. De nombreuses investigations complémentaires se révèlent nécessaires sur ce sujet et doivent permettre d'affiner grandement les premières conclusions proposées dans cette section.

4 Application d'une méthode de re-calcul au cas des poutres non armées

4.1 Introduction

L'ensemble des données expérimentales de ce chapitre a pour objectif de constituer une base de données sur les effets mécaniques de la RSI à l'échelle d'une structure afin de pouvoir tester la validité des méthodes de re-calcul des ouvrages atteints. La présente section propose un exemple d'application du module RGIB (Baghdadi 2008) du code aux éléments finis CESAR-LCPC. L'objectif n'est pas de proposer une étude détaillée de la validité de cet outil numérique mais d'illustrer à l'aide de nos données la méthodologie de re-calcul proposée par (Baghdadi 2008) et de mettre en évidence les points nécessitant un

approfondissement. La mise en œuvre de cette étude numérique permettra également de tester différentes hypothèses émises tout au long de ce chapitre sur les différents couplages pouvant affecter les expansions des structures, en s'affranchissant pour partie des simplifications rendues nécessaires dans le cadre du calcul analytique des sections.

Cette section propose dans un premier temps un exemple de calcul pour la poutre P2 non armée et fortement réactive vis-à-vis de la RSI (R1). Par la suite, des modélisations des poutres P1 (NR) et P5 (R2) sont proposées.

4.2 Description de la méthode de re-calcul

4.2.1 Organisation du calcul

La Figure 4-147 décrit l'architecture de la méthode de re-calcul mise au point par (Baghdadi 2008). Les principales données d'entrée du module de calcul mécanique sont le calcul hydrique (caractérisation de l'évolution du gradient hydrique au sein des poutres dans notre cas), le calcul thermique (température constante dans notre cas) et les caractéristiques de couplage de la RSI avec la température, la teneur en eau et l'état de contraintes (permettant de calculer un potentiel de gonflement d'origine thermique, d'établir les cinétiques et les expansions des gonflements en fonction du degré de saturation en chaque point et de prendre en compte l'anisotropie induite par l'état de contrainte au point considéré). A l'image des modélisations RdM proposées ci-avant, l'ensemble de ces considérations permet de déterminer un champ de déformations imposées, qui intervient comme une sollicitation fictive pour laquelle on calcule la réponse élastique de la structure. Dans tous les calculs présentés, l'effet du poids propre est négligé.

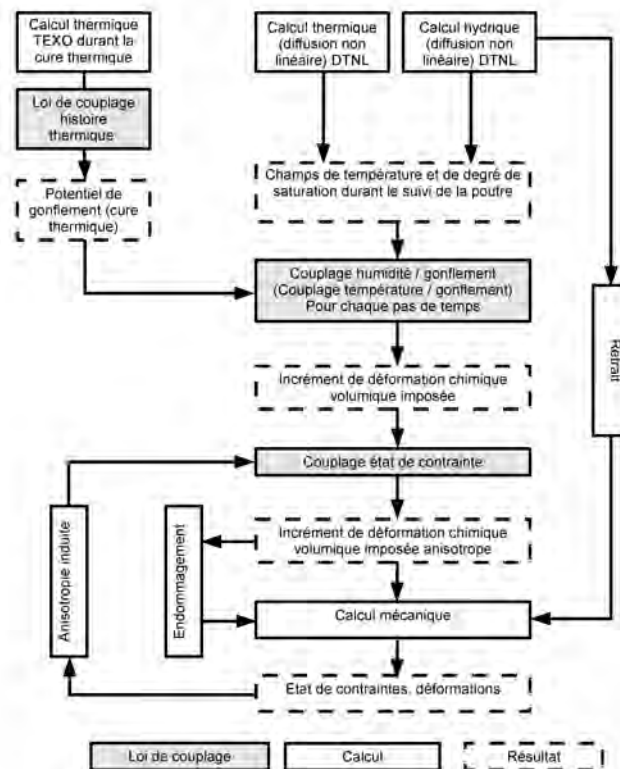


Figure 4-147 : organisation de la méthode de re-calcul développée par (Baghdadi 2008)

4.2.2 Lois mises en œuvre

(*Baghdadi 2008*) propose une description détaillée des différentes lois intégrées au module RGIB de CESAR-LCPC. Cette section décrit les principales lois de couplage qui seront mises en œuvre dans les calculs présentés ci-après.

4.2.2.1 Couplage histoire thermique au jeune âge / potentiel de gonflement

(*Baghdadi 2008*) propose la relation (4-40) pour lier le potentiel d'expansion à l'histoire thermique correspondante. L'écriture de cette loi s'inspire de la loi d'Arrhenius et fait donc intervenir une énergie d'activation E_a caractérisant l'énergie thermique qu'il est nécessaire de fournir au jeune âge pour engendrer un potentiel de gonflement. Cette loi présente un seuil T_0 en dessous duquel on considère que les effets de la température sont négligeables par rapport au risque de RSI. Enfin un coefficient multiplicateur α est mis en œuvre et caractérise l'amplitude de gonflement du béton. α est déterminé expérimentalement dans un essai de gonflement libre où les conditions thermiques sont connues.

$$\varepsilon_{\infty} = \begin{cases} 0 & \text{si } T(t) \leq T_0 \\ \alpha \cdot \int_{T(t) > T_0} \exp\left(-\frac{E_a}{R} \cdot \frac{1}{T(t) - T_0}\right) \cdot dt & \end{cases} \quad (4-40)$$

4.2.2.2 Couplage humidité / gonflement

(*Baghdadi 2008*) a intégré deux modèles de couplage des gonflements avec l'humidité : celui de (*Li et al. 2004*) et un couplage inspiré des travaux de (*Poyet 2003*). C'est ce dernier que nous considérerons par la suite.

Trois fonctions de pondération de l'amplitude, du temps de latence et du temps caractéristique des gonflements sont définies comme indiqué par la relation (4-41). Ces fonctions sont prises en compte suivant la relation (4-42). On remarquera que les expressions relatives au temps de latence et au temps caractéristique ne sont pas définies pour des degrés de saturation inférieurs aux seuils correspondants (division par zéro dans la relation (4-42)). En pratique, il convient de définir des valeurs de seuils de degré de saturation suffisamment basses pour éviter tout problème de calcul en ce qui concerne le temps de latence et le temps caractéristique. Ce point sera traité par la suite lors du calage des paramètres de nos calculs (cf. section 4.3.1).

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{\infty}(S_r) = \left(\frac{\langle S_r - S_r^{\infty} \rangle^+}{1 - S_r^{\infty}} \right)^{m_{\infty}} \\ f_C(S_r) = \left(\frac{\langle S_r - S_r^C \rangle^+}{1 - S_r^C} \right)^{m_C} \\ f_L(S_r) = \left(\frac{\langle S_r - S_r^L \rangle^+}{1 - S_r^L} \right)^{m_L} \end{array} \right. \quad (4-41)$$

S_r = degré de saturation
 $S_r^{\infty,L,C}$ = seuil de degré de saturation
de déclenchement de la réaction
 $m_{\infty,L,C}$ = coefficient de non linéarité de la loi
 $\langle A \rangle^+$ = partie positive de A

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{\infty}(S_r) = f_{\infty}(S_r) \cdot \varepsilon_{\infty}(1) \\ \tau_C(S_r) = \frac{1}{f_C(S_r)} \cdot \tau_C(1) \\ \tau_L(S_r) = \frac{1}{f_L(S_r)} \cdot \tau_L(1) \end{array} \right. \quad (4-42)$$

4.2.2.3 Couplage contraintes / gonflements : anisotropie induite

On qualifie d'anisotropie induite des gonflements l'anisotropie résultant de l'application d'un champ de contrainte et traduisant le report des expansions dans les directions les moins comprimées. Dans ses travaux, (*Baghdadi 2008*) suggère que seules les contraintes déviatoriques ont un effet sur l'anisotropie induite des expansions. Cette conclusion est basée sur les travaux de (*Multon & Toutlemonde 2006*) sur la RAG n'ayant pas mis en évidence d'effet net de la contrainte moyenne sur les expansions.

En revanche, ces auteurs soulignent l'effet marqué de la contrainte déviatorique et introduisent un coefficient d'anisotropie que nous allons définir.

Le gonflement volumique d'un matériau s'écrit comme la somme des gonflements dans les trois directions principales soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{\text{vol}}^{\lambda} = \varepsilon_1^{\lambda} + \varepsilon_2^{\lambda} + \varepsilon_3^{\lambda} \\ \varepsilon_{\text{vol}}^{\lambda} = \text{déformation volumique d'origine chimique} \\ 1,2,3 = \text{directions principales} \end{array} \right. \quad (4-43)$$

On définit la contrainte moyenne comme la moyenne des contraintes principales σ_1 , σ_2 et σ_3 respectivement dans les directions 1, 2 et 3 ($\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$). (*Baghdadi 2008*)

propose d'écrire les déformations chimiques sous contraintes sous la forme suivante (forme vectorielle) :

$$\begin{cases} \underline{\varepsilon}_{SC}^\lambda = \varepsilon_{vol}^\lambda \cdot \underline{b} \\ \underline{b} = \begin{pmatrix} \cos^2 \alpha \cdot \cos^2 \beta \\ \cos^2 \alpha \cdot \sin^2 \beta \\ \sin^2 \alpha \end{pmatrix} \\ \underline{A} = \text{vecteur A} \end{cases} \quad (4-44)$$

(Baghdadi et al. 2007-a) définissent ainsi le coefficient d'anisotropie $2 \cdot \tan^2 \alpha$:

$$\begin{cases} 2 \cdot \tan^2 \alpha = \frac{f_{ct}^2 \cdot (1 - \nu)}{(S_3 - f_{ct})^2} + \nu \\ \tan^2 \beta = \frac{1 + \frac{f_{ct}^2 \cdot (1 - \nu)}{(2 + \nu) \cdot (S_2 - f_{ct})^2}}{1 + \frac{f_{ct}^2 \cdot (1 - \nu)}{(2 + \nu) \cdot (S_1 - f_{ct})^2}} \\ S_i = \sigma_i - \sigma_M = \text{contrainte déviatorique} \\ \sigma_M = \frac{1}{3} \cdot \sum_{i=1}^3 \sigma_i = \text{contrainte moyenne} \\ f_{ct} = \text{résistance en traction} \\ \nu = \text{coefficient de Poisson} \end{cases} \quad (4-45)$$

4.2.2.4 Comportement du matériau vis-à-vis du retrait

(Granger 1996) met en évidence une proportionnalité entre le retrait de dessiccation et l'humidité relative à l'équilibre pour des éprouvettes de dimensions réduites (i.e. ne développant pas ou peu de gradient hydrique) comme l'indique la Figure 4-148.

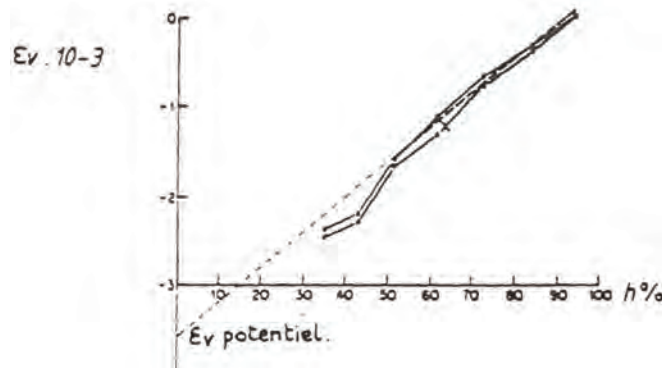


Figure 4-148 : retrait de dessiccation en fonction de l'humidité à l'équilibre pour des éprouvettes très fines (Granger 1996)

Sur la base de ces travaux, (*Baghdadi 2008*) a intégré à RGIB une loi de retrait décrite par la relation (4-46).

$$\begin{cases} \varepsilon_{\text{retrait}} = k_{\text{rd}} \cdot (S_r - S_{r_0}) \\ k_{\text{rd}} = \text{coefficient de contraction hydrique} \\ S_{r_0} = \text{degré de saturation initial} \end{cases} \quad (4-46)$$

4.2.2.5 Endommagement des matériaux sous l'effet des gonflements

Sous l'effet des expansions, les performances mécaniques des matériaux se dégradent comme ont pu le mettre en évidence (*Zhang et al. 2002-a*) ou (*Brunetaud 2005*) par exemple. (*Baghdadi 2008*) lie la diminution du module d'Young dans ces conditions à une variable d'endommagement d suivant la relation (4-47).

$$\begin{cases} E = E_0 \cdot (1 - d) \\ E_0 = \text{module d'Young du matériau sain} \\ d = \text{variable d'endommagement} \\ E = \text{module d'Young dégradé} \end{cases} \quad (4-47)$$

L'évolution de la variable d'endommagement d peut être calculée à partir de suivis de module d'Young lors du développement des expansions, à l'instar de la méthodologie développée par (*Baghdadi 2008*). Une fois la variable d calculée, elle est liée aux expansions à l'aide de la relation (4-48).

$$\begin{cases} d = d_{\text{max}} \cdot \left(1 - e^{-\omega \cdot (\varepsilon_{\infty} \cdot \xi - \varepsilon_0)^+}\right) \\ d_{\text{max}} = \text{endommagement maximal} \\ \omega = \text{pente de l'évolution de l'endommagement} \\ \quad \text{en fonction du gonflement} \\ \varepsilon_0 = \text{seuil d'apparition de l'endommagement} \end{cases} \quad (4-48)$$

4.3 Calculs hydriques – poutre P2

Avant de réaliser le calcul mécanique, il convient d'estimer le champ de degré de saturation au sein de la structure pour chaque pas de temps du calcul (cf. Figure 4-147). Pour cela, on utilise le module de calcul DTNL de diffusion non linéaire du code aux éléments finis CESAR-LCPC. Ce module permet ainsi la résolution de l'équation de diffusion non linéaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} C(Sr) \cdot \frac{\partial Sr}{\partial t} - \text{div}[K(Sr) \cdot \underline{\text{grad}}(Sr)] = 0 \\ C(Sr) = \text{coefficient d'emmagasinement (sans dimension)} \\ K(Sr) = \text{conductivité hydrique (m}^2 \cdot \text{s}^{-1}\text{)} \\ Sr = \text{degré de saturation} \end{array} \right. \quad (4-49)$$

Les paramètres C (coefficient d'emmagasinement) et K (conductivité hydrique) sont dépendants du degré de saturation et confèrent ainsi un caractère non linéaire à ce problème. Il convient donc d'identifier ces caractéristiques spécifiques des matériaux pour estimer un profil hydrique dans les structures le plus réaliste possible.

4.3.1 Calage des paramètres

On se propose de caler les paramètres de transfert hydrique du modèle à l'aide des suivis massiques des éprouvettes R1_H30-I_GL_28. La méthode de calcul du degré de saturation moyen des éprouvettes a été présentée en détail au Chapitre 3.

Une modélisation bidimensionnelle axisymétrique d'une éprouvette 11-22 (transfert hydrique isotrope) a été mise en œuvre pour le calage des paramètres. Dans ce calcul, on considère que toutes les faces sont soumises à un échange hydrique avec une atmosphère de 30 % HR (condition de stockage de nos corps d'épreuve). Afin d'identifier la valeur du degré de saturation imposé par l'atmosphère ambiante dans le calcul DTNL, on utilise la courbe de sorption-désorption identifiée par (*Baroghel-Bouny 1994*) pour un béton ordinaire et utilisée par (*Baghdadi 2008*) (cf. Figure 4-149). Les éprouvettes étant soumises à un séchage, on impose un régime de désorption. Le degré de saturation correspondant est donc de 0,27, condition aux limites considérée dans notre calcul. Le degré de saturation initial est pris égal à 0,89, valeur obtenue expérimentalement. Le coefficient d'échange hydrique est pris égal à $1,55 \cdot 10^{-2}$ m/mois (soit $6 \cdot 10^{-9}$ m/s), valeur proposée par (*Baghdadi 2008*) dans ses modélisations.

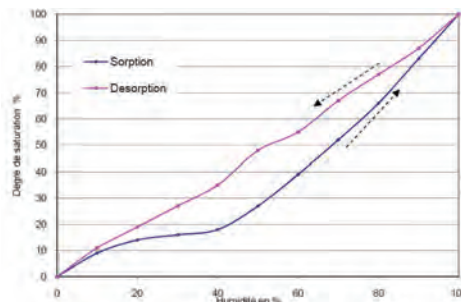


Figure 4-149 : exemple de courbe de sorption-désorption d'un béton ordinaire d'après (*Baroghel-Bouny 1994*)

(*Baghdadi 2008*) introduit la non-linéarité des transferts hydriques par l'intermédiaire des fonctions représentées sur la Figure 4-150. Les ordres de grandeur proposés sont cohérents avec ceux utilisés par (*Ngo 2005*) et (*Seignol et al. 2006*) pour la modélisation de poutres atteintes de RAG. On a conservé la forme globale de ces fonctions tout au long de notre analyse. En revanche, elles ont été pondérées pour retranscrire le comportement hydrique observé expérimentalement.

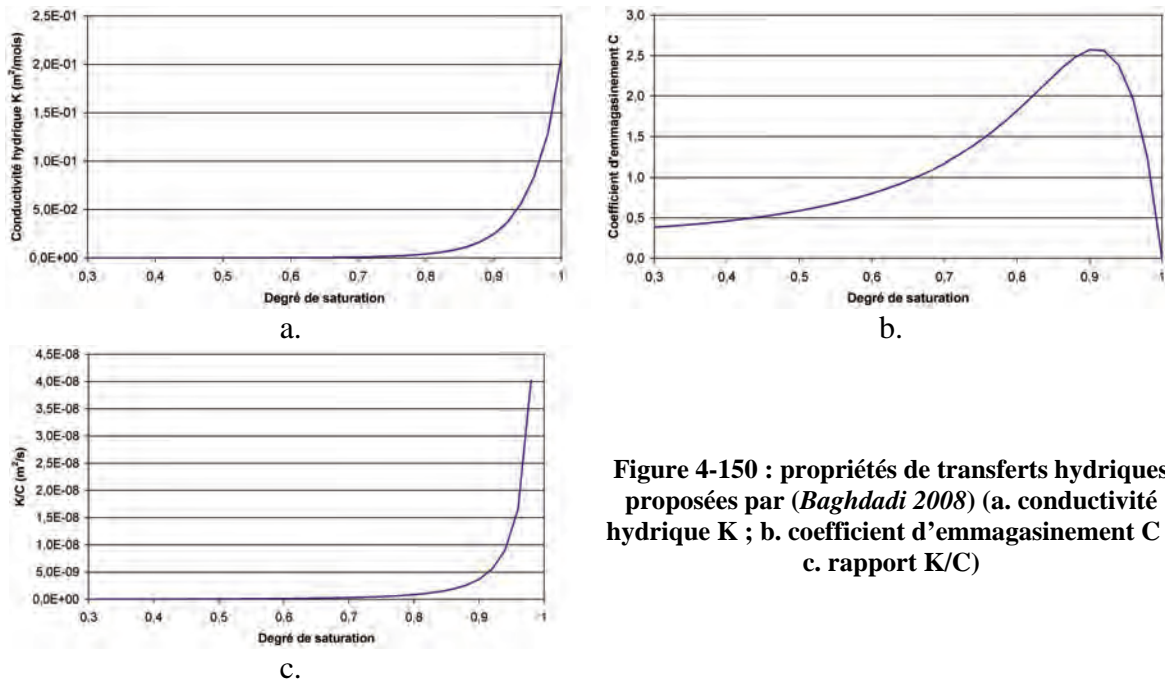


Figure 4-150 : propriétés de transferts hydriques proposées par (Baghdadi 2008) (a. conductivité hydrique K ; b. coefficient d'emmagasinement C ; c. rapport K/C)

La Figure 4-151 confronte les résultats expérimentaux et théoriques pour des coefficients pondérateurs de 0,4 et 0,1 par rapport aux valeurs proposées par (Baghdadi 2008) pour la conductivité hydrique et le coefficient d'emmagasinement respectivement. Les valeurs proposées par cet auteur se veulent représentatives d'un béton ordinaire. Les pondérations que nous avons déterminées illustrent la modification des propriétés de transfert mises en évidence dans le Chapitre 3 pour les bétons soumis à une cure thermique. Elles concordent avec la différence de comportement hydrique en séchage observée entre les bétons de la présente étude et ceux de (Multon 2004).

On note une bonne réponse du calcul de diffusion par rapport aux données expérimentales en termes de degré de saturation moyen de l'éprouvette.

Le calcul du degré de saturation local à partir des profils de masse déterminés au Chapitre 3 est confronté aux valeurs du calcul DTNL sur la Figure 4-151.b. On note que pour des points situés suffisamment profondément dans l'éprouvette, il existe une bonne corrélation entre notre calcul théorique et la modélisation. En revanche, cette corrélation est dégradée pour le point situé au plus près de la surface (distance de 5 mm) : le calcul théorique conduit à une estimation d'un séchage beaucoup plus rapide. Des essais de modélisation ont été effectués en augmentant la valeur du coefficient d'échange afin d'améliorer le transfert hydrique « numérique » en peau de l'éprouvette et ainsi améliorer la corrélation entre les deux estimations. Néanmoins, des augmentations très importantes de ce paramètre n'ont pas permis d'améliorer de manière significative cet écart. Etant donné la bonne estimation des profils de séchage à cœur du matériau, il a été décidé de conserver la valeur du coefficient d'échange proposée par (Baghdadi 2008) dans la suite de notre raisonnement et de négliger cet effet de bord.

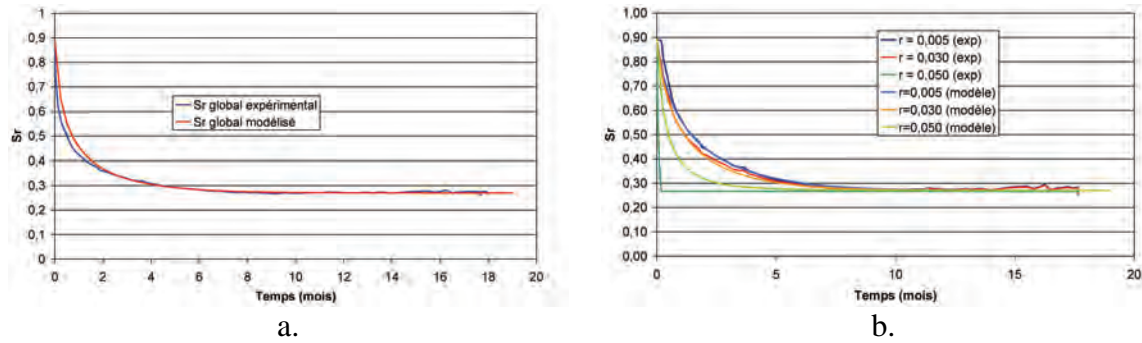


Figure 4-151 : comparaison des degrés de saturation expérimentaux et calculés pour les éprouvettes R1_H30-I_GL_28 (a. degré de saturation moyen ; b. degrés de saturation locaux à 5, 30 et 50 mm de l'axe du cylindre)

4.3.2 Premier calcul hydrique

On réalise une modélisation tridimensionnelle de la poutre P1. Seule une demi poutre est modélisée pour minimiser le temps de calcul (condition de symétrie appliquée sur la section médiane à l'aide d'une condition d'échange nulle). La Figure 4-152 représente le maillage de la structure à l'aide d'éléments parallélépipédique à huit nœuds (au total, 9005 nœuds et 2400 éléments). La face supérieure a été définie comme une surface d'échange (coefficient d'échange égal à $1,55 \cdot 10^{-2}$ m/mois), le degré de saturation imposé par l'atmosphère extérieure étant égal à 0,27 (cf. section 4.3.1). Les 7 cm inférieurs de la structure constituent également une surface d'échange avec un degré de saturation égal à 1 (partie immergée de la structure). Le reste des faces de la poutre est défini par un échange hydrique nul (faces recouvertes d'un scellement hydrique). Les propriétés de transfert des matériaux sont celles déterminées en section 4.3.1. Le degré de saturation initial est pris égal à 0,89 et correspond à la moyenne de nos mesures expérimentales réalisées sur éprouvettes en début de programme (cf. Chapitre 3). Le Tableau 4-14 synthétise les paramètres considérés dans ce calcul hydrique.

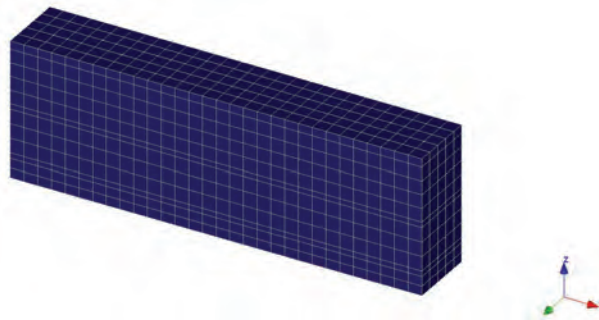


Figure 4-152 : maillage de la demi poutre ($l \cdot h \cdot L = 0,25 \cdot 0,50 \cdot 1,5 \text{ m}^3$)

Tableau 4-14 : synthèse des paramètres pris en compte pour le calcul hydrique n°1

Paramètres	Valeurs
Coefficient d'échange (m/mois)	$1,55 \cdot 10^{-2}$
Degré de saturation en face supérieure	0,27
Degré de saturation en face inférieure	1,00
Degré de saturation initial	0,89
Coefficient pondérateur pour K	0,4
Coefficient pondérateur pour C	0,1

La Figure 4-153 représente le profil hydrique calculé à différents pas de temps d'une part et confronte les variations de masse globale calculées à celles mesurées lors des pesées successives des poutres. On observe que le profil évalué conduit à l'estimation d'un séchage important en partie haute. En revanche, la modélisation de l'imbibition en partie basse ne permet pas de saturer le matériau puisqu'on atteint assez rapidement un état stationnaire pour lequel le degré de saturation maximal est égal à 0,92. Par ailleurs, les variations de masse globale calculées conduisent à une évaluation de perte de masses bien supérieures à celles développées dans la réalité (cf. Figure 4-153.b). Ainsi, l'application de ces conditions d'échange et de ces propriétés de transfert calées sur les données expérimentales correspondant à un cas de séchage conduit à l'évaluation d'un profil hydrique qui apparaît peu probable étant donné les conditions expérimentales considérées. Néanmoins, le jeu de données choisi ici apparaît comme étant le plus réaliste pour un modélisateur ne disposant que de peu de données expérimentales : en particulier, aucun artifice n'a été mis en œuvre pour tenter d'ajuster les données du modèle à la réalité expérimentale. Pour cette raison, nous continuerons à considérer ce calcul hydrique dans la suite de notre raisonnement.

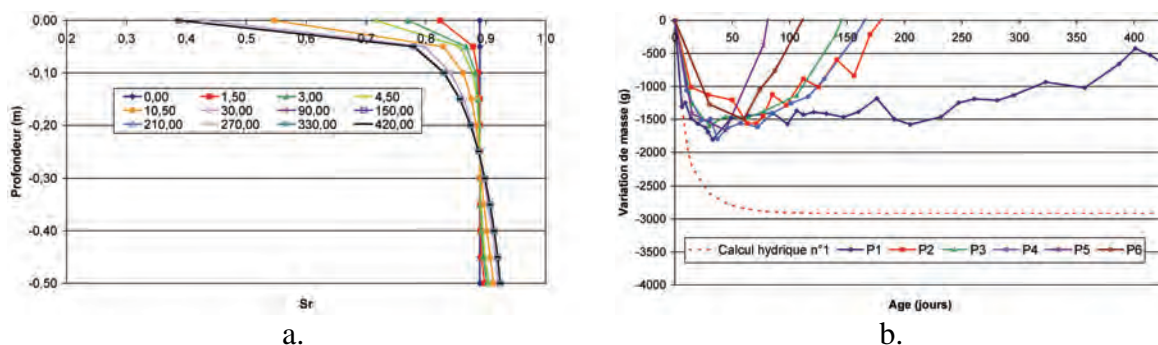


Figure 4-153 : résultats du calcul hydrique n°1 – poutre P2 (a. profil de degré de saturation à différentes échéances ; b. variations massiques globales correspondantes)

4.3.3 Second calcul hydrique

Afin de tenter d'améliorer la représentation du profil hydrique obtenu en section 4.3.2, cette section propose des ajustements permettant notamment d'améliorer le résultat numérique en ce qui concerne l'imbibition de la partie basse de la structure. Le modèle présenté dans cette section est identique à celui de la section 4.3.2, exception faite des coefficients pondérateurs de la conductivité hydrique et du coefficient d'emmagasinement. Le maillage est subdivisé en plusieurs groupes de mailles suivant la Figure 4-154. Le Tableau 4-15 synthétise les paramètres considérés dans ce second calcul hydrique.

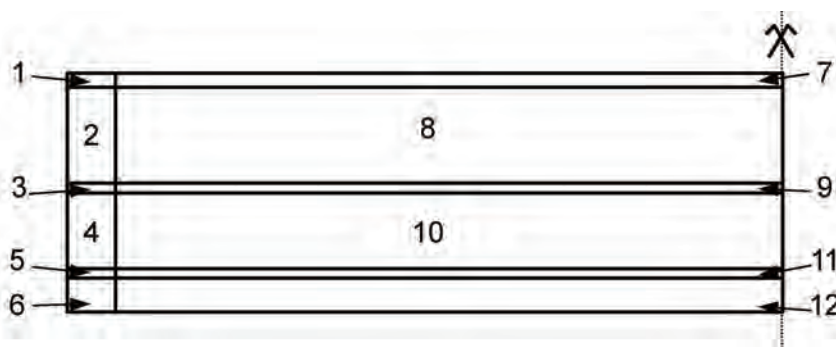


Figure 4-154 : numérotation des groupes d'éléments pour le maillage de poutre

Tableau 4-15 : synthèse des paramètres pris en compte pour le calcul hydrique n°2

Paramètres	Valeurs
Coefficient d'échange (m/mois)	$1,55 \cdot 10^{-2}$
Degré de saturation en face supérieure	0,27
Degré de saturation en face inférieure	1,03
Degré de saturation initial	0,89
Coefficient pondérateur K (groupes 1 et 7)	0,4
Coefficient pondérateur C (groupes 1 et 7)	0,1
Coefficient pondérateur K (groupes 4, 5, 6, 10, 11, 12)	0,02
Coefficient pondérateur C (groupes 4, 5, 6, 10, 11, 12)	0,005
Coefficient pondérateur K (groupes 2, 3, 8 et 9)	0,1
Coefficient pondérateur C (groupes 2, 3, 8 et 9)	0,025

Les coefficients pondérateurs définis en section 4.3.1 pour les fonctions définissant la conductivité hydrique et le coefficient d'emménagement ont été calés pour ces différents groupes afin d'améliorer la réponse du modèle hydrique. Pour les groupes de mailles 1 et 7, les coefficients de 0,4 et 0,1 ont été conservés : ces mailles étant directement soumises au séchage, il apparaît logique de conserver les pondérations déterminées sur des cylindres conservés dans des conditions hydriques similaires. Des coefficients valant respectivement 0,02 et 0,005 pour la conductivité hydrique et le coefficient d'emménagement ont été affectés (arbitrairement) aux groupes de mailles 4 à 6 et 10 à 12 afin de mieux retranscrire l'imbibition en partie basse des structures. Enfin, les coefficients intermédiaires de valeur respective 0,1 et 0,025 pour la conductivité hydrique et le coefficient d'emménagement ont été choisis pour les groupes 2, 3, 8 et 9. Ces valeurs ont été déterminées par réalisation de calculs successifs en faisant varier indépendamment les coefficients pour les différentes couches de maille jusqu'à obtention d'un profil plus cohérent (notamment pour les estimations de variations massiques globales). Cette méthode présente bien évidemment l'inconvénient d'être dépendante des choix de l'utilisateur et n'est présentée ici qu'à titre d'étude de l'influence du profil hydrique sur le résultat du calcul mécanique, sachant que la représentation précise de l'état hydrique, étape déjà identifiée comme difficile pour les poutres de (Multon 2004) est une condition nécessaire de pertinence des simulations chemo-mécaniques ultérieures (Poyet 2003, Ngo 2005, Grimal 2007).

La Figure 4-155 représente l'évolution du profil hydrique au cours du temps et la variation massique globale associée fournies par ce modèle. On observe que, conformément à notre objectif initial, la reproduction de l'imbibition en partie basse est améliorée avec un degré de saturation rapidement égal à 1 dans la partie immergée. Les variations de masse globale calculées apparaissent plus en accord avec les pesées des corps d'épreuve. On note néanmoins que le modèle n'est pas apte à reproduire le gain de masse développé lors du développement d'expansions importantes (i.e. au delà d'environ 100 jours). En terme de séchage, la variation relative de masse associée au séchage de la face supérieure est cohérente avec les mesures de gammadensimétrie : la variation relative de masse d'un cylindre de 0,01 m de diamètre et de 0,25 m de hauteur (zone de béton intersectée par le faisceau de particules du banc de gammadensimétrie), le degré de saturation final de l'ordre de 0,35 correspond à une variation relative de masse de l'ordre de -3 % cohérente avec les résultats de la Figure 4-4.

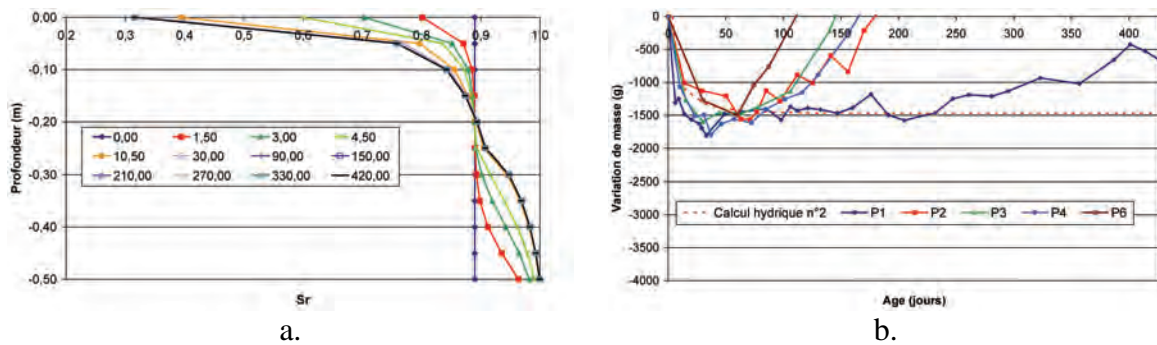


Figure 4-155 : résultats du calcul hydrique n°2 – poutre P2 (a. profil de degré de saturation à différentes échéances ; b. variations massiques globales correspondantes)

4.3.4 Conclusions

Ainsi, avant toute réalisation de calcul mécanique, une première difficulté est rencontrée pour l'estimation du profil hydrique au sein des structures. Le calage des propriétés de transfert (à l'aide de résultats de corps d'épreuve soumis à un séchage) utilisées comme données d'entrée du modèle ne permet pas de reproduire de manière satisfaisante l'imbibition en partie basse des structures. L'ajustement des propriétés de transfert dans les zones immergées permet de mieux retranscrire la remontée hydrique. Néanmoins, on observe dès cette étape du calcul que la modélisation ne permet pas de retranscrire les gains de masse observés expérimentalement lors du développement des expansions. Le couplage entre expansions ou fissuration induite par les gonflements, et l'augmentation de la perméabilité apparaît absolument nécessaire pour améliorer le caractère prédictif du calcul hydrique. Faute de disposer à ce stade d'un algorithme permettant de rendre compte de ce couplage, la suite des calculs mis en œuvre restera basée sur les deux calculs précédents. Si la simulation appliquée à P1 reste raisonnable, l'application à P2 et P5 reste sujette à caution devant les couplages très marqués mis en évidence dans ces travaux entre la RSI et les conditions de saturation.

4.4 Calculs mécaniques – poutre P2

Cette section décrit différentes modélisations mises en œuvre afin de tester les hypothèses formulées tout au long de ce chapitre quant au fonctionnement mécanique des poutres et aux couplages entre profils hydriques et expansions. Tous les calculs considérés ci-après sont réalisés de la cadre de l'hypothèse de la chemo-élasticité.

4.4.1 Données d'entrée

4.4.1.1 Calage de la loi de couplage gonflement / humidité

Les travaux du Chapitre 3 ont permis de mettre en évidence un seuil de degré de saturation de l'ordre de 0,95 au delà duquel on observe le déclenchement des expansions de la formule R1. C'est cette valeur qui sera donc retenue dans notre analyse comme seuil de la fonction de pondération de l'amplitude des gonflements.

De par le mode de prise en compte des fonctions de pondération du temps de latence et du temps caractéristique, il est peu commode de considérer des seuils de degré

de saturation aussi élevés : ces paramètres ne sont plus définis dès que le calcul hydrique conduit à l'estimation de degrés de saturation inférieurs aux seuils définis. Aussi, même si le sens physique de ce calage est contestable, des seuils de degré de saturation nuls ont été choisis pour ces grandeurs afin d'assurer un bon déroulement du calcul. Afin de reproduire les effets du couplage avec l'humidité, les coefficients m_C et m_L ont été pris égaux à 40 (cf. Figure 4-156).

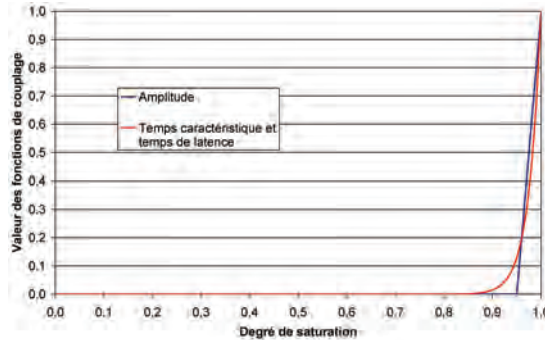


Figure 4-156 : fonctions de couplage gonflement / degré de saturation – poutre P2

4.4.1.2 Calage de la loi de retrait

La Figure 4-157 illustre le résultat de la modélisation d'une éprouvette 11-22 soumise à un séchage à 30 % HR (modélisation axisymétrique – cf. section 4.3.1) pour des valeurs de k_{rd} et Sr_0 respectivement égales à $1,3 \cdot 10^{-3}$ et 0,89. Le modèle décrit de manière correcte les évolutions dimensionnelles des éprouvettes R1_H30-I_GL_28. Néanmoins, on note un écart significatif durant la phase transitoire de séchage. Celui-ci peut s'expliquer par l'application d'un fort gradient de séchage d'une part, (*Granger 1996*) ayant indiqué une dégradation de la proportionnalité entre déformation et séchage en dessous d'une humidité relative de 50 %. D'autre part, un biais dans le calcul hydrique (notamment en ce qui concerne le retrait en peau dont les effets sont plus marqués sur de petites éprouvettes comme celle que nous considérons dans ce cas) peut également induire une erreur sur le calcul de la réponse mécanique du matériau soumis à un séchage.

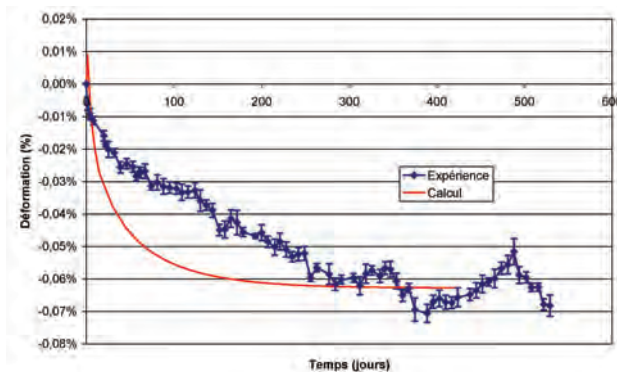


Figure 4-157 : retrait mesuré et calculé à l'aide de la loi de (*Baghdadi 2008*)

4.4.1.3 Synthèse des données d'entrée

Le Tableau 4-16 synthétise les données d'entrée de la modélisation de la poutre P2. Les paramètres de couplage entre le potentiel de gonflement et le traitement thermique au

jeune âge sont issus des résultats du Chapitre 2. La valeur de l'énergie d'activation a été calée pour obtenir une amplitude de gonflement égale à celle mesurée expérimentalement en gonflement libre (1,58 %). Les paramètres de cinétique et d'amplitude de la réaction de gonflement sont ceux déterminés pour les corps d'épreuve R1_I-H30_GL_28, cylindres de formule R1 carottés à 28 jours et conservés en eau. Les caractéristiques mécaniques du matériau sont issues des investigations menées dans le Chapitre 2 pour la validation des formules de béton. Les variables d'endommagement ont été reprises de l'étude de (*Baghdadi 2008*) et correspondent aux éprouvettes de (*Brunetaud 2005*) considérées comme les plus représentatives du béton R1 (cf. Figure 4-82).

Tableau 4-16 : synthèse des paramètres d'entrée de la modélisation de la poutre P2

Paramètre	Unité	Valeur	Paramètre	Unité	Valeur	Paramètre	Unité	Valeur
Gonflement libre			Couplage humidité / gonflement			Caractéristiques mécaniques		
ε_{∞}	-	1,58%	Sr_{∞}	-	0,95	E	MPa	30800
τ_C	mois	0,37	Sr_C	-	0	ν	-	0,18
τ_L	mois	2,77	Sr_L	-	0	α_{th}	°C ⁻¹	1,05E-05
ϕ	mois	0,6	m_{∞}	-	1	M_v	kg.m ⁻³	2320
δ	mois	4	m_C	-	40	f_{ct}	MPa	5,0
Couplage potentiel / histoire thermique			m_L	-	40	Caractéristiques d'endommagement		
α	-	1,80E-07	Contraction hydrique et saturation initiale			d_{max}	-	0,6
T_0	°C	43,3	k_{rd}	-	1,30E-03	ω	-	4,6
E_0	J/mol	433,0	Sr_0	-	0,89	ε_0	%	0,108

4.4.2 Premier calcul mécanique

Sur la base des données d'entrée de la section 4.4.1 et du calcul hydrique « classique » présenté en section 4.3.2, un premier calcul RGIB a été réalisé. L'étude de profil hydrique modélisé a montré que le degré de saturation ne dépasse pas une valeur de 0,92. Ainsi, le seuil de déclenchement de la réaction de gonflement (loi de type « Poyet ») ayant été défini à une valeur de 0,95, aucun développement de gonflement n'est attendu dans cette modélisation. Néanmoins, un calcul a été réalisé afin de s'assurer du bon fonctionnement du modèle tel que nous l'avons défini et pour estimer la part attribuable à la dessiccation.

A ce stade de nos investigations, l'endommagement et l'anisotropie des expansions n'ont pas été pris en compte : aucun gonflement n'étant attendu dans ces conditions, l'utilisation de ces options du module RGIB ne semble pas justifiée dans ce calcul.

La Figure 4-158 confronte les résultats du calcul en termes de flèche (point de post-traitement au milieu de la section médiane de la structure) aux mesures expérimentales. Conformément à nos attentes, aucun gonflement n'est mesuré. Ainsi, à long terme, la déflexion de la structure est largement sous estimée, résultat de la sous estimation du profil hydrique par le calcul hydrique n°1. En revanche, les estimations de flèches sont satisfaisantes jusqu'à une échéance d'environ 50 jours. Ceci indique que les phénomènes de retrait au sein de la structure sont correctement représentés. Au delà de cette échéance, l'initialisation des gonflements observée expérimentalement et non prise en compte par notre calcul conduit à des écarts indiquant la non validité de notre modèle à ce stade.

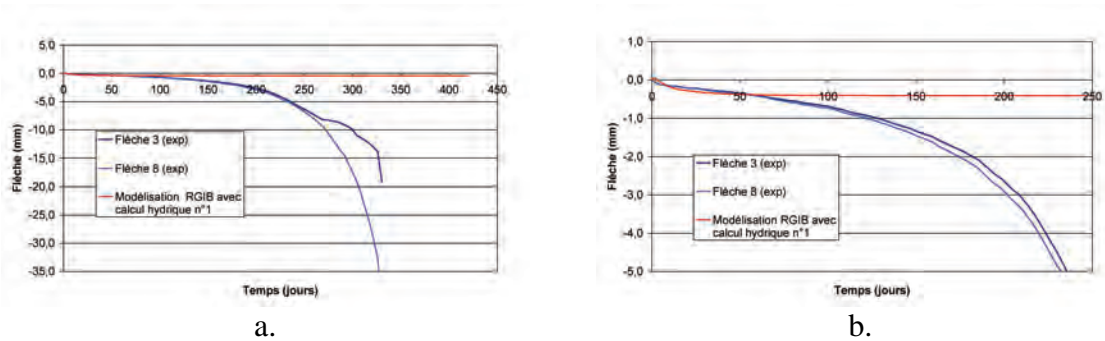


Figure 4-158 : confrontation des résultats du calcul mécanique n°1 aux mesures de flèche à mi-portée – poutre P2 (a. vue d'ensemble ; b. zoom)

4.4.3 Second calcul mécanique

Un calcul mécanique dont les données d'entrée sont identiques à celui de la section 4.4.2 a été réalisé en considérant le calcul hydrique n°2. Ce calcul de diffusion a pour objectif de mieux retranscrire l'imbibition en partie basse du corps d'éprouve d'une part et la forte non linéarité de profil de degré de saturation d'autre part.

La Figure 4-159 confronte les résultats de cette modélisation aux mesures expérimentales de flèche. Conformément à nos attentes, la modification du profil hydrique en entrée du module RGIB permet de modéliser des expansions. On considère deux modes de calcul différent : le premier intègre uniquement les fonctionnalités de retrait et d'expansion du matériau ; le second intègre l'endommagement de celui-ci au cours des expansions ainsi que l'anisotropie permettant la prise en compte des effets de déformations empêchées des zones expansives (partie inférieure de la poutre soumise à l'imbibition) par celles qui ne le sont pas (partie supérieure soumise au séchage). On note une différence très marquée entre ces deux calculs, indiquant l'intérêt de la prise en compte de l'altération du matériau (y compris dans le cas d'un calcul élastique) et des effets d'autocontraintes dans la structure.

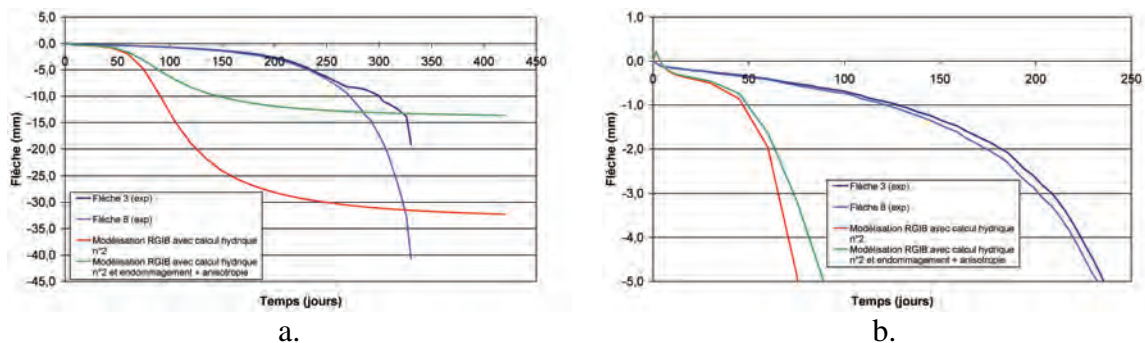


Figure 4-159 : confrontation des résultats du calcul mécanique n°2 aux mesures de flèche à mi-portée – poutre P2 (a. vue d'ensemble ; b. zoom)

La section 4.3.3 a montré que le calcul de diffusion considéré est en accord avec les suivis hydriques des structures durant environ 100 jours. Or, dès 50 jours, on note une différence significative entre les modèles et l'expérience. Une telle surestimation apparaît similaire à celle mise en évidence dans le cadre de notre modélisation RdM de la poutre P2 (cf. section 2.6). De plus, nous avons mis en évidence que le calcul hydrique considéré ne permet pas de transcrire la remontée hydrique inhérente aux expansions au delà d'une durée d'exposition de 100 jours. Ceci devrait donc conduire à une sous-estimation de la

flèche par les calculs, le degré de saturation du matériau n'étant pas suffisant pour développer des expansions aussi importantes que dans la réalité, tendance inverse à celle que nous observons pour les résultats de la Figure 4-159.

Si on considère le profil hydrique, la prise en compte de l'anisotropie et celle de l'endommagement comme corrects (ce qui semble plausible en première approche à la lumière des résultats du calcul hydrique, des hypothèses formulées et des suivis dimensionnels de la poutre P2), un tel écart ne peut être expliqué que par un biais de la donnée d'entrée de gonflement. Ceci peut correspondre aux paramètres de cinétique et d'amplitude d'une part et au couplage hydrique d'autre part. A la lumière de nos investigations sur cylindres de gonflement libre et compte tenu des données disponibles dans la littérature (*Graf 2007, Rust 2009*), le seuil de degré de saturation de déclenchement de la réaction que nous avons défini semble réaliste même s'il est probablement « grossier ». Aussi, il est possible de s'interroger sur la pertinence de l'essai d'expansion en eau considéré comme donnée de gonflement en entrée. Nous avons montré que la lixiviation des alcalins est un paramètre déterminant pour le développement d'expansions. Or, pour des essais de gonflement libre en eau réalisés sur de petits cylindres, ce phénomène conduit à une diminution rapide de la teneur en alcalins du matériau et accélère donc la cinétique des expansions comme l'ont montré (*Famy et al. 2001*) et (*Aubert et al. 2009*). Les phénomènes de lixiviation des alcalins sont probablement beaucoup moins rapides dans le cas de structures plus massives telles que les poutres de cette étude. En particulier, le front de lixiviation des alcalins peut ne pas avoir la même cinétique de remontée que le front d'imbibition. Dans ces conditions, un matériau peut se trouver dans des conditions de saturation élevées sans pour autant pouvoir développer aisément des gonflements de par la présence des alcalins limitant la désorption des sulfates mobilisés par les CSH (*Divet & Randriambololona 1998*). Ceci aurait au minimum pour conséquence de ralentir les réactions d'expansions comme l'ont montré (*Famy et al. 2001*). Par conséquent, les paramètres de cinétique de la courbe de gonflement se trouveraient augmentés et pourraient ainsi expliquer la surestimation des flèches estimées par nos calculs alors que le profil hydrique devrait conduire à une sous estimation de celles-ci (étendue de la zone considérée atteinte par l'imbibition sous-évaluée). Si ces hypothèses sont vérifiées, ceci implique la nécessité de considérer une étape de calcul de la lixiviation des alcalins et d'établir un couplage entre les caractéristiques d'expansion et la teneur en alcalins du matériau.

4.4.4 Application de la cinétique d'imbibition à la courbe de gonflement

Afin d'estimer la pertinence de l'hypothèse de modification de la cinétique d'expansion formulée en section 4.4.3, on applique au potentiel de gonflement libre du matériau R1 la cinétique d'imbibition déterminée en section 1.4.1.2.2 à l'aide de la fraction d'imbibition des variations massiques globales, à l'instar de la méthodologie développée pour l'analyse RdM des poutres en section 2.6. Cette donnée d'entrée modifiée est intégrée à la modélisation ($\tau_C=1,67$ mois et $\tau_L=9,67$ mois). On considère ici le calcul hydrique n°2 retranscrivant l'imbibition en partie inférieure de la structure. Les résultats de cette modélisation sont données par la Figure 4-160.

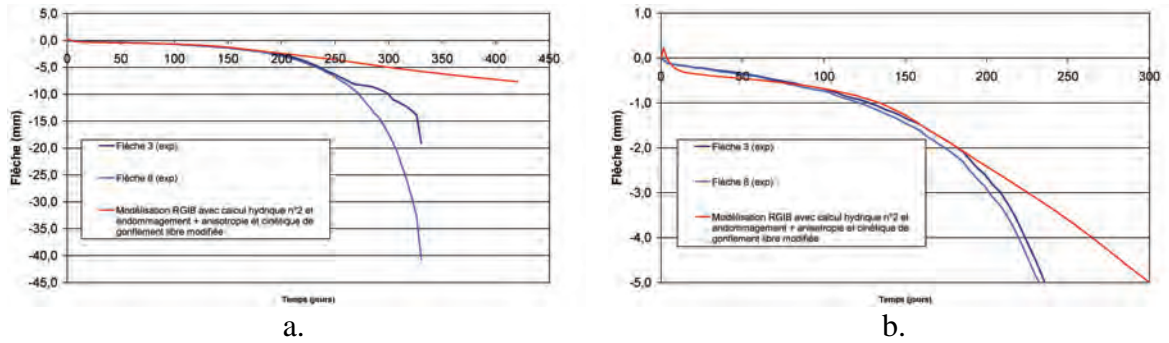


Figure 4-160 : confrontation des résultats du calcul mécanique n°2 aux mesures de flèche à mi-portée après modification de la cinétique d'expansion – poutre P2 (a. vue d'ensemble ; b. zoom)

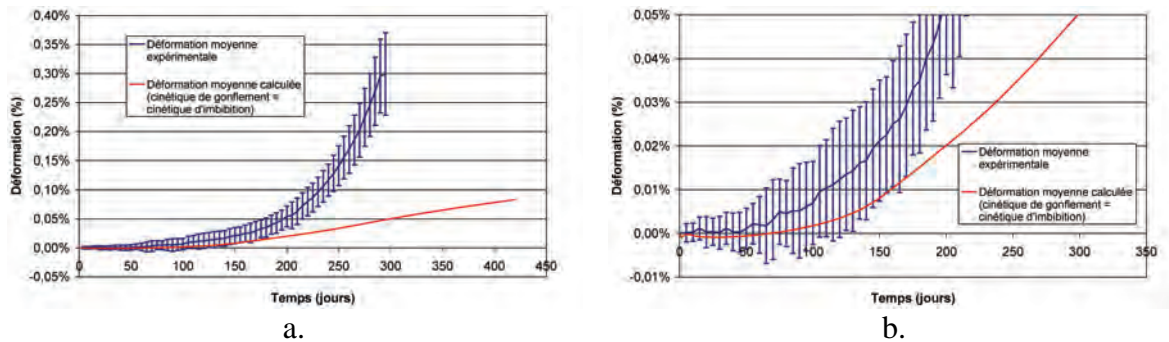


Figure 4-161 : déformation moyenne expérimentale et modélisée – poutre P2 (a. vue générale ; b. zoom)

La modification de cette cinétique à l'aide des paramètres déterminés à partir de la part d'imbibition des variations massiques revient à considérer un couplage direct entre la prise de masse et les gonflements développés. Cette hypothèse peut être justifiée par l'étude des gonflements libre menée au Chapitre 3 mettant en évidence une relation linéaire entre déformation et variation massique durant la phase de gonflement intense. Les résultats du calcul mettent en évidence une bonne corrélation du modèle avec l'expérience durant les 100 premiers jours (et même jusqu'à 200 jours en termes de flèches), période pour laquelle on estime le profil hydrique calculé par le module DTNL représentatif de la réalité. Au delà, on note une sous estimation de la déflexion de la structure cohérente avec la non reproduction du gain de masse lors du développement intense de la réaction de gonflement. Une conclusion similaire peut être formulée pour le cas de la déformation moyenne (cf. Figure 4-161).

Ainsi, une modification de la cinétique de gonflement libre permet d'améliorer la prédiction du modèle. Si on fait abstraction du biais du calcul hydrique mis en évidence en section 4.3, cette modification de cinétique peut être le fruit d'une teneur en alcalins du matériau de la poutre différente de celle du cylindre de gonflement libre servant de donnée d'entrée à teneur en eau équivalente. Aussi, l'application directe des données obtenues sur éprouvettes pourrait conduire à surestimer les vitesses d'expansion, introduisant ainsi un biais dans la modélisation. De tels effets pourraient être limités par l'introduction d'une loi de couplage des paramètres d'expansion avec la teneur en alcalins du matériau.

4.5 Influence de la réactivité – calculs mécaniques des poutres P1 et P5

Afin d'évaluer la pertinence de nos premières conclusions en fonction de la réactivité des matériaux, des modélisations des poutres P1 (formule NR, faiblement réactive vis-à-vis de la RSI) et P5 (formule R2, fortement réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG) ont été mises en œuvre. Cette section décrit et discute les résultats correspondants.

4.5.1 Données d'entrée

La démarche de modélisation mise en œuvre pour les poutres P1 et P5 est strictement identique à celle correspondant à la poutre P2.

Tableau 4-17 : synthèse des paramètres d'entrée de la modélisation des poutres P1 et P5

Paramètre	Unité	P1	P5	Paramètre	Unité	P1	P5
Gonflement libre				Contraction hydrique et saturation initiale			
ε_{∞}	-	0,34%	1,55%	k_{rd}	-	1,30E-03	1,30E-03
τ_C	mois	0,97	0,3	S_{r0}	-	0,89	0,89
τ_L	mois	3,07	2,07	Caractéristiques mécaniques			
ϕ	mois	1,8	0,5	E	MPa	32800	31500
δ	mois	2,8	4	ν	-	0,18	0,25
Couplage potentiel / histoire thermique				α_{th}	°C ⁻¹	1,12E-05	7,30E-06
α	-	1,80E-07	1,80E-07	M_v	kg.m ⁻³	2328	2363
T_0	°C	43,3	43,3	f_{ct}	MPa	4,5	4,6
E_0	J/mol	890,0	438,5	Caractéristiques d'endommagement			
Couplage humidité / gonflement				d_{max}	-	0,1	0,6
$S_{r\infty}$	-	0,95	0,95	ω	-	8	4,6
S_{rC}	-	0	0	ε_0	-	0,060	0,108
S_{rL}	-	0	0				
m_{∞}	-	1	1				
m_C	-	40	40				
m_L	-	40	40				

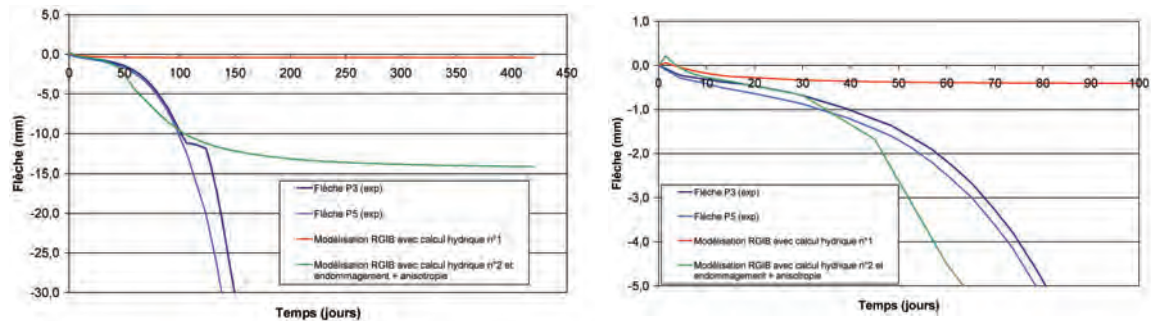
Les formules NR, R1 et R2 ayant été mises au point pour présenter des propriétés de transfert comparables (caractéristique confirmée à la lumière des suivis massiques des corps d'épreuve soumis à un séchage à 30 % HR), les modélisations hydriques développées en section 4.3 sont considérées représentatives des poutres P2 et P5. De même, les paramètres de retrait de ces matériaux sont considérés identiques.

Les seuils de saturation de déclenchement de la réaction de gonflement sont repris de l'étude des couplages entre gonflements et degré de saturation présentée au Chapitre 3. Ainsi, des seuils de 0,93 et 0,95 sont adoptés respectivement pour NR et R2.

Les travaux de (*Baghdadi 2008*) ne fournissent pas de paramètres d'endommagement pour un matériau représentatif du béton NR. Aussi, un calage de la loi d'endommagement présentée en section 4.2.2.5 a été réalisé sur les données expérimentales correspondant aux éprouvettes 65_1,00_10J de l'étude de (*Brunetaud 2005*) présentant un potentiel d'expansion de l'ordre de 0,5 %.

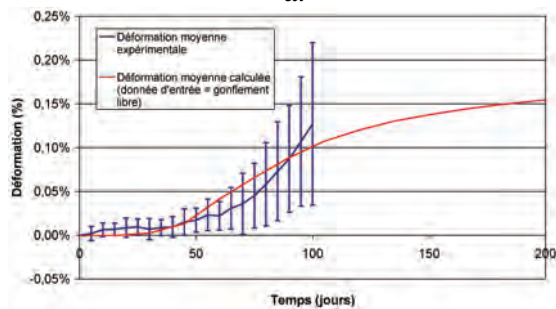
4.5.2 Résultats

La Figure 4-162 et la Figure 4-163 représentent les résultats des calculs mécaniques pour les poutres P5 et P1 respectivement.



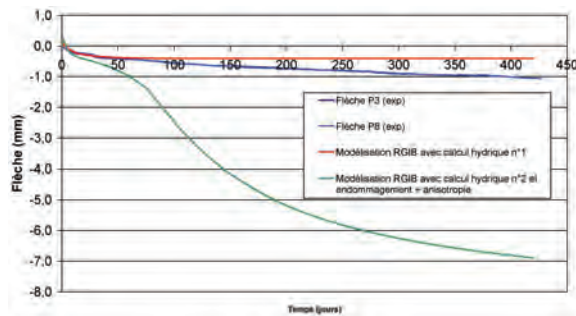
a.

b.

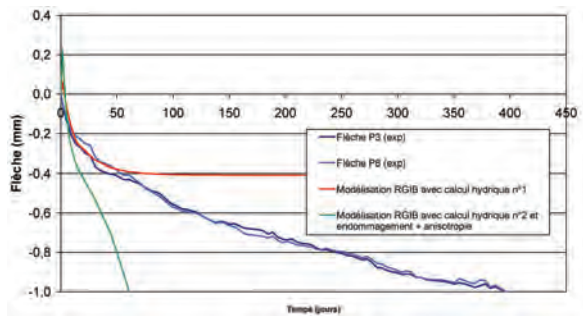


c.

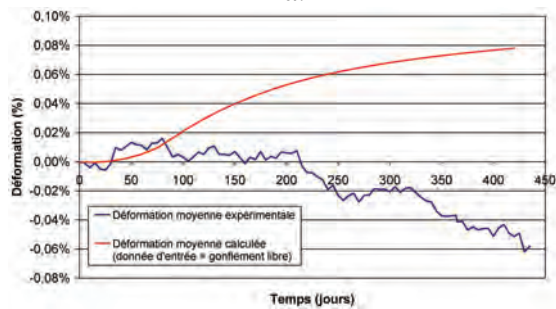
Figure 4-162 : confrontation des résultats des calculs mécaniques aux données expérimentales– poutre P5 (a. flèche – vue d’ensemble ; b. flèche – zoom ; c. déformation moyenne)



a.



b.



c.

Figure 4-163 : confrontation des résultats des calculs mécaniques aux mesures de flèche à mi-portée– poutre P1 (a. flèche – vue d’ensemble ; b. flèche – zoom ; c. déformation moyenne)

On observe des comportements similaires au cas de la poutre P2 :

- Le calcul hydrique n°1, de par la sous-estimation de l’imbibition en partie basse, conduit à l’absence de gonflement lors de la réalisation du calcul mécanique. En revanche, le comportement mécanique vis-à-vis de la dessiccation se révèle satisfaisant ;

- Le calcul hydrique n°2 conduit à l'estimation d'expansions en favorisant l'imbibition en partie basse de la poutre. A l'instar des résultats de la poutre P2, ce modèle conduit à une surestimation de la déflexion des structures bien que le profil hydrique soit sous estimé au delà d'une durée de calcul d'une centaine de jours. Ainsi, l'hypothèse de modification des cinétiques d'expansion du matériau des poutres par rapport à la cinétique d'expansion correspondant à un essai de gonflement libre en eau semble envisageable dans ces conditions également.

4.6 Conclusions

Cette section a proposé un premier exemple de re-calcul de structures atteintes de réaction sulfatique interne. Le modèle de calcul RGIB développé par (*Baghdadi 2008*) a été testé pour différents degré de réactivité des matériaux. Il a permis de tester les différentes hypothèses sous-jacentes au fonctionnement hydro-chemo-mécanique des poutres en s'affranchissant des limites d'une représentation simplifiée permettant le traitement analytique.

La réalisation du calcul hydrique révèle des difficultés ainsi que l'avaient laissé escompter les résultats des suivis d'éprouvettes de gonflement libre présentés au Chapitre 2. En effet, nous avons mis en évidence la corrélation entre les prises de masse et les expansions du matériau. La méthodologie développée par (*Baghdadi 2008*) consiste en la réalisation d'un calcul de diffusion hydrique préalablement à la réalisation du calcul mécanique des effets de gonflement. Comme telle, cette méthodologie découple entièrement le problème mécanique du problème hydrique ce qui, à la lumière de nos investigations, ne semble pas entièrement satisfaisant dans le cas de fortes expansions. Ceci induit ainsi un biais sur le calcul mécanique : la forte dépendance des expansions de RSI à l'humidité du matériau rend le problème mécanique très « hydro-dépendant ». La prise en compte d'un couplage entre les effets mécaniques et hydriques pourrait donc se révéler être une piste d'amélioration de cet outil de re-calcul.

L'amélioration du calcul hydrique par le biais d'artifices de calage pour mieux représenter l'imbibition permet d'obtenir une estimation du profil hydrique satisfaisante sur une durée d'environ 100 jours. Durant cette période, on reproduit qualitativement le comportement des structures tant que les gonflements ne sont pas prépondérants. Une fois ceux-ci initiés, on observe une surestimation de la déflexion des structures à mi-portée. Ceci semble indiquer un biais de la donnée d'entrée que constitue la courbe de gonflement libre en eau du matériau. En considérant la prise en compte des couplages entre humidité et gonflement comme juste, un tel écart pourrait être expliqué par une différence de lixiviation des alcalins entre les cylindres de gonflement libre et le matériau constitutif de la structure à degré de saturation équivalent. Ceci aurait pour conséquence de surestimer la cinétique d'expansion dans le cas de l'essai de gonflement libre et donc de surévaluer la déflexion des structures sous les effets du développement du gradient hydrique. L'application de la cinétique d'imbibition des structures au gonflement imposé (correspondant à l'établissement d'une corrélation directe entre prise de masse et expansion) améliore considérablement la prédiction numérique et semble ainsi appuyer cette hypothèse.

A la lumière de ces premières investigations, il semble donc que la prise en compte de la modification des propriétés de transfert hydrique sous l'effet de gonflements, et celle des couplages entre teneur en alcalins et expansions puissent être une voie d'amélioration

de la méthode de re-calcul développée par (Baghdadi 2008). La Figure 4-164 propose une architecture possible d'un tel modèle de calcul.

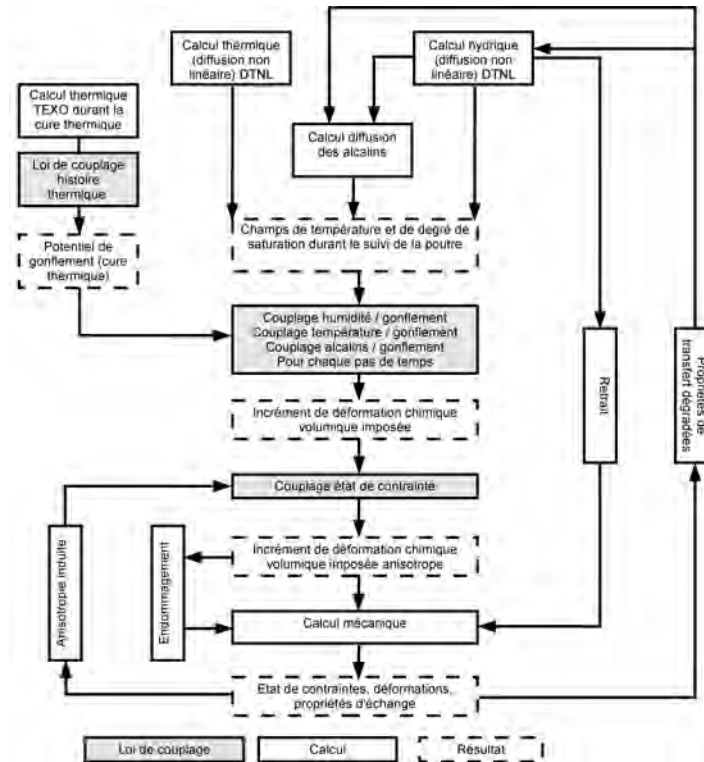


Figure 4-164 : architecture simplifiée du module de re-calcul RGIB prenant en compte l'influence des gonflements sur le comportement hydrique et l'influence des alcalins

5 Effets d'une humidification tardive en partie supérieure

La phase de remouillage de la partie supérieure des corps d'épreuve a été déclenchée 427 jours après l'initialisation des essais sur poutres (durée initialement choisie afin de permettre un développement significatif des réactions de gonflement). Au moment de la rédaction de ce mémoire, les poutres P1, P3 et P4 ont déjà été basculées dans cette seconde phase des essais. Peu de données sont disponibles pour le moment compte tenu du délai nécessaire à leur vérification et à leur traitement. Les résultats décrits ci-après sont donc préliminaires mais permettent d'ores et déjà d'établir certaines tendances. L'ensemble des données correspondantes seront disponibles à la fin de l'année 2011 pour la clôture du contrat de partenariat entre le LCPC et EDF.

La Figure 4-165 représente le suivi des flèches à mi-portée des poutres P1, P3 et P4 après remouillage. D'une manière générale, on constate après remouillage que le signal de mesure est plus bruité : le remouillage en partie haute nécessite une injection régulière d'eau froide pour compenser l'évaporation (au moins deux injections par tranche de 24 heures) responsable de chocs thermiques conduisant à ces variations des signaux (en outre, l'évaporation de l'eau en partie supérieure conduit également à une diminution de la température imposée en partie supérieure). Toutefois, ce phénomène ne gêne pas le suivi des structures.

Pour les poutres P1 et P4, on observe un comportement commun malgré les différences de composition : après une période variable en fonction de la réactivité du matériau constitutif et du ferrailage, on note une tendance de retour de la poutre vers une position horizontale (diminution de la valeur absolue de la flèche). Ceci peut s'expliquer par le développement de gonflements en partie supérieure des structures : schématiquement, l'apport d'eau conduit à l'apparition de gonflements qui ont tendance à homogénéiser le profil de déformation longitudinale et donc à diminuer la courbure des sections.

Pour la poutre P3, seule une cinquantaine de jours de suivi était disponible au moment de la rédaction de ce rapport. Il semble que ce corps d'épreuve présente un comportement singulier, la flèche à mi-portée évoluant légèrement plus rapidement à l'issue du remouillage. L'analyse des données de la première phase des essais a déjà mis en évidence un comportement singulier de ce corps d'épreuve. Une différence de porosité de cette poutre inhérente à la mise en œuvre des corps d'épreuve a été suggérée et est supposée influencer sur les caractéristiques d'expansion du béton. La poursuite du suivi permettra d'approfondir notre réflexion sur ce point.

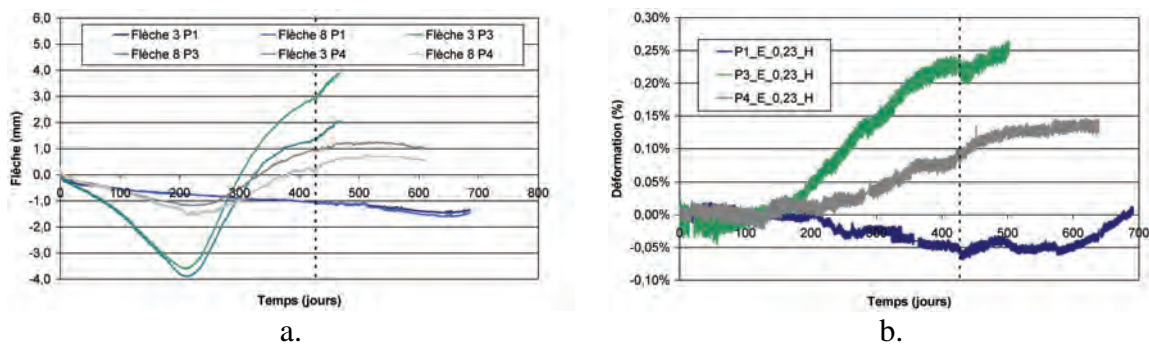


Figure 4-165 : suivi des poutres P1, P3, P4 après remouillage (a. flèches à mi-portée ; b. déformation longitudinale globale à 0,23 m de profondeur)

Lors du remouillage, l'essentiel des jauges pain de sucre encore en état de fonctionnement a été mis hors d'usage en quelques jours. Il semble que l'humidification de ces moyens de mesures à l'issue d'une longue période d'utilisation ait conduit à leur destruction (perte d'étanchéité du circuit électrique dans le béton proche de la saturation). Le traitement des mesures de déformation par extensomètres à cordes vibrantes aura pour objectif de combler cette lacune d'ici à la clôture du contrat de partenariat entre le LCPC et EDF.

Le suivi visuel des corps d'épreuve indique par ailleurs le développement de gonflements dans les autres directions. Ainsi, on note l'apparition de fissuration en faïençage en face supérieure des trois poutres remouillées (cf. Figure 4-166). Pour les poutres armées P3 et P4, la fissuration longitudinale se révèle être particulièrement marquée, indiquant ainsi des déformations transversales conséquentes.

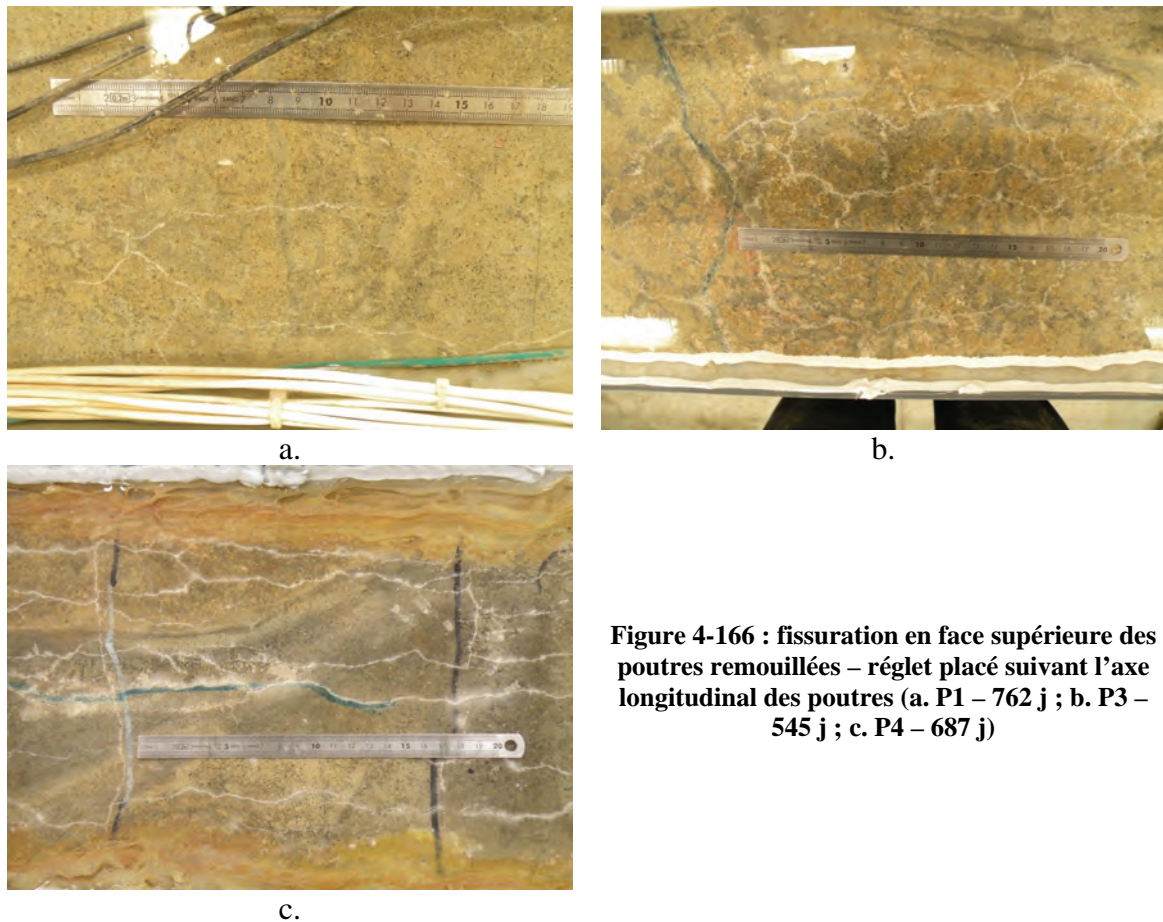


Figure 4-166 : fissuration en face supérieure des poutres remouillées – réglet placé suivant l'axe longitudinal des poutres (a. P1 – 762 j ; b. P3 – 545 j ; c. P4 – 687 j)

6 Conclusions de l'analyse du fonctionnement de poutres soumises à des réactions de gonflement interne

Le présent chapitre a eu pour objectif la description et l'analyse des comportements mécanique et hydrique de poutres atteintes de réactions de gonflement interne (RSI plus ou moins sévère, couplée ou non à la RAG), soumises à des états hydriques transitoires.

L'analyse du comportement hydrique a révélé des résultats bien distincts en fonction de la nature du corps d'épreuve considéré, à l'inverse des travaux de (*Multon 2004*) qui a mis en évidence un comportement hydrique global pour l'ensemble des structures étudiées. Il est donc suggéré ici que la modification importante du comportement hydrique des matériaux atteints de RSI mise en évidence dans le Chapitre 3 est responsable de ces résultats : en fonction de la cinétique et de l'amplitude de réaction, on observe des variations massiques globales différentes. Il est ainsi possible de caractériser qualitativement l'avancement de la réaction par le suivi massique global d'un corps d'épreuve, les zones ayant réagi subissant une forte augmentation de leur perméabilité et accumulant l'eau par imbibition.

Le suivi du séchage en partie supérieure a été effectué par gammadensimétrie à l'aide d'un banc de mesure mobile permettant d'évaluer les profils de séchage dans la partie supérieure des structures. Des dysfonctionnements du matériel ainsi que les déformations importantes des structures ont rendu ces mesures délicates. La rotation

importante des sections des poutres non armées a rendu très compliqué le suivi, les points de mesure initiaux s'éloignant du faisceau de particules à mesure que la structure se déformait. Néanmoins, la réalisation de mesures satisfaisantes sur la poutre P1 (formule NR, non armée) a permis d'établir un profil de séchage durant toute la première phase des essais. Ce profil a été considéré comme commun à l'ensemble des corps d'épreuve (séchage sur une dizaine de centimètres de profondeur). Cette hypothèse semble justifiée, nos formules de béton ayant été mises au point pour présenter des propriétés de transfert comparables. En outre, le suivi massique des éprouvettes de gonflement libre conservées à 30 % HR a révélé des comportements hydriques tout à fait comparables ce qui appuie également ce choix de représentation du profil de séchage.

A partir du profil de séchage et du suivi massique global des poutres par pesée, une estimation de la profondeur de remontée du front d'imbibition lors de l'immersion de la face inférieure des poutres a été réalisée. L'utilisation d'une approche identique à celle développée par (*Multon 2004*) pour la description des effets de RAG s'est révélée inadaptée pour retranscrire les variations de masse globales des structures. Ainsi, deux approches parallèles ont été proposées. La première a considéré une cinétique de progression du front d'imbibition proportionnelle à la racine carrée du temps (approche similaire à [*Multon 2004*]) tout en modifiant la cinétique d'imbibition du matériau affecté par le front de remontée hydrique : la prise de masse asymptotique du matériau en gonflement libre a été pondérée par la cinétique d'imbibition globale de la structure considérée. Ce modèle conduit à estimer une imbibition rapide et brutale de la structure. La seconde approche propose un modèle de « comportement hydrique binaire » : en termes hydriques, le matériau est supposé passer instantanément de son état sain à son état dégradé et saturé. Par la suite, la cinétique de remontée du front d'imbibition est considérée identique à celle de la prise d'eau de la poutre. Cette approche conduit à une sous-estimation de la profondeur de remontée hydrique mais présente l'avantage de modéliser une progression rapide du front d'imbibition après une période de latence. Nos premières analyses mettent en évidence que, à défaut d'une approche plus fine nécessitant une caractérisation plus précise des mouvements hydriques dans la zone d'imbibition, cette seconde approche semble être globalement la plus cohérente avec nos données expérimentales.

Le suivi dimensionnel des structures a apporté une grande quantité de données pouvant être utilisées pour valider les prédictions de méthodes de re-calcul. D'une manière générale, les hypothèses de la théorie des poutres ont été vérifiées. Néanmoins, les difficultés métrologiques liées aux déformations importantes et aux conditions d'utilisation agressives des moyens de mesure ont parfois rendu les vérifications délicates.

Dans toutes les directions et quelle que soit la composition du corps d'épreuve, l'application d'un gradient hydrique a effectivement conduit à la création d'un gradient de gonflement. Pour les poutres non armées, ces gradients dans la direction longitudinale conduisent à une mise en flexion des structures. Dans le cas des poutres fortement réactives, ce phénomène s'est soldé par une rupture spontanée après 330 jours et 180 jours d'exposition respectivement pour P2 et P5 (flèches correspondantes de l'ordre de 40 mm et 70 mm). Des essais d'expansion résiduelle sur ces structures ont pu mettre en évidence le potentiel d'expansion important restant à développer au moment de la rupture des corps d'épreuve notamment pour P2. Les résultats de ces essais d'expansion se sont révélés cohérents avec le gradient de déformation chimique attendu. Pour la poutre P1 (formule NR), le développement de la réaction se traduit par une mise en flexion très lente de la structure. Préalablement au développement de la fissuration, il semble que les déformations développées dans les zones expansives soient isotropes.

Le fonctionnement des poutres armées présente des caractéristiques spécifiques : dans un premier temps, les structures évoluent d'une manière similaire aux structures non armées. Puis, lorsque les gonflements en partie inférieure sollicitent les armatures longitudinales de manière significative, on assiste à une « mise en précontrainte chimique » se traduisant par le développement d'un effort de compression dans la partie inférieure de la structure dont le résultat est l'inversion du sens de déflexion des poutres. Les fibres supérieures se retrouvent alors tendues et développent une fissuration transversale. L'analyse des déformations dans les trois directions de l'espace semble par ailleurs révéler un effet de report des expansions empêchées dans la direction longitudinale vers les directions verticales et transversales. Des investigations complémentaires sont nécessaires sur ce point afin de mieux quantifier l'effet des déformations empêchées sur le développement des expansions.

Afin de comprendre plus en détail le fonctionnement des structures atteintes de RSI, des modélisations basées sur la théorie de la Résistance des Matériaux ont été mises en œuvre en s'appuyant sur les travaux de (*Multon 2004*). Les calculs se sont révélés particulièrement délicats à la lumière des incertitudes introduites pas à pas au cours de notre raisonnement (incertitudes de mesures, incertitudes de détermination du profil hydrique...). Ces calculs ne doivent pas être considérés comme des estimations quantitatives du comportement structurel des corps d'épreuve mais comme des tests des différentes hypothèses envisagées. Pour P1, aucune modélisation satisfaisante n'a pu être établie. Les calculs conduisent à de larges surestimations des flèches de la structure : le potentiel d'expansion appliqué à la zone imbibée semble trop important et conduit à des déformations trop élevées. En revanche, le comportement global des poutres P2 et P5 peut être qualitativement reproduit en utilisant les profils hydriques calculés et en identifiant un profil de déformations imposées à partir de ceux-ci. Néanmoins, si on considère que les matériaux présentent un comportement expansif identique à celui des éprouvettes de gonflement libre, on surestime largement les déformations des structures. La méthodologie mise en œuvre propose de considérer l'amplitude des expansions comme une donnée intrinsèque au matériau. La cinétique d'expansion des matériaux imbibés est ensuite considérée identique à la cinétique d'imbibition. Ceci revient à appliquer un couplage direct entre le développement d'expansion et la présence d'eau dans le matériau (cette dernière pouvant correspondre à un couplage hydrique mais également à un potentiel de lixiviation des alcalins dont les effets sur les cinétiques d'expansion ont été mis en évidence).

La modélisation des poutres armées a quant à elle confirmé la nécessité de tenir compte de la dégradation du module d'Young lors du développement des expansions pour un calcul plus correct de l'équilibre des efforts intérieurs et de l'effet des armatures longitudinales. En outre, l'application d'un coefficient réducteur des déformations imposées en zone imbibée s'est révélée nécessaire afin de traduire les couplages entre état de contraintes et expansions imposées. La mise en œuvre simplifiée de ces couplages se révèle prometteuse qualitativement. Il reste nécessaire de poursuivre des simulations intégrant précisément ces couplages pour valider leur pertinence quantitative et assurer une analyse cohérente des données recueillies dans ce programme.

Des exemples d'application de la méthodologie de re-calcul développée par (*Baghdadi 2008*) sur les poutres non armées de cette étude sont proposés. Les difficultés rencontrées pour la réalisation des calculs dans le cadre de la théorie des poutres sont également notées lors de l'application de cette méthode numérique. L'architecture du modèle de (*Baghdadi 2008*) propose un découplage total du calcul de diffusion hydrique et

du calcul mécanique. Si cette approche apparaît justifiée pour des structures dont le matériau présente un potentiel de gonflement similaire à celui d'une RAG, il semble que la modification de comportement hydrique très marquée mise en évidence dans le cadre du Chapitre 3 rende cette approche moins adaptée. En particulier, les calculs hydriques réalisés n'ont pas permis de reproduire la prise de masse des structures lors du développement des expansions en partie inférieure. Il semble ainsi qu'un couplage entre le calcul hydrique et le calcul mécanique traduisant l'évolution des propriétés de transfert au cours des expansions pourrait améliorer cet aspect.

Par ailleurs, durant la période où le comportement hydrique des corps d'épreuve a pu être retranscrit, l'utilisation de la donnée de gonflement libre comme donnée d'entrée conduit à des écarts importants entre le modèle et l'expérience. L'application de la cinétique d'imbibition à l'amplitude d'expansion permet d'améliorer nettement ces écarts. Il est suggéré que cette différence de cinétique soit le résultat d'une différence de lixiviation des alcalins entre les éprouvettes de gonflement libre (dont les suivis dimensionnels constituent une des données d'entrée des modèles) et les matériaux constitutifs des poutres. Un calcul de lixiviation de ces espèces combiné à l'implantation d'une loi de couplage entre expansions et concentration en alcalins pourrait donc permettre de prendre en compte ces effets.

Enfin, les corps d'épreuve sont actuellement dans une phase de remouillage afin d'évaluer l'impact d'une humidification tardive de la partie des structures initialement séchée. Les données disponibles actuellement sont partielles. Néanmoins, il semble d'ores et déjà que le développement d'expansions en partie haute conduise à une homogénéisation du profil de déformation longitudinale d'où une diminution de la flèche des structures (en valeur absolue). La finalisation de ce programme dans les mois à venir permettra de confirmer ces tendances et de compléter la base de données proposée.

Conclusions et perspectives

La Réaction Sulfatique Interne (RSI) est une pathologie touchant aujourd'hui de façon avérée et principale plusieurs dizaines d'ouvrages en France. Pour un gestionnaire d'ouvrage, il convient le cas échéant de savoir diagnostiquer la RSI sur un ouvrage, établir si l'intégrité structurelle de celui-ci permet de garantir les exigences de service correspondantes, mettre en œuvre des réparations et prédire l'évolution des désordres. Ainsi, il est nécessaire de comprendre finement les effets mécaniques de la réaction à l'échelle du matériau et de la structure d'une part, et d'autre part de disposer d'outils de re-calculation des ouvrages atteints permettant d'évaluer leur intégrité structurelle à tout instant. Certains de ces outils ont été développés durant ces dernières années. Néanmoins, le caractère relativement récent de cette pathologie découverte à la fin des années 80 a parfois conduit à des manques de données disponibles dans la littérature permettant d'étayer certaines hypothèses formulées dans le cadre de la méthodologie de modélisation. Dans ce contexte, les travaux de thèse présentés dans ce mémoire ambitionnaient de développer les connaissances déjà acquises en ce qui concerne les mécanismes réactionnels à l'échelle du matériau, d'évaluer les effets mécaniques de cette pathologie à l'échelle de la structure et enfin de constituer une base de données utile à la compréhension du fonctionnement des ouvrages atteints et permettant une validation quantifiée des outils de re-calculation.

L'étude bibliographique a mis en évidence la complexité des mécanismes sous-jacents à la RSI. Si les études documentées dans la littérature apportent une large contribution à la compréhension des phénomènes chimiques pathogènes, les multiples paramètres influençant cette réaction et les nombreux couplages pouvant exister entre eux (chimiques, mécaniques, thermiques, hydriques) rendent encore délicate l'utilisation directe des résultats (souvent obtenus sur mortiers) pour la mise au point de méthodes de re-calculation des ouvrages atteints. Néanmoins, ces connaissances constituent une contribution irremplaçable pour la compréhension des phénomènes physico-chimiques, la détermination des conditions d'occurrence de la réaction ou bien encore pour la formulation de mécanismes de gonflement des matériaux atteints. Sur la base de ces éléments et des investigations *in situ* menées par le passé, un programme expérimental a été mis au point et réalisé afin de compléter les connaissances déjà acquises et pour proposer des résultats permettant de quantifier les effets de la RSI à l'échelle du matériau et de la structure.

Le programme expérimental mis en œuvre dans ces travaux peut être divisé en deux parties. La première consiste en la réalisation d'essais sur des éprouvettes de béton dont les volumes sont déterminés pour être considérés comme représentatifs des matériaux étudiés et assurer des conditions de sollicitation homogènes (à l'exception des corps d'épreuve soumis au séchage). Les résultats correspondants sont alors considérés comme des données intrinsèques aux matériaux. La seconde partie correspond à la réalisation d'essais sur structures. Dans ce cadre, les objectifs visés sont d'une part de comprendre les effets mécaniques de la RSI sur des corps d'épreuve de compositions (matériau et renforcement par armatures) diverses et d'autre part de constituer une base de données originale pouvant être utilisée pour la validation de méthodes de re-calculation d'ouvrages atteints en comparant les prédictions des outils numériques aux suivis expérimentaux issus de ces travaux.

Afin de provoquer la RSI, l'application d'un échauffement se révèle nécessaire. Une des difficultés a consisté en la création d'une histoire thermique similaire dans tous les

corps d'épreuve, quelle que soit leur géométrie (poutre ou éprouvette) ou leur composition (différentes formules de béton). Afin de s'affranchir des différents mécanismes thermiques inhérents à ces diverses configurations expérimentales, le traitement thermique a été dimensionné pour recréer des conditions quasi-adiabatiques durant la phase de chauffe (par le biais d'un pseudo-asservissement de la température de cure sur l'évolution de température du matériau en conditions adiabatiques), limitant ainsi les échanges thermiques et donc les hétérogénéités du champ de température. De cette manière, on impose un potentiel de gonflement de RSI d'origine thermique similaire pour tous les corps d'épreuve, ce qui est une nécessité pour permettre par la suite la comparaison des résultats expérimentaux issus des différentes expérimentations. Par l'application d'un traitement thermique et le choix approprié des matériaux, des phénomènes expansifs aboutissant à des déformations de l'ordre de 1,5 % ont pu être recréés.

Durant la phase de suivi des corps d'épreuve, l'expérimentation mise en œuvre dans cette thèse a bénéficié du retour d'expérience des travaux de S. Multon (*Multon 2004*). Néanmoins, à cause des conditions d'exposition très sévères durant la cure thermique et des amplitudes de gonflement considérablement plus importantes dans le cas de la RSI que dans celui de la RAG, de nombreuses adaptations/innovations ont dû être apportées et sont décrites dans ce mémoire.

Une large partie de ces travaux est consacrée à l'étude des couplages existant entre conditions d'exposition à l'humidité et expansions de RSI et/ou de RAG. Conformément aux résultats de la littérature, une augmentation des effets délétères avec l'augmentation de l'humidité environnante a été vérifiée. Pour des états de saturation du matériau contrôlés, ces effets ont été quantifiés en termes de cinétique et d'amplitude par le biais du modèle développé par (*Brunetaud 2005*) et basé sur les travaux de (*Larive 1998*). Ainsi, des gonflements plus importants sont observés pour des corps d'épreuve conservés en eau que pour d'autres conservés à 100 % HR. Néanmoins, outre les différences en termes d'humidité, une lixiviation des alcalins plus importante dans le cas d'une immersion a été mise en évidence et peut également avoir des effets favorables vis-à-vis de la RSI en favorisant la désorption des sulfates contenus dans les CSH, encourageant ainsi la précipitation d'ettringite.

La fabrication d'un béton à l'aide d'un ciment PM ES a confirmé la nécessité de prendre systématiquement en compte un couple béton / échauffement pour caractériser un risque de RSI. En effet, ce type de ciment réputé peu enclin à développer des expansions de RSI a néanmoins conduit à la mesure de gonflements de l'ordre de 0,3 %. Cependant, le comportement expansif s'est révélé assez nettement différent de celui de formules plus expansives.

Par ailleurs, les corps d'épreuve conservés sous scellement hydrique n'ont fait état d'aucun gonflement après environ 530 jours de suivi. La question de l'impossibilité de gonflement de RSI en l'absence d'un apport d'eau externe est donc posée. A la lumière de nos résultats, il nous semble plausible que cette absence de gonflement soit le fruit d'un effet de cinétique plutôt que d'une impossibilité chimique de développer des gonflements : l'évaluation des profils de séchage dans les corps d'épreuve correspondants indique que l'humidité est maintenue à un niveau élevé au cœur des éprouvettes, et ce même à la fin de la période de suivi. Ainsi, des conditions favorables au développement de RSI pourraient être maintenues durant une longue période. Par ailleurs, une humidification tardive de ces corps d'épreuve révèle des amplitudes et des temps caractéristiques de gonflement tout à fait comparables aux cas d'une humidification appliquée directement 28 jours après coulage. En revanche, le temps de latence observé dans le cas d'une humidification tardive est beaucoup plus court : ceci semble indiquer qu'une partie de ce temps de latence a été

consommée durant la première phase de conservation sous scellement hydrique et que par conséquent, la pathologie a été initiée à ce stade, même si aucun effet macroscopique n'a pu être décelé par les méthodes expérimentales que nous avons mises en œuvre. Afin d'étayer cette hypothèse, des suivis dimensionnels à long terme sur corps d'épreuve scellés ont été mis en place.

D'autre part, le séchage des éprouvettes dans une atmosphère à 30 % HR a conduit à l'absence de gonflement et même à un retrait. L'évaluation des profils de séchage dans ces conditions a montré que le cœur des corps d'épreuve est rapidement atteint par le front de séchage dans ces conditions. En outre, une humidification tardive de ces mêmes éprouvettes a conduit à des expansions d'amplitude et de temps caractéristique comparables au cas d'une humidification précoce appliquée 28 jours après coulage. En revanche, le temps de latence est considérablement plus important dans le cas d'une humidification tardive : on en déduit que la RSI ne semble pas être déclenchée en dessous d'un certain seuil d'humidité interne. Par l'application de différentes histoires hydriques, l'existence d'un seuil de degré de saturation en dessous duquel aucun gonflement n'est observé a été mis en évidence et semble être de l'ordre de 0,95.

Enfin, une analyse des modifications de comportement hydrique sous les effets des gonflements a été menée. En ce qui concerne le retrait de dessiccation, le développement d'expansions préalables conduit à une modification du comportement du matériau vis-à-vis du séchage dans le cas de réactions fortement délétères. Ceci peut s'expliquer par la fissuration importante développée dans ce cas. En revanche, pour une réaction beaucoup moins agressive, cette modification de comportement vis-à-vis de la dessiccation est beaucoup moins marquée. Cette conclusion est en accord avec les travaux de (*Multon 2004*) sur la RAG pour des amplitudes d'expansion comparables. Par ailleurs, une analyse comparative des évolutions dimensionnelles en fonction des évolutions massiques semble indiquer que les prises de masse importantes mesurées lors du développement intense d'expansions induites par la RSI sont probablement essentiellement le fruit d'une mobilisation d'eau dans les vides créés lors de l'expansion du matériau. Même si une part de cette prise de masse est nécessairement issue de la mobilisation d'eau pour la formation des produits de réaction, ce dernier phénomène ne semble avoir qu'une contribution mineure durant cette phase de gonflement intense.

L'ensemble de ces investigations présente des implications en ce qui concerne la formulation de modèles de re-calcul des ouvrages atteints. La forte dépendance à l'humidité de la RSI est confirmée. Néanmoins, il semble que le seuil de déclenchement de la réaction soit nettement plus élevé que celui de la RAG et nécessite donc un calibrage plus fin des lois de couplage. Par ailleurs, la modification des propriétés de transfert des matériaux s'est révélée significative, que ce soit en régime d'imbibition ou de séchage. La prise en compte de ces modifications nécessiterait un couplage entre calcul mécanique et calcul hydrique dans les méthodes de re-calcul ainsi que l'établissement de lois de couplage entre les expansions et l'évolution des propriétés de transfert.

L'étude d'un matériau susceptible de RSI et de RAG a révélé un comportement expansif spécifique. Contrairement au cas d'un matériau uniquement susceptible de RSI, les suivis dimensionnels ont mis en évidence une amplitude d'expansion supérieure dans le cas de corps d'épreuve conservés à 100 % HR par rapport à ceux conservés en eau. Afin d'expliquer ce phénomène, un mécanisme de gonflement a été proposé et la modélisation mathématique associée a été formulée. Ce mécanisme suggère que la lixiviation des alcalins, plus lente dans le cas d'un matériau conservé à 100 % HR, permet de disposer d'un potentiel de formation de gel de RAG suffisamment conséquent à l'issue de la RSI pour permettre une poursuite des gonflements non observée dans le cas d'un matériau

immergé trop appauvri en alcalins. Des essais ont été effectués pour confirmer ces hypothèses et les premiers résultats correspondants semblent les appuyer. Néanmoins, une campagne d'essai plus poussée permettrait d'affiner nos connaissances sur ce point.

Par ailleurs, si les essais réalisés au cours de ce programme semblent appuyer le mécanisme que nous avons formulé, en l'absence d'investigations complémentaires, il ne peut être appliqué directement qu'à nos conditions expérimentales spécifiques (conditions de cure thermique, de conservation hydrique, composition du matériau...). En effet, les couplages potentiels existant entre ces deux réactions sont tels qu'il n'est pas possible d'étendre aisément le domaine de validité de ce mécanisme formulé pour l'instant de façon purement additive. Ainsi, on peut citer par exemple le couplage thermique entre la RSI et la RAG durant la cure thermique (l'application d'un échauffement plus ou moins intense influera sur la thermoactivation de la RAG mais jouera également sur le potentiel de RSI) ou bien encore l'influence de la température de stockage des corps d'épreuve pouvant influencer sur la compétition entre ces deux réactions pathogènes. En tout état de cause, il apparaît nécessaire de considérer à minima la RSI et la RAG comme deux réactions d'avancement séparé, toutes deux influencées par la saturation, la température et la teneur en alcalins, mettant ainsi en évidence les couplages entre ces deux phénomènes.

Les essais sur poutres ont eu pour objectif de comprendre et quantifier les effets mécaniques de la RSI sur des structures simples en conditions contrôlées. Par l'application d'un gradient hydrique sévère (humidification en partie inférieure et séchage à 30 % HR en partie supérieure), la création d'un gradient de gonflement était souhaitée, à l'instar des travaux de (*Multon 2004*) sur les effets de la RAG sur les structures.

Cette technique expérimentale s'est révélée pertinente pour le cas de la RSI. Une fois de plus, les effets de la RSI pouvant être beaucoup plus marqués que ceux de la RAG, les effets structurels observés ont été démultipliés par rapport à l'étude de (*Multon 2004*). Le cas des poutres non armées a mis en évidence une mise en flexion des structures aboutissant à une rupture spontanée sous poids propre pour les poutres P2 (fortement réactive vis-à-vis de la RSI) et P5 (fortement réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG) respectivement en 330 jours et en 170 jours. Dans le cas des poutres armées, l'effet de « précontrainte chimique » (correspondant à une compression en partie inférieure par la sollicitation des armatures soumises à un gonflement imposé) mis en évidence par (*Multon 2004*) pour le cas de la RAG est également observé pour la RSI seule ou couplée à la RAG. Cet effet induit par la présence d'armatures longitudinales conduit à une inversion de la courbure des structures, la fibre supérieure se retrouvant tendue et développant une fissuration transversale importante.

La confrontation des différentes mesures locales et globales a permis de montrer que les hypothèses de la théorie des poutres restent vérifiées, que les poutres soient armées ou non. En particulier, il est généralement possible de retrouver de manière satisfaisante la flèche mesurée sur les structures en estimant la courbure des sections grâce aux mesures de déformations locales par jauges noyées. On gardera toutefois à l'esprit que les écarts entre estimation et mesure peuvent se révéler significatifs, les mesures étant rendues délicates par les déformations importantes appliquées aux structures et la fissuration parfois importante. Toutefois, il a été démontré que le fonctionnement structurel de ces corps d'épreuve dans la direction longitudinale peut entièrement être décrit par la donnée d'un profil de déformation horizontale que l'on se propose de caractériser dans ces travaux par une courbure et une déformation longitudinale moyenne. Pour chaque corps d'épreuve, un tel profil a été identifié en fonction du temps.

La présence d'armatures longitudinales a provoqué un comportement caractéristique des structures : dans un premier temps, on note une déflexion vers le bas

des corps d'épreuve sous l'effet des gonflements en partie inférieure analogue à celui des poutres non armées. Lors du développement des expansions, les aciers longitudinaux sont soumis à une sollicitation de traction. Par réaction, ils appliquent alors un effort interne de compression en partie basse de la poutre (également dénommé « précontrainte chimique »). L'effort normal décentré correspondant conduit à une inversion du sens de variation des flèches aboutissant à une déflexion des structures vers le haut à la fin de la phase de séchage.

Afin de mieux comprendre le fonctionnement des structures atteintes de RSI, une première analyse des résultats a été proposée sur la base de calculs réalisés dans le cadre de la théorie de la résistance des matériaux. Le principe de cette analyse consiste en l'estimation de la réponse d'une structure à partir d'un profil de déformations chimiques imposées. Ce profil est identifié à l'aide du profil hydrique des structures. A l'instar des travaux de (*Multon 2004*), l'utilisation combinée des teneurs en eau globale obtenues par pesée et des teneurs en eau locale dans la partie soumise à un séchage par gammadensimétrie permet d'estimer les profondeurs de séchage et d'imbibition au cours du temps. Néanmoins, les expansions intenses dues à la RSI ont montré qu'une cinétique d'imbibition proportionnelle à la racine carrée du temps ne semble pas adaptée pour décrire les prises de masses très importantes observées dans le cas de cette étude. Deux hypothèses différentes ont alors été formulées : la première suggère que la cinétique d'imbibition se fait selon une loi sigmoïde identique à celle permettant de retranscrire l'imbibition globale des poutres avec un matériau passant instantanément de son état initial à son état saturé ; la seconde considère une cinétique d'imbibition en racine carrée du temps avec une prise de masse du matériau dont la cinétique est calquée sur celle de l'imbibition du corps d'épreuve. Ces deux hypothèses sont très fortes mais indispensables pour estimer de façon simple le profil hydrique dans les structures à la lumière des données dont nous disposons. Nos premières analyses semblent montrer que la première approche est probablement plus réaliste.

Sur la base des profils hydriques calculés, on identifie un profil de déformations imposées dont les valeurs sont issues des essais sur éprouvettes du programme expérimental. Différentes hypothèses ont été testées. Malgré les nombreuses hypothèses simplificatrices qu'il nous a été nécessaire de formuler, le comportement global des structures peut être retrouvé de façon satisfaisante la plupart du temps, sous réserve de tenir compte à minima, et notamment pour les poutres armées, de la chute de module d'Young associée aux fortes expansions et du couplage conduisant à la réduction des déformations chimiques imposées dans les directions les plus comprimées. Cette première analyse permet ainsi de tester la pertinence de certains jeux d'hypothèses par rapport aux effets mécaniques de la RSI sur des structures. Ces résultats constituent ainsi un test quantitatif important pour la compréhension du fonctionnement des structures atteintes.

Pour progresser dans la qualification de méthodes de re-calcul, un exemple d'application du module RGIB développé par (*Baghdadi 2008*) a été mis en œuvre. Il met en évidence plusieurs difficultés. Avant la réalisation de tout calcul mécanique, des difficultés de retranscription des phénomènes de transfert hydrique ont été notées. En particulier, la reproduction d'un gain de masse inhérent au développement d'expansions n'a pu être mise en évidence. Ceci a confirmé nos premières conclusions issues des analyses des effets de la RSI à l'échelle du matériau et mettant en évidence la modification du comportement hydrique de celui-ci sous l'effet des fortes expansions. La prise en compte de ce couplage expansion – propriétés de transfert apparaît indispensable pour retranscrire l'imbibition de manière satisfaisante. Ainsi, un couplage du calcul mécanique

et du calcul hydrique devrait être programmé pour améliorer cet écart entre modèle et expérience.

Par ailleurs, pour des calculs hydriques jugés représentatifs de la réalité, un biais entre calcul mécanique et mesure a été mis en évidence. Il semble que l'utilisation de l'amplitude et de la cinétique d'expansion en gonflement libre immergé conduise à ce résultat. Il est suggéré que la différence de lixiviation des alcalins entre ces petits corps d'épreuve et les poutres conduise à des différences de cinétique. Si cette conclusion est avérée, un couplage entre le calcul de déformation imposée et la teneur en alcalins (impliquant un calcul de diffusion de ces espèces au cours du temps, calcul potentiellement couplé à l'état de dégradation du matériau) se révélerait nécessaire.

Au total, ces travaux fournissent, pour une famille de matériaux, une quantification détaillée des expansions de RSI dans différents états de saturation et contribuent ainsi à la compréhension de l'influence de l'humidité sur le développement de cette pathologie. Une analyse détaillée des prises de masse en fonction des gonflements indique que les forts gains de masse mesurés sont principalement le fruit d'un remplissage des fissures nouvellement créées par l'eau. Ceci correspond également à une nette modification des propriétés de transfert. Dans le cadre des méthodes de re-calcul, la prise en compte de ce couplage nécessite un développement algorithmique.

Par ailleurs, l'étude d'un cas de concomitance entre RSI et RAG a confirmé les couplages physico-chimiques entre ces deux pathologies aux effets macroscopiques voisins. En particulier, l'effet de la température (que ce soit l'échauffement nécessaire au développement de RSI ou la température d'exposition à long terme) et la lixiviation des alcalins favorisant la RSI au détriment de la RAG se révèlent être deux points particulièrement critiques pour le développement d'une réaction préférentiellement à une autre. A la suite de notre travail, il conviendrait de réfléchir à la façon la plus opportune de tenir compte de ces aspects pour recalculer les structures atteintes.

Enfin, une base de données a été constituée à partir de l'étude expérimentale de poutres atteintes de réactions de gonflement interne. Les comportements mécanique et hydrique de ces corps d'épreuve ont été caractérisés le plus finement possible. Le fonctionnement structurel a été analysé en détail. En particulier, la validité de la théorie des poutres a été établie. Le fonctionnement longitudinal des poutres peut ainsi être décrit par la donnée d'un profil de déformation horizontale. La base de données et son analyse est proposée dans le présent manuscrit et sera complétée d'ici un an (notamment par les données liées à la phase de remouillage et par la résistance résiduelle des poutres). Les essais de modélisation effectués dans ce mémoire montrent que des perspectives d'amélioration des outils de calcul restent largement ouvertes.

Le programme expérimental prévoyait initialement la caractérisation des performances mécaniques lors du développement de gonflements d'une part, et la quantification des couplages entre état de contraintes et expansions d'autre part. Ces deux séries d'essais ont été mises au point sur des corps d'épreuve scellés. Contrairement à ce que nous escomptions, la quasi-absence de gonflements dans ces deux cas ne nous a pas permis d'aboutir à des quantifications utilisables pour décrire les matériaux atteints. Néanmoins, cette absence de données constitue un retour d'expérience utile à la mise au point future d'essais similaires qui restent nécessaires pour la formulation de lois de couplages traduisant l'effet des champs de contraintes, et la dégradation des performances

mécaniques dans les parties d'ouvrages saturées où se développent les expansions induites par la RSI.

Les essais menés sur le matériau susceptible de RSI et de RAG ont révélé et quantifié dans quelques situations particulières une partie des nombreux couplages pouvant exister entre ces deux pathologies. Les résultats présentés dans ce rapport constituent ainsi une première étape à la compréhension et à la quantification de ces phénomènes. Néanmoins, des investigations complémentaires nous sembleraient devoir être menées sur ce couplage afin d'éclaircir les effets du traitement thermique, de la température de stockage, de la teneur en alcalins (et de la lixiviation correspondante), des potentiels initiaux de RSI et de RAG (en effet, l'importance de la dégradation apportée par une réaction peut favoriser l'autre ou au contraire la réduire)... Cette thématique présente un enjeu d'autant plus important qu'une très grande partie des cas d'expertise font état de cette concomitance des deux réactions.

Les essais que nous avons menés sur éprouvettes immergées et en conditions saturées ont permis de compléter la caractérisation des couplages entre humidité et gonflement. Néanmoins, une base de données plus précise serait indispensable pour formuler et calibrer une loi de couplage humidité-gonflement telle que celle proposée par (Poyet 2003) dans le cas de la RAG et réutilisée par (Baghdadi 2008) pour sa modélisation de la RSI. Il faut cependant cibler le domaine d'étude autour de l'éventuel seuil de déclenchement de la réaction, en veillant aux difficultés métrologiques et d'interprétation correspondant au domaine où l'eau liquide constitue une phase connectée ou presque dans la porosité du béton.

Les essais sur structures ont révélé des difficultés importantes quant à la réalisation d'un suivi prolongé de tels corps d'épreuve. En particulier, le suivi hydrique local des poutres s'est révélé délicat. Les déformations et les fissurations très importantes des poutres ont parfois rendu très complexe le suivi dimensionnel des structures. Ainsi, il pourrait se révéler intéressant de mener un programme complémentaire sur des structures plus « rudimentaires » (et donc plus faciles à maîtriser) afin de compléter les données issues de ce programme.

D'autre part, les difficultés rencontrées pour l'estimation des profils hydriques des poutres ont montré une profonde modification du comportement hydrique des matériaux atteints de RSI. Il nous semblerait donc intéressant de disposer de données supplémentaires permettant d'estimer l'évolution des caractéristiques de transfert hydrique des matériaux atteints de RSI et ce afin d'intégrer ces phénomènes aux outils de re-calcul. En effet, les couplages entre gonflement et humidité sont tels qu'il apparaît délicat de ne pas prendre en compte la modification des échanges hydriques dans les matériaux atteints de ces réactions pathogènes. Une question similaire et partiellement connexe se pose également pour la lixiviation des alcalins.

L'ensemble des données acquises dans cette recherche a pour finalité de caractériser la pertinence des hypothèses formulées dans les différentes méthodes de re-calcul. Ainsi, la base de données sur structures doit être confrontée aux prédictions de ces outils numériques dont l'utilisation et l'interprétation des résultats est facilitée par les conditions d'exposition contrôlées qu'il nous a été possible de recréer en laboratoire. De telles études doivent permettre de valider les outils définis et/ou de les faire évoluer afin de mieux retranscrire la réalité, dans un souci de fournir aux gestionnaires d'ouvrages des outils utiles au traitement des ouvrages atteints de réaction(s) de gonflement interne.

Enfin, l'ensemble de ces données est issu d'essais en laboratoire, milieu « aseptisé » où l'essentiel des paramètres est contrôlé. Néanmoins, il convient de se poser la question de la pertinence de ces essais et des résultats correspondants par rapport à des matériaux *in situ*. Afin de répondre à cette interrogation, la réalisation d'essais à très long terme en vieillissement naturel en complément d'études et de modélisations des phénomènes à l'échelle mésoscopique pourrait être envisagée. Si de telles expérimentations sont très délicates à mettre en œuvre, il ne nous semble pas possible d'en faire l'économie pour progresser dans la maîtrise du vieillissement effectif des ouvrages atteints. L'objectif final étant de modéliser le comportement d'ouvrages réels, il semble nécessaire de confronter nos prédictions à cette réalité dans des cas bien documentés.

Plusieurs des perspectives ici décrites se trouvent abordées dans la nouvelle opération de recherche 11R104 « Risques de réactions de gonflement interne dans les bétons de structure d'ouvrages stratégiques » engagée depuis début 2010 par le LCPC, où la finalisation et la valorisation des présents travaux doivent trouver toute leur place.

Références

A

- Acker P. 1988, Comportement mécanique du béton : apports de l'approche physico-chimique, *Rapport de recherche LPC n°152*, 121 p.
- AFNOR, 1981-a, Bétons – Mise en place par microtable vibrante, NF P 18-421, 8p.
- AFNOR, 1981-b, Bétons – Mise en place par aiguille vibrante, NF P 18-422, 14 p.
- AFNOR, 2004, Méthode d'essai des ciments – Partie 9 : chaleur d'hydratation – Méthode semi-adiabatique, NF EN 196-9, 22 p.
- Albert B., Guy B., Damidot D., 2006, Water chemical potential: a key parameter to determine the thermodynamic stability of some hydrated cement phases in concrete?, *Cement and Concrete Research*, 36, 783-790
- Andrade C., Sarria J., Alonso C., 1999, Relative humidity in the interior of concrete exposed to natural and artificial weathering, *Cement and Concrete Research*, 29, 1249-1259
- ASTM, 2005, C1260-05 Standard test method for potential alkali reactivity of aggregates (mortar-bar method), *American Society for Testing and Materials*, Volume 04.02, 5p.
- ASTM, 2008, C1293 Test method for determination of length change of concrete due to Alkali-Silica Reaction, *American Society for Testing and Materials*, Volume 04.02, 5p.
- Atkins M., Macphee D., Kindness A., Glasser F.P., 1991, Solubility properties of ternary and quaternary compounds in the CaO-Al₂O₃-SO₃-H₂O system, *Cement and Concrete Research*, 21, 991-998
- Aubagnac C. & Wendling J.-C., 2007, Présentation du pont de Gevry sur le Doubs – RD 905, *La réaction sulfatique interne dans les bétons – Prévention des risques et gestion des ouvrages malades*, Journée technique du LCPC, 02/10/2007, 25 p.
- Aubert J.-E., Escadeillas G., Leklou N., 2009, Expansion of five-year-old mortars attributable to DEF: relevance of the laboratory studies on DEF, *Construction and Building Materials*, 23(12), 3583-3585

B

- Bae S., Bayrak O., Jirsa J.O., Klingner R.E., 2009, Effect of Alkali-Silica Reaction / Delayed Ettringite formation damage on behavior of deeply embedded anchor bolts, *ACI Structural Journal*, 106(6), 848-857
- Baghdadi N., Toutlemonde F., Seignol J.-F., 2007-a, Modélisation de l'effet des contraintes sur l'anisotropie de l'expansion dans les bétons atteints de réaction de gonflement interne, *25^{ème} rencontres de l'AUGC*, Bordeaux.
- Baghdadi N., Seignol J.-F., Toutlemonde F., 2007-b, Modélisation du couplage chimico-mécanique pour calculer une structure en béton atteinte de réaction sulfatique interne, *18^{ème} congrès français de mécanique*, Bordeaux, France.

- Baghdadi N., 2008, Modélisation du couplage chimico-mécanique d'un béton atteint d'une réaction sulfatique interne, thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 229 p.
- Baghdadi N., Seignol J.-F., Toutlemonde F., 2008-a, Chemo-mechanical model describing the expansion due to internal sulfate attack: numerical simulation, *International RILEM symposium CONMOD'08*, Delft, The Netherlands.
- Baghdadi, N., Seignol, J.-F., Martin, R.-P., Renaud, J.-C., Toutlemonde, F., 2008-b, Effect of early age thermal history on the expansion due to delayed ettringite formation: experimental study and model calibration, *Euro Mediterranean symposium on Advances in Geomaterials AGS'08*, Hammamet, Tunisia, 661-666
- Barbarulo R., 2002, Comportement des matériaux cimentaires : action des sulfates et de la température, thèse de Doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan, Cachan, 272 p.
- Barbarulo R., Peycelon H., Prené S., 2002, The role of CSH and temperature in delayed ettringite formation, *International RILEM TC 186-ISA workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation*, Villars, Switzerland, 155-166
- Barbarulo R., Peycelon H., Prené S., Marchand J., 2005, DEF symptoms on mortars induced by high temperature due to cement heat of hydration or late thermal cycle, *Cement and Concrete Research*, 35, 125-131
- Barbarulo R., Peycelon H., Leclercq S., 2007, Chemical equilibria between CSH and ettringite at 20°C and 85°C, *Cement and Concrete Research*, 37, 1176-1181
- Baroghel-Bouny V., 1994, Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons – Méthodes, analyses, interprétations, *Presse du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, 468 p.
- Bary B., 2010, Contribution à l'étude de phénomènes multi-physiques dans les matériaux cimentaires, mémoire d'Habilitation à Diriger les Recherches, Ecole Normale Supérieure de Cachan, Cachan, 91 p.
- Batic O., Milanesi C.A., Maiza P.J., Marfil S.A., 2000, Secondary ettringite formation in concrete subjected to different curing conditions, *Cement and Concrete Research*, 30, 1407-1412
- Bentz D.P., Quenard D.A., Baroghel-Bouny V., Garboczi E.J., Jennings H.M., 1995, Modelling drying shrinkage of cement paste and mortar. Part 1: Structural models from nanometres to millimetres, *Materials and Structures*, 28, 450-458
- Boenig A., Fúnez L.M., Memberg L., Roche J., Tinkey B., Klingner R.E., Fowler T.J., 2009, Structural assessment of bridges with premature concrete deterioration due to expansive reactions, *ACI Structural Journal*, 106(2), 196-204
- Bournazel J.-P., Moranville Regourd M., Sellier A., 1996, Microstructure of steam cured concretes deteriorated by alkali silica reaction, *10th International Conference on Alkali Aggregate Reaction ICAAR*, Melbourne, Australia, 949-956
- British Standards Institute (BSI), 1999, BS 812-123 Testing aggregates: method for determination of alkali-silica reactivity – concrete prism method, *British Standards Institute*, 18 p.

- Broekmans M.A.T.M., 2009, Petrography as an essential complementary method in forensic assessment of concrete deterioration: two case studies, *Materials Characterization*, 60, 644-654
- Broquet J.-F., 2007, Réparation du chevêtre de Fozzières, *La réaction sulfatique interne dans les bétons – Prévention des risques et gestion des ouvrages malades*, Journée technique du LCPC, 02/10/2007, 24 p.
- Brown P.W., Bothe J.V., 1993, The stability of ettringite, *Advances in Cement Research*, 5(18), 47-63
- Brunetaud X., 2005, Etude de l'influence de différents paramètres et de leurs interactions sur la cinétique et l'amplitude de la réaction sulfatique interne au béton, thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris, 265 p.
- Brunetaud X., Divet L., Damidot D., 2005, Delayed ettringite formation: suggestion of a global mechanism in order to link previous hypotheses, *ACI SP 222-5 7th CANMET Recent Advances in Cement Research*, Las Vegas, USA, 63-76
- Brunetaud X., Linder R., Divet L., Duragrín D., Damidot D., 2007, Effect of curing conditions and concrete mix design on the expansion generated by DEF, *Materials and Structures*, 40, 567-578.
- Brunetaud X., Divet L., Damidot D., 2008, Impact of unrestrained delayed ettringite formation-induced expansion on concrete mechanical properties, *Cement and Concrete Research*, 38(11), 1343-1348
- Burgher B., Thibonnier A., Folliard K.J., Ley T., Thomas M.D.A., 2008, Investigation of the internal stresses caused by delayed ettringite formation in concrete, Texas Department Of Transportation TxDOT, 97 p.
- Sous la direction de Buyle-Bodin F. & Cussigh F., 2003, Résistance du béton dans l'ouvrage – la maturométrie, *Guide technique des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 66 p.

C

- Capra B. & Sellier A., 2003, Orthotropic modelling of alkali-aggregate reaction in concrete structures: numerical simulations, *Mechanics of Materials*, 35, 817-830
- Chen W. & Brouwers H.J.H., 2010, Alkali binding in hydrated Portland cement paste, *Cement and Concrete Research*, 40, 716-722
- Colleparidi M., 1999, Damage by delayed ettringite formation, *ACI Concrete International*, 21(1), 69-74
- Colleparidi M. & Ogoumagh Olagot J.J., 2002, The influence of sulfate content in clinker or cement and curing temperature on DEF-related expansion of concrete, *International RILEM TC 186-ISA workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation*, Villars, Switzerland, 212-228
- Colleparidi M., 2003, A state of the art review on delayed ettringite attack on concrete, *Cement and Concrete Composites*, 25, 401-407
- Cohen M.D., 1983, Theories of expansion in sulfoaluminate - type expansive cements: schools of thought, *Cement and Concrete Research*, 13, 809-818

- Comi C., Fedele R., Perego U., 2009, A chemo-thermo-damage model for the analysis of concrete dams affected by alkali-silica reaction, *Mechanics of Materials*, 41, 210-230
- Correns C.W., 1949, Growth and dissolution of crystals under linear pressure, *Discussion of the Faraday Society*, 5, 267-271
- CSA, 2009-a, A23.2-27A pratique normalisée de détermination du degré de réactivité alcaline des granulats et des mesures pour éviter l'expansion nuisible du béton, *Association Canadienne de Normalisation*, A23.1-09/A23.2-09 – Béton : constituants et exécution des travaux / Méthodes d'essai et pratiques normalisées pour le béton, Mississauga, Ontario, 387-400
- CSA, 2009-b, A23.2-28A pratique normalisée d'essai en laboratoire pour démontrer l'efficacité des ajouts cimentaires et des adjuvants à base de lithium à empêcher une réaction alcalis-silice dans le béton, *Association Canadienne de Normalisation*, A23.1-09/A23.2-09 – Béton : constituants et exécution des travaux / Méthodes d'essai et pratiques normalisées pour le béton, Mississauga, Ontario, 401-406

D

- Damidot D. & Glasser F.P., 1992, Thermodynamic investigation of the CaO-Al₂O₃-CaSO₄-H₂O system at 50°C and 85°C, *Cement and Concrete Research*, 22, 1179-1191
- Damidot D. & Glasser F.P., 1993, Thermodynamic investigation of the CaO-Al₂O₃-CaSO₄-H₂O system at 25°C and the influence of Na₂O, *Cement and Concrete Research*, 23, 221-238
- Damidot D., Stronach S., Kindness A., Atkins A., Glasser F.P., 1994, Thermodynamic investigation of the CaO-Al₂O₃-CaCO₃-H₂O closed system at 25°C and the influence of Na₂O, *Cement and Concrete Research*, 24(3), 563-572
- Damidot D. & Glasser F.P., 1995, Investigation of the CaO-Al₂O₃-SiO₂-H₂O system at 25°C by thermodynamic calculations, *Cement and Concrete Research*, 25, 22-28
- Damidot D., Stronach S., Kindness A., Atkins A., Glasser F.P., 1995, Thermodynamic investigation of the CaO-Al₂O₃-CaSO₄-CaCO₃-H₂O closed system at 25°C and the influence of Na₂O, *Advances in Cement Research*, 7(27), 129-134
- Damidot D., Barnett S.J., Glasser F.P., Macphee E., 2004, Investigation of the CaO-Al₂O₃-SiO₂-CaSO₄-CaCO₃-H₂O system at 25°C by thermodynamic calculation, *Advances in cement research*, 2(16), 69-76
- Deng M. & Tang M., 1994, Formation and expansion of ettringite crystals, *Cement and Concrete Research*, 24, 119-126
- Deschenes D.J., Bayrak O., Folliard K.J., 2009, ASR/DEF-damaged bent caps: shear tests and field implications, Texas Department Of Transportation TxDOT, 258 p.
- Diamond S. & Ong S., 1994, Combined effects of alkali silica reaction and secondary ettringite deposition in steam cured mortars, *Ceramic Transactions*, 40, 79-90
- Diamond S., 1996, Delayed Ettringite Formation – Processes and Problems, *Cement and Concrete Composites*, 18, 205-215

- Diamond S., 2000, The relevance of laboratory studies on delayed ettringite formation to DEF in field concretes, *Cement and Concrete Research*, 30, 1987-1991
- Diamond S., 2002, Delayed ettringite formation - a current assessment, *International RILEM TC 186-ISA workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation*, Villars, Switzerland, 178-194
- Divet L., 1998, Existe-t-il un risque de développement d'une activité sulfatique endogène dans les pièces de béton de grande masse ? La cas du pont d'Ondes (Haute-Garonne), *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 213, 59-72
- Divet L. & Randriambololona R., 1998, Delayed ettringite formation: the effect of temperature and basicity on the interaction of sulphate and C-S-H Phase, *Cement and Concrete Research*, 28(3), 357-363
- Divet L., 2001, Les réactions sulfatiques internes au béton : contribution à l'étude des mécanismes de la formation différée de l'ettringite, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, *ERLPC*, OA 40, 227 p.
- Divet L., 2002, Comment se prémunir des réactions sulfatiques dans les bétons ?, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 240, 87-94
- Divet L. & Pavoine A., 2002, Delayed ettringite formation in massive concrete structures: an account of some studies of degraded bridges, *International RILEM TC 186-ISA workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation*, Villars, Switzerland, 98-126
- Divet L., 2003, La formation différée de l'ettringite dans les bétons de parties d'ouvrages massives – Synthèse des études de ponts dégradés, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 244-245, 91-111
- Dreux G., 1982, Composition des bétons, *Techniques de l'ingénieur*, C2 220, 1-14
- Dunant C. & Scrivener K.L., 2010-a, Modelling ASR with "AMIE", *RILEM seminar, Technical committee TC 219 ACS*, March 2010, Ponta Delgada, Azores, 42 p.
- Dunant C. & Scrivener K.L., 2010-b, Micro-mechanical modelling of alkali-silica reaction-induced degradation using the AMIE framework, *Cement and Concrete Research*, 40, 517-525

E

- Ekolu S.O., Thomas M.D.A., Hooton R.D., 2006, Pessimism effect of externally applied chlorides on expansion due to delayed ettringite formation: Proposed mechanism, *Cement and Concrete Research*, 36, 688-696
- Ekolu S.O., Thomas M.D.A., Hooton R.D., 2007-a, Dual effectiveness of lithium salt in controlling both DEF and ASR in concretes, *Cement and Concrete Research*, 37, 942-947
- Ekolu S.O., Thomas M.D.A., Hooton R.D., 2007-b, Implications of preformed microcracking in relation to the theories of DEF, *Cement and Concrete Research*, 37, 161-165
- Escadeillas G., Aubert J.-E., Segerer M., Prince W., 2007, Some factors affecting delayed ettringite formation in heat-cured mortars, *Cement and Concrete Research*, 37, 1445-1452

F

- Famy C., Scrivener K.L., Atkinson A., Brough A.R., 2001, Influence of the storage conditions on the dimensional changes of heat-cured mortars, *Cement and Concrete Research*, 31, 795-803
- Famy C. & Taylor H.F.W., 2001, Ettringite in hydration of Portland cement concrete and its occurrence in mature concretes, *ACI Materials Journal*, 98, 350-356
- Famy C., Scrivener K. L., Brough A.R., 2002-a, Role of microstructural characterisation in understanding the mechanism of expansion due to delayed ettringite formation, *International RILEM TC 186-ISA workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation*, Villars, Switzerland, 167-172
- Famy C., Scrivener K.L., Atkinson A., Brough A.R., 2002-b, Effects of an early or a late heat treatment on the microstructure and composition of inner CSH products of Portland cement mortars, *Cement and Concrete Research*, 32, 269-278.
- Famy C., Scrivener K.L., Crumbie A.K., 2002-c, What causes differences of C-S-H gel grey levels in backscattered electron images?, *Cement and Concrete Research*, 32, 1465-1471
- Fasseu P., 1997, Alkali-réaction du béton – Essai d’expansion résiduelle sur béton durci, *Méthode d’essai des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°44, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 12 p.
- Fasseu P. & Michel M., 1997, Détermination de l’indice de fissuration d’un parement béton, *Méthode d’essai des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°47, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 13 p.
- Sous la direction de Fasseu P. et Mahut B., 2003, Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne, *Guide technique des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 66 p.
- Fasseu P. 2010, Etudes sur les réactions sulfatiques internes – Expérimentation de traitements sur corps d’épreuve, *Les plénières du LCPC et du Sétra – Journées Ouvrage d’Art 2010*, Lille, 28 p.
- Flatt R.J. & Scherer G.W., 2008, Thermodynamics of crystallisation stresses in DEF, *Cement and Concrete Research*, 38, 325-336
- Fournier B. & Bérubé M.A., 1992, A comparison of laboratory testing methods for evaluating potential alkali-reactivity in the St. Lawrence lowlands (Quebec, Canada), *9th International Conference on Alkali Aggregate Reaction ICAAR*, London, UK, 327-337
- Fournier B. & Malhotra V., 1999, Evaluation of laboratory test methods of alkali-silica reactivity, *Cement Concrete and Aggregates*, 21(2), 173-184
- Fournier B., Ideker J.H., Folliard K.J., Thomas M.D.A., Nkinamubanzi P.-C., Chevrier R., 2009, Effect of environmental conditions on expansion in concrete due to alkali-silica reaction (ASR), *Materials characterization*, 60, 669-679
- Fu Y., Xie P., Gu P., Beaudoin J.J., 1994-a, Effect of temperature on sulphate adsorption/desorption by tricalcium silicate hydrates, *Cement and Concrete Research*, 24(8), 1428-1432

- Fu Y., Xie P., Gu P., Beaudoin J.J., 1994-b, Significance of pre-existing cracks on nucleation of secondary ettringite in steam cured cement paste, *Cement and Concrete Research*, 24(6), 1015-1024
- Fu Y., Gu P., Xie P., Beaudoin J.J., 1995, A kinetic study of DEF in hydrated Portland cement paste, *Cement and Concrete Research*, 25(1), 63-70
- Fu Y., 1996, Delayed ettringite formation in Portland cement products, University of Ottawa, 199 p.
- Fu Y. & Beaudoin J.J., 1996-a, On the distinction between delayed and secondary ettringite formation in concrete, *Cement and Concrete Research*, 26(6), 979-980
- Fu Y. & Beaudoin J.J., 1996-b, Mechanisms of Delayed Ettringite Formation in Portland cement systems, *ACI Materials Journal*, 93(4), 1-7
- Fu Y. & Beaudoin J.J., 1996-c, Microcracking as a precursor to delayed ettringite formation in cement systems, *Cement and Concrete Research*, 26(10), 1493-1498
- Fu Y., Ding J., Beaudoin J.J., 1997, Expansion of Portland cement mortar due to internal sulphate attack, *Cement and Concrete Research*, 27(9), 1299-1306.

G

- Garboczi E.J., 1997, Stress, displacement, and expansive cracking around a single spherical aggregate under different expansive conditions, *Cement and Concrete Research*, 27(4), 495-500
- Ghorab H.Y., 2002, On the chemistry of delayed ettringite formation, *International RILEM TC 186-ISA workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation*, Villars, Switzerland, 139-154
- Glasser F.P., Damidot D., Atkins M., 1995, Phase development in cement in relation to the secondary ettringite problem, *Advances in cement research*, 7(26), 57-68
- Glasser F.P., 1996, The role of sulphate mineralogy and cure temperature in delayed ettringite formation, *Cement and Concrete Composites*, 18, 187-193
- Glasser F.P., 2002, The stability of ettringite, *International RILEM TC 186-ISA workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation*, Villars, Switzerland, 43-64
- Godart B., Kittel G., Fasseu P., 1999, Manuel d'identification des réactions de dégradation interne du béton dans les ouvrages d'art, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 42 p.
- Godart B., Mahut B., Fasseu P., Michel M., 2004, A guide for aiding to the management of structures damaged by concrete expansion in France, *12th International Conference on Alkali Aggregate Reaction ICAAR*, Beijing, China, 1219-1228
- Godart B., 2006, Conclusions drawn from field and laboratory investigations for a better understanding of the behaviour of ASR-affected structures, *8th CANMET International Conference on recent advances in concrete technology*, Montreal, Canada, 301-319
- Godart B. & Divet L., 2008, The new French recommendations to prevent disorders due to delayed ettringite formation, *13th International Conference on Alkali Aggregate Reaction ICAAR*, Trondheim, Norway.

- Godart B., 2009, Méthode de suivi dimensionnel et de suivi de la fissuration des structures avec application aux structures atteintes de réaction de gonflement interne du béton, *Guide technique des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 60 p.
- Godart B. & Divet L., 2009, Réaction sulfatique interne dans les structures en béton – Mécanisme, pathologie et prévention, *Techniques de l'ingénieur*, C2 254, 1-15
- Grabowski E., Czarnecki B., Gillott J.E., Duggan C.R., Scott J.F., 1992, Rapid test of concrete expansivity due to internal sulfate attack, *ACI Materials Journal*, 89, 469-480
- Graf L.A., 2007, Effect of relative humidity on expansion and microstructure of heat-cured mortars, *Research and Development Bulletin*, RD139, Portland Cement Association, 45 p.
- Granger L. 1996, Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires – Analyse et modélisation, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, *ERLPC*, OA 21, 381 p.
- Granger L., Torrenti J.-M., Acker P., 1997-a, Thoughts about drying shrinkage: Scale effects and modelling, *Materials and Structures*, 30, 96-105
- Granger L., Torrenti J.-M., Acker P., 1997-b, Thoughts about drying shrinkage: Experimental results and quantification of structural drying creep, *Materials and Structures*, 30, 588-598
- Grasley Z. C., Lange D. A., D'Ambrosia M. D., Villalobos-Chapa S., 2006, Humidity in concrete, *ACI Concrete International*, 28(10), 51-57
- Grattan-Bellew P.E., Beaudoin J.J., Vallée V.-G., 1998, Effect of aggregate particle size and composition on expansion of mortar bars due to delayed ettringite formation, *Cement and Concrete Research*, 28(8), 1147-1156
- Grimal E., 2007, Caractérisation des effets du gonflement provoqué par la réaction alcali-silice sur le comportement mécanique d'une structure en béton, thèse de Doctorat, Université Paul Sabatier – Toulouse III, Toulouse, 200 p.
- Grimal E., Sellier A., Le Pape Y., Bourdarot E., 2008-a, Creep, shrinkage and anisotropic damage in alkali-aggregate reaction swelling mechanism – part I: a constitutive model, *ACI Materials Journal*, 105(26), 227-235
- Grimal E., Sellier A., Le Pape Y., Bourdarot E., 2008-b, Creep, shrinkage and anisotropic damage in alkali-aggregate reaction swelling mechanism – part II: identification of model parameters and application, *ACI Materials Journal*, 105(26), 236-242
- Grimal E., Sellier A., Multon S., Le Pape Y., Bourdarot E., 2010, Concrete modelling for expertise of structures affected by alkali aggregate reaction, *Cement and Concrete Research*, 40, 502-507
- Gruszczinski E., Brown P.W., Bothe J.V., 1993, The formation of ettringite at elevated temperature, *Cement and Concrete Research*, 23, 981-987

H

- Hanehara S., Oyamada T., Fukuda S., Fujiwara T., 2008-a, Delayed ettringite formation and alkali aggregate reaction, *8th International Conference on Creep, Shrinkage*

and Durability of Concrete and Concrete Structures CONCREEP'08, Ise-Shima, Japan, 1051-1056

- Hanehara S., Oyamada T., Fujiwara T., 2008-b, Reproduction of delayed ettringite formation in concrete and its mechanism, *1st International Conference on Microstructure Related Durability of Cementitious Composites*, Nanjing, China, 143-152
- Heinz D. & Ludwig U., 1987, Mechanism of secondary ettringite formation in mortars subjected to heat treatment, *ACI SP 100*, Detroit, USA, 2059-2071
- Heinz D., Ludwig U., Rüdiger I., 1989, Delayed ettringite formation in heat treated mortars and concretes, *Concrete Precasting, Plant and Technology*, 11, 56-61.
- Heinz D., Kalde M., Ludwig U., Rüdiger I., 1999, Present state of investigation on damaging late ettringite formation (DLEF) in mortars and concretes, *ACI SP-177 Ettringite – The sometimes host of destruction*, 1-13
- Hime W.G. & Marusin S.L., 1999, Delayed ettringite formation: many questions and some answers, *ACI SP-177 Ettringite – The sometimes host of destruction*, 199-206
- Hobbs D.W., 1999, Expansion and cracking in concrete associated with delayed ettringite formation, *ACI SP-177 Ettringite – The sometimes host of destruction*, 159-181
- Hooton R.D., Rogers C.A., Ramlochan T., 2010, The Kingston outdoor exposure site for ASR – after 16 years what have we learned?, *RILEM seminar, Technical committee TC 219 ACS*, March 2010, Ponta Delgada, Azores
- Sous la direction de Humbert P. & Mestat P. et al., 2005, Numéro spécial CESAR-LCPC, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 256-257, 249 p.

I

- Idorn G.M., 2002, A discussion of the review paper “Delayed Ettringite Formation”, *Cement and Concrete Research*, 32, 989-990

J

- Johansen V., Thaulow N., Skalny J., 1993, Simultaneous presence of alkali-silica gel and ettringite in concrete, *Advances in Cement Research*, 5(17), 23-29
- Johansen V. & Thaulow N., 1999, Heat curing and late formation of ettringite, *ACI SP-177 Ettringite – The sometimes host of destruction*, 47-64
- Johansen V. & Osbaeck B., 2002, Ettringite needed in gaps?, *International RILEM TC 186-ISA workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation*, Villars, Switzerland, 173-177
- Jolicoeur C., Bilodeau J., Simard M.A., 1994, Etude calorimétrique de l’hydratation du ciment – Détermination de l’énergie d’activation, Rapport d’étape, *Rapport interne LCPC*.
- Joly M., 1999, Brevet : Capteur à fil vibrant notamment destiné à mesurer les déformations d’une structure, n° de dépôt 9915522 (le 09/12/1999), n° de parution 2802299 (le 15/06/2001).

K

- Kelham S., 1996, The effect of cement composition and fineness on expansion associated with delayed ettringite formation, *Cement and Concrete Composites*, 18, 171-179.
- Kelham S., 1999, Influence of cement composition on volume stability of mortar, *ACI SP-177 Ettringite – The sometimes host of destruction*, 27-45
- Kelham S., 2002, Effects of cement parameters on expansion associated with DEF, *International RILEM TC 186-ISA workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation*, Villars, Switzerland, 197-211
- Kert C., 2009, L'amélioration de la sécurité des barrages et ouvrages hydrauliques, *Le Moniteur des Travaux Publics et du Bâtiment*, n°5495, 48 p.
- Kjelssen K.O. & Detwiler R.J., 1992, Reaction kinetics of Portland cement mortars hydrated at different temperatures, *Cement and Concrete Research*, 22, 112-120
- Sous la direction de Kretz, T., Godart, B. & Divet, L., 2007, Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne, *Guide technique des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 59 p.
- Kurdowski W., 2002, Role of delayed release of sulphates from clinker in DEF, *Cement and Concrete Research*, 32, 401-407
- Kurdowski W. & Duszak S., 2002, Can addition of limestone eliminate the expansion of the mortars due to DEF, *International RILEM TC 186-ISA workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation*, Villars, Switzerland, 229-235
- Kuzel H.J. & Meyer H., 1993, Mechanism of ettringite and monosulphate formation in cement and concrete in presence of CO_3^{2-} , *15th International Conference on Cement Microscopy Association*, Dallas, TX, 191-203
- Kuzel H.J., 1996, Initial hydration reactions and mechanisms of delayed ettringite formation in Portland cements, *Cement and Concrete Composites*, 18, 195-203

L

- Laplante P., 1993, Propriétés mécaniques des bétons durcissants : analyse comparée des bétons classiques et à très hautes performances, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, *ERLPC*, OA 13, 299 p.
- Larive C. 1998, Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, *ERLPC*, OA 28, 404 p.
- Lawrence B.L., Myers J.J., Carrasquillo R.L., 1999, Premature concrete deterioration in Texas Department of Transportation precast elements, *ACI SP-177 Ettringite – The sometimes host of destruction*, 141-158
- Lawrence C.D., 1995-a, Delayed Ettringite Formation: An issue?, *Materials Science of Concrete*, 4, 113-154
- Lawrence C.D., 1995-b, Mortar expansions due to DEF – Effects of curing period and temperature, *Cement and Concrete Research*, 25(4), 903-914

- Lawrence C.D., 1999, Long term expansion of mortars and concretes, *ACI SP-177 Ettringite – The sometimes host of destruction*, 105-123
- Leklou N., 2008, Contribution à la connaissance de la réaction sulfatique interne, thèse de Doctorat, Université Paul-Sabatier Toulouse III, 210 p.
- Leklou N., Aubert J.-E., Escadeillas G., 2008, Microscopic observation of samples affected by delayed ettringite formation, *Materials and Structures*, 42(10), 1369-1378
- Li K., Coussy O., Larive C., 2004, Modélisation chimico-mécanique du comportement des bétons affectés par la réaction d'alcali-silice – Expertise numérique des ouvrages d'art dégradés, *ERLPC*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, OA 43, 202 p.
- Lothenbach B., Winnefeld F., Adler C., Wieland E., Lunk P., 2007, Effect of temperature on the pore solution, microstructure and hydration products of Portland cement pastes, *Cement and Concrete Research*, 37, 483-491

M

- MacDonald D., 1998, Delayed ettringite formation and heat curing - implications of the work of Kelham, *Cement and Concrete Research*, 28(12), 1827-1830
- Martin R.-P., Siegert D., Toutlemonde F., 2008, Experimental analysis of concrete structures affected by DEF – Influence of moisture and restraint, *3rd International symposium on thermo-hydronechanical and chemical coupling in geomaterials and applications GEOPROC*, Lille, France, 589-596
- Martin R.-P. & Toutlemonde F., 2010, Mise au point d'une cure thermique représentative de l'échauffement d'une pièce massive de béton, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°278, à paraître
- Martin R.-P., Renaud J.-C., Toutlemonde F., 2010, Experimental investigations concerning combined delayed ettringite formation and alkali-aggregate reaction, *6th International Conference on Concrete under Severe Conditions CONSEC*, Merida, Mexico, 287-295
- Marusin S.L., 1994, A simple treatment to distinguish alkali-silica gel from delayed ettringite formations in concrete, *Magazine of Concrete Research*, 46(168), 163-166
- Mather B., 1969, Sulfate soundness, sulfate attack and expansive cement in concrete, *RILEM International symposium on concrete durability*, Technical University of Prague, C209-220
- Mehta P.K., 1973, Mechanism of expansion associated with ettringite formation, *Cement and Concrete Research*, 3, 1-6
- Meland I., Justnes H., Lindgård J., 1997, Durability problems related to delayed ettringite formation and/or alkali aggregate reaction, *10th International Congress on the Chemistry of Cement*, Gothenburg, Sweden, 4.
- Mensi R., Acker P., Attolou A., 1988, Séchage du béton : analyse et modélisation, *Materials and Structures*, 21, 3-12
- Mielenz R.C., Marusin S.L., Hime W.G., Jugovic Z.T., 1995, Investigation of prestressed concrete railway tie distress, *ACI Concrete International*, 17, 62-68

- Mineralogical Society of America, 2001, Handbook of mineralogy, <http://www.handbookofmineralogy.org/>
- Mingyu H., Fumei L., Mingshu T., 2006, The thaumasite form of sulfate attack in concrete of Yongan dam, *Cement and Concrete Research*, 36, 2006-2008
- Multon S., 2004, Evaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alcali-réaction sur des structures modèles, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, *ERLPC*, OA 46, 423 p.
- Multon S., Merliot E., Joly M., Toutlemonde F., 2004, Water distribution in beams damaged by alkali-silica reaction: global weighing and local gammadensitometry, *Materials and Structures*, 37, 282-288
- Multon S. & Toutlemonde F., 2004, Water distribution in concrete beams, *Materials and Structures*, 37, 378-386
- Multon S. & Toutlemonde F., 2006, Effect of applied stresses on alkali-silica reaction-induced expansions, *Cement and Concrete Research*, 36(5), 912-920
- Multon S., Barin F.-X., Godart B., Toutlemonde F., 2008, Estimation of the residual expansion of concrete affected by alkali silica reaction, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 20(1), 54-62

N

- Naar R., 2009, Modélisation du comportement mécanique du béton par approche multi-physique (couplage chimie-mécanique) : application au diagnostic des bétons d'ouvrage atteints par la réaction alcali-silice, thèse de Doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 162 p.
- Ngo T.-T., 2005, Etude comparative de trois lois de couplage hydro-gonflement dans un béton atteint par la réaction alcali-silice, Mémoire de Master Recherche, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 34 p.

O

- Odler I. & Chen Y., 1995, Effect of cement composition on the expansion of heat-cured cement pastes, *Cement and Concrete Research*, 25(4), 853-862
- Odler I. & Chen Y., 1996, On the delayed expansion of heat cured Portland cement pastes and concretes, *Cement and Concrete Composites*, 18, 181-185
- Odler I. & Colàn-Subauste J., 1999, Investigations on cement expansion associated with ettringite formation, *Cement and Concrete Research*, 29, 731-735
- Owsiak A., 2008, Effects of alkali-silica reaction on the rate delayed ettringite formation in steam cured mortars, *13th International Conference on Alkali Aggregate Reaction ICAAR*, Trondheim, Norway

P

- Patel H.H., Bland C.H., Poole A.B., 1995, The microstructure of concrete cured at elevated temperatures, *Cement and Concrete Research*, 25(3), 485-490

-
- Paul M. & Glasser F.P., 2000, Impact of prolonged warm (85°C) moist cure on Portland cement paste, *Cement and Concrete Research*, 30, 1869-1877
- Pavoine A., 2003, Evaluation du potentiel de réactivité des bétons vis-à-vis de la formation différée de l'ettringite, thèse de Doctorat, Université Pierre et Marie Curie Paris VI, 229 p.
- Pavoine A., Divet L., Fenouillet S., 2006-a, A concrete performance test for delayed ettringite formation: Part I optimisation, *Cement and Concrete Research*, 36, 2138-2143
- Pavoine A., Divet L., Fenouillet S., 2006-b, A concrete performance test for delayed ettringite formation: Part II validation, *Cement and Concrete Research*, 36, 2144-2151
- Pavoine A. & Divet L., 2007, Réactivité d'un béton vis-à-vis d'une réaction sulfatique interne, *Méthode d'essai des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°66, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 19 p.
- Pavoine A. & Divet L., 2009, Réaction sulfatique interne au béton – Essai d'expansion résiduelle sur carotte de béton extraite de l'ouvrage, *Méthode d'essai des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°67, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 28 p.
- Petrov N., 2003, Effets combinés de différents facteurs sur l'expansion des bétons causée par la formation différée d'ettringite, thèse de Doctorat, Université de Sherbrooke, 189 p.
- Petrov N. & Tagnit-Hamou A., 2004, Is microcracking really a precursor to DEF and consequent expansion?, *ACI Materials Journal*, 101(6), 442-447
- Pettifer K. & Nixon P.J., 1980, Alkali-metal sulfate – factor common to both alkali aggregate and sulfate attack on concrete, *Cement and Concrete Research*, 10, 173-181.
- Ping X. & Beaudoin J.J., 1992-a, Mechanism of sulphate expansion I. Thermodynamic principle of crystallisation pressure, *Cement and Concrete Research*, 22, 631-640
- Ping X. & Beaudoin J.J., 1992-b, Mechanism of sulphate expansion II. Validation of thermodynamic theory, *Cement and Concrete Research*, 22, 845-854
- Poole A.B., Patel H.H., Sheikh V., 1996, Alkali silica and ettringite expansions in 'steam cured' concretes, *10th International Conference on Alkali Aggregate Reaction ICAAR*, Melbourne, Australia, 943-948
- Poyet S., 2003, Etude de la dégradation des ouvrages en béton atteints par la réaction alcali-silice : approche expérimentale et modélisation numérique multi-échelles des dégradations dans un environnement hydro-chemo-mécanique variable, thèse de Doctorat, Université de Marne-La-Vallée, Paris, 237 p.
- Poyet S. Sellier A., Capra B., Foray G., Torrenti J.-M., Cognon H., Bourdarot E., 2007, Chemical modelling of alkali silica reaction: influence of the reactive aggregate size distribution, *Materials and Structures*, 40, 229-239

R

- Ramlochan T., Zacarias P., Thomas M.D.A., Hooton R.D., 2003, The effect of pozzolans and slag on the expansion of mortars cured at elevated temperature - Part I: Expansive behaviour, *Cement and Concrete Research*, 33, 807-814
- Ramlochan T., Thomas M.D.A., Hooton R.D., 2004, The effect of pozzolans and slag on the expansion of mortars cured at elevated temperature - Part II: Microstructural and microchemical investigations, *Cement and Concrete Research*, 34, 1341-1356
- Reinhardt H.W. & Cornelissen H.A.W., 1985, Zeitstandzugversuche an Beton, *Baustoffe*, 85, 162-167
- Rivard P. & Ballivy G., 2005, Assessment of the expansion related to alkali-silica reaction by the Damage Rating Index method, *Construction and Building Materials*, 19, 83-90
- Rust C.K., 2009, Role of relative humidity in concrete expansion due to alkali-silica reaction and delayed ettringite formation: relative humidity thresholds, measurement methods and coatings to mitigate expansion, Thesis, University of Texas, Austin, 106 p.

S

- Sahu S. & Thaulow N., 2004, Delayed ettringite formation in Swedish concrete railroad ties, *Cement and Concrete Research*, 34, 1675-1681
- Sakai E., Nikaido Y., Itoh T., Daimon M., 2004, Ettringite formation and microstructure of rapid hardening cement, *Cement and Concrete Research*, 34, 1669-1673
- Santos Silva A., Bettencourt Ribeiro A., Jalali S., Divet L., 2006, The use of fly ash and metakaolin for the prevention of alkali-silica reaction and delayed ettringite formation in concrete, *International RILEM workshop on performance based evaluation and indicators for concrete durability*, Madrid, Spain
- Santos Silva A., Gonçalves A.F., Pipa M., 2008, Diagnosis and prognosis of Portuguese concrete railway sleepers degradation – a combination of ASR and DEF, *13th International Conference on Alkali Aggregate Reaction ICAAR*, Trondheim, Norway
- Santos Silva A., Soares D., Matos L., Salta M., Divet L., Pavoine A., Candeias A., Mirão J., 2010, Influence of mineral additions in the inhibition of DEF in cement based materials – a microstructural characterization, *Advanced Materials Forum V*, 1272-1279
- Saouma V. & Perotti L., 2006, Constitutive model for alkali-aggregate reactions, *ACI Materials Journal*, 103(3), 194-202
- Scherer G.W., 1999, Crystallization in pores, *Cement and Concrete Research*, 29, 1347-1358
- Scherer G. W., 2002, Factors affecting crystallisation pressure, *International RILEM TC 186-ISA workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation*, Villars, Switzerland, 139-154
- Scherer G.W., 2004, Stresses from crystallisation of salt, *Cement and Concrete Research*, 34, 1613-1624

- Schmidt T., Lotenbach B., Romer M., Neuenschwander J., Scrivener K.L., 2009, Physical and microstructural aspects of sulphate attack on ordinary and limestone blended Portland cements, *Cement and Concrete Research*, 39, 1111-1121
- Scrivener K.L., 1992, The effect of heat treatment on inner product C-S-H, *Cement and Concrete Research*, 22, 1224-1226
- Scrivener K.L. & Taylor H.F.W., 1993, Delayed ettringite formation: a microstructural and microanalytical study, *Advances in Cement Research*, 5(20), 139-146
- Scrivener K.L. & Lewis M.C., 1999, Effect of heat curing on expansion of mortars and composition of calcium silicate hydrate gel, *ACI SP-177 Ettringite – The sometimes host of destruction*, 93-104
- Scrivener K.L., Damidot D., Famy C., 1999, Possible mechanisms of expansion of concrete exposed to elevated temperatures during curing (also known as DEF) and implications for avoidance of field problems, *Cement, Concrete and Aggregates*, 21(1), 93-101
- Scrivener K.L., 2002, Summary of discussions during workshop, *International RILEM TC 186-ISA workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation*, Villars, Switzerland, 277-297
- Scrivener K., Guidoum A, Mathier V., 2002, Role of cracks in delayed ettringite formation, *International RILEM TC 186-ISA workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation*, Villars, Switzerland, 259-262
- Scrivener K.L. & Skalny J.P., 2005, Conclusions of the international RILEM TC 186-ISA workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation, *Materials and Structures*, 38, 659-663
- Scrivener K.L., 2008, Importance of microstructural understanding for durable and sustainable concrete, *1st International Conference on Microstructure Related Durability of Cementitious Composites*, Nanjing, China, 333-344.
- Sedran T. & de Larrard F., 1994, RENE-LCPC – Un logiciel pour optimiser la granularité des matériaux de Génie Civil, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 194, 87-93
- Seignol J.-F., Ngo T.-T., Toutlemonde F., 2006, Modelling of the coupling between moisture and alkali-silica reaction in concrete, *International Conference on Computational Modelling of Concrete Structures Euro-C 2006*, Mayrhofen, Austria, 639-646
- Seignol J.-F., Baghdadi N., Toutlemonde F., 2009, A macroscopic chemo-mechanical model aimed at re-assessment of delayed ettringite formation affected concrete structures, *1st International Conference on Computational Technologies in Concrete Structures CTCS'09*, Jeju, Korea, 422-440
- Sellier A., Bournazel J.P., Mébarki A., 1995, Une modélisation de la réaction alkali-granulat intégrant une description des phénomènes aléatoires locaux, *Materials and Structures*, 28, 373-383
- Sellier A., Bournazel J.P., Mébarki A., 1996, Modelling the alkali-aggregate reaction within a probabilistic framework, *10th International Conference on Alkali Aggregate Reaction ICAAR*, Melbourne, Australia

- Sellier A., Bourdarot E., Multon S., Cyr M., Grimal E., 2008, Assessment of the residual expansion for expertise of structures affected by AAR, *13th International Conference on Alkali Aggregate Reaction ICAAR*, Trondheim, Norway
- Sellier A., Bourdarot E., Multon S., Cyr M., Grimal E., 2009, Combination of structural monitoring and laboratory tests for assessment of alkali-aggregate reaction swelling: application to gate structure dam, *ACI Materials Journal*, 106(3), 281-290
- Shao Y., Lynsdale C.J., Lawrence C.D., Sharp J.H., 1997, Deterioration of heat-cured mortars due to the combined effect of delayed ettringite formation and freeze/thaw cycles, *Cement and Concrete Research*, 27(11), 1761-1771
- Shayan A. & Quick G.W., 1992, Microscopic features of cracked and uncracked concrete railway sleepers, *ACI Materials Journal*, 89(4), 348-361
- Shayan A., Quick G.W., Lancucki C.J., 1993, Morphological, mineralogical and chemical features of steam-cured concretes containing densified silica fume and various alkali levels, *Advances in Cement Research*, 20(5), 151-162
- Shayan A. & Quick G.W., 1994, Alkali-aggregate reaction in concrete railway sleepers from Finland, *16th International Conference on Cement Microscopy*, Duncanville, TX, 69-79
- Shayan A. & Ivanusec I., 1996, An experimental clarification of the association of Delayed Ettringite Formation with Alkali-Aggregate Reaction, *Cement and Concrete Composites*, 18, 161-170
- Shimada Y. & Young F.J., 2004, Thermal stability of ettringite in alkaline solutions at 80°C, *Cement and Concrete Research*, 34, 2261-2268
- Shimada Y., 2005, Chemical path of ettringite formation in heat-cured mortar and its relationship to expansion, PhD Thesis, Northwestern University, Evanston, IL, 457p.
- Siedel H., Hempel S., Hempel R., 1993, Secondary ettringite formation in heat treated Portland cement concrete: influence of different W/C ratios and heat treatment temperatures, *Cement and Concrete Research*, 23, 453-461
- Siegert D., Multon S., Toutlemonde F., 2005, Resonant frequencies monitoring of alkali aggregate reaction (AAR) damaged concrete beams, *Experimental Techniques*, 29(6), 37-40
- Sims I. & Nixon P., 2003, RILEM recommended test method AAR-0: Detection of alkali-reactivity potential in concrete – Outline guide to the use of RILEM methods in assessments of aggregates for potential alkali-reactivity, *Materials and Structures*, 36, 472-479
- Skalny J.P., 2002, Internal Sulfate Attack – Points of agreement and disagreement, *International RILEM TC 186-ISA workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation*, Villars, Switzerland, 265-276
- Smaoui N., 2003, Contribution à l'évaluation du comportement structural des ouvrages d'art affectés de réaction alcali-silice (RAS), thèse de Doctorat, Faculté des Sciences et de Génie de l'Université Laval, Québec, 365 p.

T

- Tagnit-Hamou A. & Petrov N., 2004, A new method for evaluating the risk of DEF, *Cement, Concrete and Aggregates*, 26(2), 52-57
- Taylor H.F.W., Famy C., Scrivener K.L., 2001, Delayed Ettringite Formation, *Cement and Concrete Research*, 31, 683-693
- Tepponen P. & Ericksson B.-E., 1987, Damages in concrete railway sleepers in Finland, *Nordic Concrete Research*, 6, 199-209
- Thaulow N., Jakobsen U.H., Clark B., 1996, Composition of alkali silica gel and ettringite in concrete railroad ties: SEM-EDX and X-ray diffraction analyses, *Cement and Concrete Research*, 26(2), 309-318
- Thomas M.D.A. & Ramlochan T., 2002, Field cases of Delayed Ettringite Formation, *International RILEM TC 186-ISA workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation*, Villars, Switzerland, 85-97
- Thomas M.D.A., Folliard K., Drimalas T., Ramlochan T., 2008, Diagnosing DEF in concrete structures, *Cement and Concrete Research*, 38, 841-847
- Thomas M.D.A., Nixon P., Haynes C., Dunster A., Blackwell B., 2010, Effect of fly ash on the expansion of concrete due to ASR – Findings from the BRE exposure site, *RILEM seminar, Technical committee TC 219 ACS*, March 2010, Ponta Delgada, Azores
- Torrenti J.-M., Aristaghes P., Dombernovski K., Edon F., Guenot I., Monachon P., 1995, La simulation des effets thermiques dans le béton au jeune âge : exemples d'applications, *Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics*, 535, 27 p.
- Torrenti J.-M., 1996, Comportement mécanique du béton – Bilan de six années de recherche, *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, ERLPC, OA 23*, 109 p.
- Torrenti J.-M., Dantec P., Boulay C., Semblat J.-F., 1999-a, Projet de processus d'essai pour la détermination du module de déformation longitudinale du béton, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 220, 79-81
- Torrenti J.-M., Granger L., Diruy M., Genin P., 1999-b, Modeling concrete shrinkage under variable ambient conditions, *ACI Materials Journal*, 96(5), 35-39
- Sous la direction de Torrenti J.-M., 2010, Numéro spécial « calorimétrie sur béton », *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 278, à paraître
- Tosun K., 2006, Effect of SO₃ content and fineness on the rate of delayed ettringite formation in heat cured Portland cement mortars, *Cement and Concrete Composites*, 28, 761-772
- Toutlemonde F. & Le Maou F., 1996, Protection des éprouvettes de béton vis-à-vis de la dessiccation, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 203, 105-119
- Toutlemonde F., 1999, Quelques réflexions sur la détermination du module d'élasticité du béton, en vue de l'élaboration d'un mode opératoire LPC, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 220, 75-78
- Toutlemonde F., Multon S., Seignol J.-F., Bourdarot E., Jeanpierre A., 2004, Extensive data basis for validating ASR models: a French contribution to the re-assessment of

ASR-affected structures, 12th International Conference on Alkali Aggregate Reaction ICAAR, Beijing, China, 31-40

U

Ulm F.-J., Coussy O., Li K., Larive C., 2000, Thermo-chemo-mechanics of ASR expansion in concrete structures, *Journal of Engineering Mechanics*, 126(3), 233-242

V

Vandamme M, Ulm F.-J., Fonollosa, 2010, Nanogranular packing of C-S-H at substoechiometric conditions, *Cement and Concrete Research*, 40, 14-26

W

Waller V., 2000, Relations entre compositions des bétons, exothermie en cours de prise et résistance en compression, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, *ERLPC*, OA 35, 317 p.

Wikipedia, 2010, <http://fr.wikipedia.org/wiki/Ettringite>

Wood J.G.M. & Koran D.K., 1992, Revision of the institution of structural engineers report – structural effects of alkali silica reaction, 9th International Conference on Alkali Aggregate Reaction ICAAR, London, UK, 1107-1112

Wood J.G.M., Nixon P.J., Livesey P., 1996, Relating ASR structural damage to concrete composition and environment, 10th International Conference on Alkali Aggregate Reaction ICAAR, Melbourne, Australia, 450-457

Wood J.G.M., 2010, Moisture: the un-quantified contributor to AAR, *RILEM seminar, Technical committee TC 219 ACS*, March 2010, Ponta Delgada, Azores

Y

Yan P., Qin X., Wenyan Y., Peng J., 2001, The semiquantitative determination and morphology of ettringite in pastes containing expansive agent cured in elevated temperature, *Cement and Concrete Research*, 31, 1285-1290

Yang R., Lawrence C.D., Sharp J.H., 1996, Delayed ettringite formation in 4-year old cement pastes, *Cement and Concrete Research*, 26(11), 1649-1659.

Yang R., Lawrence C.D., Lynsdale C.J., Sharp J.H., 1999-a, Delayed ettringite formation in heat-cured Portland cement mortars, *Cement and Concrete Research*, 29, 17-25

Yang R., Lawrence C.D., Sharp J.H., 1999-b, Effect of type of aggregate on delayed ettringite formation, *Advances in Cement Research*, 11(3), 119-132

Z

Zhang Z., Olek J., Diamond S., 2002-a, Studies on delayed ettringite formation in early-age, heat-cured mortars I. Expansion measurements, changes in dynamic modulus of elasticity and weight gains, *Cement and Concrete Research*, 32, 1729-1736

Zhang Z., Olek J., Diamond S., 2002-b, Studies on delayed ettringite formation in early-age, heat-cured mortars II. Characteristics of cement that may be susceptible to DEF, *Cement and Concrete Research*, 32, 1737-1742

Index des figures

Figure 1-1 : représentation schématique de la structure cristalline de l'ettringite (d'après Scrivener et al. 1999)	30
Figure 1-2 : évolution des quantités d'ettringite déterminées par méthode DRX dans un mortier non traité thermiquement (WMRT) et dans un mortier soumis à une cure thermique de 100°C durant 12 heures (WM100) (Yang et al. 1999-a)	31
Figure 1-3 : évolution des domaines de stabilité du système $\text{CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-CaSO}_4\text{-H}_2\text{O}$ à 25°C (a.), 50°C (b.) et 85°C (c.) (Damidot & Glasser 1992 et Damidot & Glasser 1993)	34
Figure 1-4 : évolution des domaines de stabilité du système $\text{CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-CaSO}_4\text{-H}_2\text{O}$ à 25°C sans alcalins (a.) et avec une concentration en sodium de 0,05 mol/l (Damidot & Glasser 1992)	35
Figure 1-5 : comparaison de l'évolution de la quantité d'ettringite mesurée par analyse semi quantitative RX dans un mortier et gonflements associés (Scrivener & Lewis 1999)	42
Figure 1-6 : mécanisme de gonflement proposé par (Taylor et al. 2001) issu de la conversion en ettringite des monosulfates dispersés dans les outer CSH en fin de cure	46
Figure 1-7 : matériau suite à un gonflement homogène de la pâte issu d'une conversion de monosulfate en ettringite avant dissolution – reprécipitation de l'ettringite (Famy et al. 2002-a) – en vert, monosulfate, en rouge, ettringite	47
Figure 1-8 : matériau suite à un gonflement homogène de la pâte issu d'une conversion de monosulfate en ettringite après dissolution – reprécipitation de l'ettringite (Famy et al. 2002-a) – en rouge, ettringite	47
Figure 1-9 : effet de la teneur en SO_3 du ciment sur l'amplitude des gonflements (cure de 90°C/12 h) (Kelham 1996)	51
Figure 1-10 : effet de pessimum du ratio $\text{SO}_3/\text{Al}_2\text{O}_3$ selon a. (Heinz et al. 1999) b. (Zhang et al. 2002-b)	52
Figure 1-11 : représentation schématique des possibilités de formation d'ettringite (E) et de monosulfate (M) après cure thermique en fonction des teneurs en SO_3 et Al_2O_3 d'un ciment en considérant tous les autres paramètres comme constants (Taylor et al. 2001)	53
Figure 1-12 : adsorption des sulfates par les CSH (S/Si) en fonction de la concentration en sulfates de la solution interstitielle et de la température (Barbarulo et al. 2002)	55
Figure 1-13 : observation microscopique (technique des électrons rétrodiffusés) d'un mortier soumis après une pré cure de 4 h à une cure thermique de 90°C / 12 h puis à un stockage en eau à température ambiante durant 200 jours. a. grain de C_3S anhydre b. CSH formés lors de la cure thermique c. CSH formés lors de la phase de conservation en eau p. Portlandite (Famy et al. 2002-b)	57
Figure 1-14 : effets de la présence d'alcalins sur le développement de gonflements ; a. Suivi dimensionnel d'un mortier conservé dans des solutions de différentes concentrations [P] = concentration en alcalins de la solution interstitielle avant immersion) b. Evolution de la lixiviation des alcalins d'un mortier conservé en eau (Famy et al. 2001)	60
Figure 1-15 : estimation des potentiels de gonflement par le modèle de (Baghdadi et al. 2008-b) (D = days)	63
Figure 1-16 : gonflement d'un mortier (cure thermique 90°C/12 h) soumis à différentes températures de conservation (a. conservation continue à 20°C ; b. conservation à 20°C durant 98 jours puis stockage à 38°C ; c. conservation à 38°C durant 98 jours puis stockage à 20°C ; d. conservation continue à 38°C) (Flatt & Scherer 2008)	65
Figure 1-17 : évolution de la pression développée en fonction de la quantité d'ettringite présente dans un mortier et de la température de conservation (Flatt & Scherer 2008)	66
Figure 1-18 : effet de pessimum des expansions de RAG sur celles de RSI (Ekolu et al. 2007-b)	74
Figure 1-19 : effets de la présence d'une armature sur les gonflements d'un prisme (Lawrence 1995-a)	77
Figure 1-20 : conditions d'occurrence de la RSI d'après a. (Collepari 1999) b. (Escadeillas et al. 2007) c. (Hanehara et al. 2008-a) d. (Thomas & Ramlochan 2002)	77
Figure 1-21 : comparaison entre gonflement mesuré et gonflement estimé par a. (Kelham 1996), b. (Hobbs 1999) (f = finesse du ciment en m^2/kg) et c. (Zhang et al. 2002-b)	82
Figure 1-22 : cycles de chauffe / refroidissement appliqués durant le test de Duggan (Grabowski et al. 1992)	84
Figure 1-23 : corrélation entre Damage Index (DI) et résistance en compression (Boenig et al. 2009)	89
Figure 1-24 : logigramme de gestion des ouvrages atteints de RGI d'après (Li et al. 2004)	90
Figure 1-25 : estimation d'un faciès de fissuration par un modèle mésoscopique (cas de l'expansion d'un gel de RAG situé aux interfaces pâte/granulat– Dunant & Scrivener 2010-b)	91
Figure 1-26 : exemple d'application du modèle de (Baghdadi 2008) au recalcul d'un pylône de pont à haubans atteint de RSI	92
Figure 2-1 : nomenclature des éprouvettes de gonflement libre	103
Figure 2-2 : nomenclature des éprouvettes de gonflement libre BT et R3	104
Figure 2-3 : principe d'évaluation des effets de l'âge du carottage	105
Figure 2-4 : nomenclature des éprouvettes d'expansion résiduelle	105
Figure 2-5 : nomenclature des éprouvettes de gonflement libre R2 conservées en solution alcaline	106
Figure 2-6 : nomenclature des éprouvettes de gonflement libre R2 conservées à 20°C	107
Figure 2-7 : nomenclature des éprouvettes de gonflement sous contraintes	108
Figure 2-8 : nomenclature des éprouvettes de caractérisation mécanique	110
Figure 2-9 : nomenclature des éprouvettes de caractérisation de la lixiviation des alcalins en phase de cure thermique	111
Figure 2-10 : prélèvements des éprouvettes pour caractérisation de la lixiviation	111
Figure 2-11 : préparation des échantillons pour caractérisation de la lixiviation des alcalins en phase de stockage (a. découpe d'une demi cylindre moulé pour prélèvement de la partie centrale ; b. échantillon avant broyage – à gauche, échantillon central = cœur – à droite, échantillon de surface)	112
Figure 2-12 : nomenclature des éprouvettes de caractérisation de la lixiviation des alcalins en phase de stockage	112
Figure 2-13 : dispositifs d'appui des poutres (a. barres d'appui après décoffrage ; b. poutre en position sur ses appuis glissants)	113
Figure 2-14 : conditions de conservation des poutres au cours du temps (vue en coupe)	114
Figure 2-15 : représentation schématique des essais	118
Figure 2-16 : caractérisation du comportement exothermique des matériaux par essai Q_{AB}	121
Figure 2-17 : observations microscopiques des bétons à 28 jours	124
Figure 2-18 : simulation de la température au cœur de corps d'épreuve soumis à un échauffement constant (module TEXO CESAR-LCPC)	126
Figure 2-19 : profil de traitement thermique des corps d'épreuve	130
Figure 2-20 : maillages et points de post-traitement (a. poutre ; b. éprouvette 11-22)	131
Figure 2-21 : réponse thermique théorique d'une poutre – formule R1	132
Figure 2-22 : écart de température entre centre et bord de section d'une poutre – formule R1	132

Figure 2-23 : champs de température dans une poutre à différents instants caractéristiques – formule R1 (a. $t = 5,5$ h ; b. $t = 9$ h ; c. $t = 120$ h)	132
Figure 2-24 : écart de température entre le cœur d'une poutre et celui d'une éprouvette – formule R1	133
Figure 2-25 : réponse thermique théorique d'une poutre – formule NR	134
Figure 2-26 : a. évolution des contraintes principales σ_1 en phase de refroidissement b. champs de contrainte principale σ_1 à $t = 102$ h	134
Figure 2-27 : dispositif de traitement thermique (a. schéma de principe ; b. vue d'ensemble du système)	135
Figure 2-28 : exemple de réalisation expérimentale de la cure thermique	136
Figure 2-29 : emplacement des mesures de température dans les poutres (section à 0,60 m de l'about Sud)	137
Figure 2-30 : réponse thermique expérimentale de P2 – phase chauffe	138
Figure 2-31 : réponse thermique expérimentale de P2 – palier de température	138
Figure 2-32 : réponse thermique expérimentale de P2 - refroidissement	138
Figure 2-33 : écarts de température enregistrés au sein de P2 durant la cure thermique	139
Figure 2-34 : évolution de température au point M4 (0,27 m) en phase de chauffe – poutre P2	139
Figure 2-35 : écarts de température entre les points M4 (0,27 m) et M1 (0,04 m)	140
Figure 2-36 : écart de température entre le cœur d'une poutre (point M4) et celui d'une éprouvette (formule R1)	140
Figure 2-37 : réponse thermique expérimentale de P1 –chauffe	141
Figure 2-38 : réponse thermique expérimentale de P1 – palier de température	142
Figure 2-39 : réponse thermique expérimentale de P1 - refroidissement	142
Figure 2-40 : écarts de température enregistrés au sein de P1 durant la cure thermique	142
Figure 2-41 : évolution de température au point M4 (0,27 m) en phase de chauffe – poutre P1	143
Figure 2-42 : écarts de température au point M4 (0,27 m) entre les poutres P2 et P1	143
Figure 2-43 : réponse thermique des poutres P2, P3 et P4 au point M4	144
Figure 2-44 : écarts de température entre les poutres P2, P3 et P4 au cours de la cure thermique	144
Figure 2-45 : protections contre la lixiviation testées (a. capuchon plastique ; b. textile de cure ; c. sac plastique)	145
Figure 2-46 : évaluation de la lixiviation des alcalins après cure thermique pour différents solutions de protection	145
Figure 2-47 : extensométrie à pointeaux (a. extensomètre, barre étalon et plots de mesure ; b. collage des plots ; c. mesure dimensionnelle sur carotte de béton)	147
Figure 2-48 : dispositifs pour essais de gonflement sous contraintes (a. bâti de fluage ; b. robot de mesure et éprouvette sans chargement axial ; c. robot en configuration de mesure)	148
Figure 2-49 : éprouvettes de gonflement sous contraintes (a. pose de la couche d'accroche ; b. traitement de surface ; c. pose des couches d'étanchéité et collage des embases métalliques)	149
Figure 2-50 : comparaison des suivis massiques des éprouvettes R1 conservées sous scellement aluminium intégral et sous scellement mixte aluminium/résine époxy	149
Figure 2-51 : dispositif de fixation des bases de mesure horizontale (a. vue générale après fixation sur une poutre ; b. illustration de la fixation ; c. plaque seule avec trous filetés pour réglage de position)	150
Figure 2-52 : instrumentation des poutres	151
Figure 2-53 : vue générale de P3 après instrumentation	151
Figure 2-54 : diagnostic du problème des capteurs à corde vibrante après cure thermique (a. récupération du capteur ; b. déplacement d'un aimant)	152
Figure 2-55 : jauge pain de sucre	153
Figure 2-56 : jauges d'extensométrie pour aciers	153
Figure 2-57 : exemple de données a. avant traitement b. après traitement	154
Figure 2-58 : repérage des zones ayant fait l'objet d'une extrapolation lors du traitement de données	155
Figure 2-59 : réacteurs à 100 % HR	156
Figure 2-60 : capteurs de température et d'humidité relative Sensirion (a. détail sur le mode de préparation ; b. série de capteur après fabrication [avec ou sans protection Gore-Tex])	157
Figure 2-61 : banc de pesée (a. pesée d'une poutre ; b. pesée de la poutre étalon)	158
Figure 2-62 : mesure de gammadensimétrie sur une poutre	158
Figure 2-63 : fabrication d'éprouvettes de gonflement libre et de caractérisation mécanique	161
Figure 2-64 : fabrication de poutres	162
Figure 2-65 : fabrication d'éprouvettes de gonflement sous contraintes	163
Figure 2-66 : réalisation expérimentale des traitements thermiques	164
Figure 2-67 : réponse thermique des poutres au point M4 (0,27 m)	165
Figure 2-68 : réponse thermique des poutres au point M4 (0,27 m) – chauffe	165
Figure 2-69 : réponse thermique des poutres au point M4 (0,27 m) – palier de température	165
Figure 2-70 : réponse thermique des poutres au point M4 (0,27 m) – refroidissement	166
Figure 2-71 : profils d'énergie de traitement thermique des différentes poutres	166
Figure 2-72 : profils de potentiel de gonflement dans les poutres estimé par le modèle de (Baghdadi et al. 2008-b) (a. Poutre P1 ; b. Poutres P2 à P5)	167
Figure 2-73 : synthèse des essais de caractérisation de la lixiviation des alcalins en phase de cure	168
Figure 3-1 : description du modèle de gonflement libre RSI	174
Figure 3-2 : influence des paramètres ϕ (a.) et δ (b.) sur la modélisation des gonflements libres	174
Figure 3-3 : fissuration d'une éprouvette de gonflement libre R1 après 450 jours de conservation en eau	175
Figure 3-4 : suivis dimensionnels et massiques – éprouvettes R1 – conservation en eau et à 100 % HR	176
Figure 3-5 : évolution des déformations en fonction de la prise de masse – éprouvettes R1 – conservation en eau et à 100 % HR	177
Figure 3-6 : suivis dimensionnels et massiques – éprouvettes R1 – conservation à 30 % HR	178
Figure 3-7 : modélisation du profil de séchage dans des éprouvettes conservées à 30 % HR	179
Figure 3-8 : profil de séchage des éprouvettes R1 – conservation à 30 % HR	180
Figure 3-9 : suivis dimensionnels et massiques – éprouvettes R1 – conservation sous scellement	180
Figure 3-10 : modélisation du profil de séchage dans des éprouvettes conservées sous scellement aluminium	181
Figure 3-11 : profil de séchage des éprouvettes R1 – conservation sous scellement	182
Figure 3-12 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes R1 et R2 – conservation en eau	185
Figure 3-13 : évolution des déformations en fonction de la prise de masse – éprouvettes R1 et R2 – conservation en eau	186
Figure 3-14 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes R2 – conservation en eau et à 100 % HR	187

Figure 3-15 : fissuration d'une éprouvette de gonflement libre R2 après 400 jours de conservation à 100 % HR	187
Figure 3-16 : évolution des déformations en fonction de la prise de masse – éprouvettes R1 et R2 – conservation à 100 % HR	188
Figure 3-17 : mécanisme de couplage RSI-RAG proposé	189
Figure 3-18 : comparaison des modèles de gonflement libre de (Brunetaud 2005) et (Larive 1998) appliqués au suivi dimensionnel des corps d'épreuve R2_H100-H30_GL_28	190
Figure 3-19 : corrélation du modèle proposé avec les données expérimentales et importance relative des contributions RSI et RAG	191
Figure 3-20 : comparaison de la fraction RSI du modèle de gonflement libre des éprouvettes R2_H100-H30_GL_28 au comportement réel de la formule R1 conservée en eau et à 100 % HR	192
Figure 3-21 : suivis dimensionnels et massiques – éprouvettes R3 – conservation en eau	193
Figure 3-22 : fissuration des éprouvettes R2_GLA après 130 jours d'exposition	194
Figure 3-23 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes R2_I-H30_GL_28, R3_I-H30_GL_28 et R2_I_GLA_28	195
Figure 3-24 : évolution des déformations en fonction de la prise de masse – éprouvettes R2_I-H30_GL_28, R2_I-H30_GL_28 et R2_I_GLA_28	196
Figure 3-25 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques et confrontation à la teneur en alcalins – formules R1 et R2 – conservation en eau et à 100 % HR	198
Figure 3-26 : expansion développée par la formule R2 durant la cure thermique suivant la loi de coulage de (Ulm et al. 2000) (a. calcul du gonflement ; b. évolution des temps de latence et caractéristique)	200
Figure 3-27 : observations microscopiques des matériaux avant exposition à l'humidité (28 jours)	201
Figure 3-28 : observations microscopiques des matériaux à l'issue de la phase 1 du mécanisme (~ 60 j)	202
Figure 3-29 : observations microscopiques des matériaux à l'issue de la phase 2 du mécanisme (~ 300 j)	203
Figure 3-30 : détection de la présence de gels silico-alcalins par fluorescence des ions uranyles	204
Figure 3-31 : suivis dimensionnels et massique des éprouvettes R2 – conservation sous scellement et à 30 % HR	205
Figure 3-32 : comparaison des profils de séchage des éprouvettes R1 et R2 conservées à 30 % HR	206
Figure 3-33 : comparaison des profils de séchage des éprouvettes R1 et R2 conservées sous scellement	206
Figure 3-34 : suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes R2 – conservation en eau et à 100 % HR – température de stockage de 20°C et 38°C	207
Figure 3-35 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques et confrontation à la teneur en alcalins – formule R2 – conservation en eau et à 100 % HR – température de conservation de 20°C et 38°C	208
Figure 3-36 : évolution des déformations en fonction de la prise de masse – éprouvettes R2 – conservation en eau – températures de stockage de 20°C et 38°C	209
Figure 3-37 : évolution des déformations en fonction de la prise de masse – éprouvettes R2 – conservation à 100 % HR – températures de stockage de 20°C et 38°C	210
Figure 3-38 : suivis dimensionnels et massiques – éprouvettes NR – conservation en eau et à 100 % HR	213
Figure 3-39 : évolution des déformations en fonction de la prise de masse – éprouvettes NR et R1 – conservation en eau et à 100 % HR	213
Figure 3-40 : comparaison des profils de séchage calculés des éprouvettes NR, R1 et R2 conservées sous scellement	214
Figure 3-41 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes NR, R1 et R2 – conservation sous scellement aluminium	215
Figure 3-42 : comparaison des profils de séchage des éprouvettes NR, R1 et R2 conservées à 30 % HR	215
Figure 3-43 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes NR, R1 et R2 – conservation à 30 % HR	216
Figure 3-44 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes BT, NR et des éprouvettes non réactives de (Multon 2004) – conservation en eau	218
Figure 3-45 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes BT, NR et des éprouvettes non réactives de (Multon 2004) – conservation à 30 % HR	219
Figure 3-46 : comparaison des profils de séchage des éprouvettes NR et BT conservées à 30 % HR	219
Figure 3-47 : déformation de retrait mesurée en fonction de la variation relative de masse d'une couronne de béton de 2 cm d'épaisseur – formule R1 et béton réactif de l'étude (Multon 2004)	221
Figure 3-48 : déformation de retrait mesurée en fonction de la variation relative de masse d'une couronne de béton de 2 cm d'épaisseur	222
Figure 3-49 : suivi des déformations en fonction des variations relatives de masse – éprouvettes immergées	223
Figure 3-50 : suivi des déformations en fonction des variations relatives de masse – éprouvettes immergées (zoom)	224
Figure 3-51 : suivi des déformations en fonction des variations relatives de masse – éprouvettes conservées à 100 % HR	224
Figure 3-52 : suivi des déformations en fonction des variations relatives de masse – éprouvettes conservées à 100 % HR (zoom)	224
Figure 3-53 : exemple d'application numérique de la relation entre volume de l'espace poreux et rapport déformation/variation de masse – formule R1	227
Figure 3-54 : évaluation de la variation de volume des vides lors de la phase de gonflement intense	227
Figure 3-55 : forme générale de l'évolution comparée des estimations de gonflement volumique	229
Figure 3-56 : confrontation des estimations de gonflement volumique à partir des gonflements axiaux et des prises de masse	231
Figure 3-57 : adaptation du modèle de (Brunetaud 2005) à la description des essais d'expansion résiduelle	233
Figure 3-58 : comparaison des gonflements sur éprouvettes carottées à 28 jours et à 90 jours – formule NR – conservation en eau (a.) et à 100 % HR (b.)	233
Figure 3-59 : comparaison des gonflements sur éprouvettes carottées à 28 jours et à 90 jours – formule R1 – conservation en eau (a.) et à 100 % HR (b.)	234
Figure 3-60 : comparaison des gonflements sur éprouvettes carottées à 28 jours et à 90 jours – formule R2 – conservation en eau (a.) et à 100 % HR (b.)	234
Figure 3-61 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes moulées et carottées – conservation en eau	237
Figure 3-62 : suivi des déformations en fonction des variations relatives de masse – éprouvettes immergées	238
Figure 3-63 : confrontation des estimations de gonflement volumique à partir des gonflements axiaux et des prises de masse – éprouvettes moulées et carottées	239
Figure 3-64 : comparaison des suivis dimensionnels et massique des éprouvettes moulées pour caractérisation mécanique et pour quantification de la lixiviation des alcalins – conservation en eau	240
Figure 3-65 : confrontation des estimations de gonflement volumique à partir des gonflements axiaux et des prises de masse – répétabilité de fabrication (a. formule R1 ; b. formule R2)	241
Figure 3-66 : suivis dimensionnels et massiques – éprouvettes R1 – séchage tardif à 30 % HR	242

Figure 3-67 : comparaison des déformations de retrait et des pertes de masse après 28 jours de cure sous aluminium et lors du séchage tardif	243
Figure 3-68 : déformation de retrait mesurée en fonction de la variation relative de masse d'une couronne de béton de 2 cm d'épaisseur – éprouvettes R1_I-H30_GL_28 et R1_H100-H30_GL_28 – recalage à l'instant du séchage tardif	243
Figure 3-69 : déformation de retrait mesurée en fonction de la variation relative de masse normée d'une couronne de béton de 2 cm d'épaisseur – formule R1 – séchage à 30 % HR	244
Figure 3-70 : comparaison des suivis dimensionnels et massiques après recalage à l'instant de basculement des conditions d'exposition – formule R1 – carottage à 28 jours ou 90 jours	245
Figure 3-71 : déformation de retrait mesurée en fonction de la variation relative de masse normée d'une couronne de béton de 2 cm d'épaisseur – formule R1 – carottage à 28 jours et 90 jours	246
Figure 3-72 : suivis dimensionnels et massiques – éprouvettes R1 – humidification tardive (immersion)	248
Figure 3-73 : comparaison des gonflements pour différentes histoires hydriques – formule R1 – I-H30 : suivi dimensionnel initial ; S-I et H30-I : suivi dimensionnel recalé	248
Figure 3-74 : comparaison des gonflements pour différentes histoires hydriques – formule R1 (zoom)	248
Figure 3-75 : faciès de fissuration des éprouvettes R1 soumises à une humidification tardive (a. R1_S-I_GL_90_4 ; b. R1_H30-I_GL_90_4)	249
Figure 3-76 : confrontation des estimations de gonflement volumique à partir des gonflements axiaux et des prises de masse – éprouvettes immergées (a. vue générale ; b. zoom)	250
Figure 3-77 : couplage entre gonflement et degré de saturation – formule R1 (a. avant recalage du degré de saturation initial ; b. après recalage)	252
Figure 3-78 : comparaison des suivis dimensionnels des éprouvettes soumises à une humidification tardive – formule R1 – carottage à 28 jours et 90 jours	253
Figure 3-79 : suivis dimensionnels et massiques des éprouvettes de gonflement libre conservées initialement en eau (a.) ou à 100 % HR (b.) et soumises à un séchage tardif à 30 % HR	254
Figure 3-80 : confrontation des déformations de retrait et des pertes de masse des corps d'épreuve I-H30_GL_28 et H30-I_GL_28	255
Figure 3-81 : confrontation des déformations de retrait et des pertes de masse des corps d'épreuve H100-H30_GL_28 et H30-I_GL_28	255
Figure 3-82 : déformation de retrait mesurée en fonction de la variation relative de masse normée d'une couronne de béton de 2 cm d'épaisseur – carottage à 28 jours et 90 jours	257
Figure 3-83 : suivis dimensionnels et massiques consécutifs à une humidification tardive – conservation initiale sous scellement aluminium	258
Figure 3-84 : suivis dimensionnels et massiques consécutifs à une humidification tardive – formules NR, R1 et R2 – conservation initiale sous scellement aluminium	259
Figure 3-85 : suivis dimensionnels après recalage des éprouvettes de gonflement libre initialement protégées de la dessiccation	260
Figure 3-86 : suivis dimensionnels après recalage des éprouvettes de gonflement libre initialement soumises à un séchage à 30 % HR	260
Figure 3-87 : confrontation des estimations de gonflement volumique à partir des gonflements axiaux et des prises de masse – éprouvettes soumises à une humidification tardive (a. vue générale ; b. zoom)	262
Figure 3-88 : couplage entre gonflement et degré de saturation (a. NR ; b. R1 ; c. R2 ; d. R3)	263
Figure 3-89 : couplage entre gonflement et degré de saturation sans prise en compte des prises de masse par expansion – formule R3	264
Figure 3-90 : suivis dimensionnels après recalage des éprouvettes de gonflement libre initialement protégées de la dessiccation – carottage à 28 jours et 90 jours	265
Figure 3-91 : suivis dimensionnels après recalage des éprouvettes de gonflement libre initialement soumises à un séchage à 30 % HR – carottage à 28 jours et 90 jours	265
Figure 3-92 : suivis dimensionnels axiaux et radiaux des éprouvettes non chargées axialement (a. sans étreinte radiale ; b. avec étreinte radiale)	267
Figure 3-93 : suivi massique des éprouvettes R1_LOT_SC (a. variations relatives de masse ; b. degré de saturation)	267
Figure 3-94 : suivis dimensionnels axiaux et radiaux des éprouvettes chargées axialement (a. sans étreinte radiale ; b. avec étreinte radiale)	268
Figure 3-95 : suivis dimensionnels radiaux (a.) et axiaux (b.) des éprouvettes chargées axialement et étreintes	269
Figure 3-96 : suivi des déformations axiales d'éprouvettes de gonflement sous contraintes (a. LOT0 ; b. LOT4 ; c. L15T0)	269
Figure 3-97 : valeurs relatives des paramètres de modélisation des gonflements libres par rapport au cas des éprouvettes conservées en eau	272
Figure 4-1 : suivi hydrique global des poutres durant la phase de séchage (a. vue d'ensemble ; b. zoom)	282
Figure 4-2 : suivi hydrique global des poutres durant la phase de remouillage (trait pointillé = instant de remouillage)	283
Figure 4-3 : suivi massique global des poutres après recalage à l'instant de remouillage	284
Figure 4-4 : évolution du séchage en fonction de la profondeur au sein de la poutre P1 (profondeur par rapport à la face supérieure du corps d'épreuve)	285
Figure 4-5 : évolution du profil de séchage au sein de la poutre P1	286
Figure 4-6 : comparaison des séchages mesurés à une profondeur de 10 mm sur les différentes poutres	286
Figure 4-7 : remontée capillaire du front d'imbibition dans la section transversale d'une poutre	288
Figure 4-8 : modélisation du suivi hydrique global de la poutre P1	289
Figure 4-9 : modélisation du comportement hydrique global de P2 par le modèle de (Multon 2004)	290
Figure 4-10 : contribution de l'imbibition aux variations massiques de P2 et représentation mathématique	291
Figure 4-11 : modélisation du comportement hydrique de P2 pour une cinétique de remontée capillaire sigmoïde	292
Figure 4-12 : représentation du front de remontée capillaire par la face inférieure de la poutre (section transversale)	294
Figure 4-13 : modélisation des évolutions massiques de P2 pour une cinétique de remontée capillaire sigmoïde et un comportement hydrique binaire du matériau	294
Figure 4-14 : comparaison des suivis hydriques globaux expérimentaux et modélisés (intégration du profil hydrique obtenu à l'aide du modèle hydrique binaire)	295
Figure 4-15 : évolution des profondeurs de front d'imbibition dans les différentes poutres (modèle hydrique binaire)	295
Figure 4-16 : comparaison des suivis hydriques globaux expérimentaux et modélisés (intégration du profil hydrique obtenu à l'aide du modèle hydrique de gonflement libre pondéré)	297
Figure 4-17 : évolution des profondeurs de front d'imbibition dans les différentes poutres (modèle hydrique de gonflement libre pondéré)	297

Figure 4-18 : comparaison des différentes modélisations de l'imbibition	298
Figure 4-19 : suivi des déformations verticales locales de la poutre P2 et comparaison au suivi dimensionnel en gonflement libre (a. vue générale ; b. zoom)	301
Figure 4-20 : évolution comparée des profils hydrique (a.) (modèles « binaire » et « gonflement libre modifié ») et de déformation verticale (b.) de la poutre P2	301
Figure 4-21 : suivi des déformations verticales locales de la poutre P2 par extensomètres à cordes vibrantes (a. suivi temporel ; b. profils de déformation)	303
Figure 4-22 : suivi des déformations transversales locales de la poutre P2 et comparaison au suivi dimensionnel en gonflement libre (a. vue générale ; b. zoom)	304
Figure 4-23 : évolution des déformations transversales en face inférieure et comparaison aux déformations internes à 0,37 de profondeur – poutre P2	304
Figure 4-24 : fissuration en face inférieure de la poutre P2 (a. about Nord ; b. about Sud)	305
Figure 4-25 : cage d'armature pour renforcement des zones d'appui des poutres non armées mise en place dans le coffrage avant coulage	305
Figure 4-26 : évolution des déformations transversales en face supérieure – poutre P2	306
Figure 4-27 : suivi des déformations transversales locales de la poutre P2 par extensomètres à corde vibrante et comparaison au suivi dimensionnel en gonflement libre (a. vue générale ; b. zoom)	306
Figure 4-28 : évolution comparée des profils hydrique (a.) (modèles « binaire » et « gonflement libre modifié ») et de déformation transversale (b.) de la poutre P2	307
Figure 4-29 : suivi des déformations longitudinales locales de la poutre P2 et comparaison au suivi dimensionnel en gonflement libre (a. vue générale ; b. zoom)	308
Figure 4-30 : évolution comparée des profils hydrique (a.) (modèles « binaire » et « gonflement libre modifié ») et de déformation longitudinale (b.) de la poutre P2	308
Figure 4-31 : estimation de la déformation longitudinale au niveau de la face supérieure de P2	308
Figure 4-32 : suivi des déformations longitudinales locales de la poutre P2 à l'aide d'extensomètres à corde vibrante (a. suivi temporel ; b. profils de déformation)	309
Figure 4-33 : suivi des déformations longitudinales globales de la poutre P2 et comparaison aux estimations issues des mesures par jauge noyée	310
Figure 4-34 : rotation d'une section située à 0,4 m de l'about Nord de P2 après 329 jours de suivi	310
Figure 4-35 : suivi des flèches de la poutre P2	311
Figure 4-36 : évolution des conditions d'appui des poutres (a. vue générale d'un appui ; b. configuration normale ; c. appuis en contact sous l'effet des gonflements)	311
Figure 4-37 : confrontation des flèches à mi-portée mesurées et calculées (a. vue générale ; b. zoom ; c. coefficient de corrélation des données considérées) – poutre P2	312
Figure 4-38 : profil de déformation longitudinale moyen (a.) et confrontation aux mesures de flèche (b.) – poutre P2	313
Figure 4-39 : déformations locales à une profondeur de 0,37 m – poutre P2	314
Figure 4-40 : déformations locales à une profondeur de 0,08 m – poutre P2	314
Figure 4-41 : fissuration de la poutre P2	315
Figure 4-42 : suivi des déformations verticales locales – poutre P1	316
Figure 4-43 : suivi des déformations transversales locales – poutre P1	317
Figure 4-44 : suivi des déformations horizontales locales – poutre P1	317
Figure 4-45 : évolution des profils hydrique (modèles « binaire » et « gonflement libre pondéré ») de la poutre P1	318
Figure 4-46 : suivi des déformations longitudinales globales de la poutre P1	319
Figure 4-47 : suivi des flèches de la poutre P1	319
Figure 4-48 : confrontation des flèches à mi-portée mesurées et calculées (a.) et coefficient de corrélation (b.) – poutre P1	320
Figure 4-49 : profil de déformation longitudinale moyen – poutre P1	320
Figure 4-50 : suivi des déformations verticales locales de la poutre P5 et comparaison au suivi dimensionnel en gonflement libre (a. vue générale ; b. zoom)	321
Figure 4-51 : évolution comparée des profils hydrique (a.) (modèles « binaire » et « gonflement libre modifié ») et de déformation verticale (b.) de la poutre P2	322
Figure 4-52 : suivi des déformations transversales locales de la poutre P5 et comparaison au suivi dimensionnel en gonflement libre (a. vue générale ; b. zoom)	323
Figure 4-53 : évolution comparée des profils hydrique (a.) (modèles « binaire » et « gonflement libre modifié ») et de déformation transversale (b.) de la poutre P5	323
Figure 4-54 : suivi des déformations longitudinales locales de la poutre P5 et comparaison au suivi dimensionnel en gonflement libre (a. vue générale ; b. zoom)	324
Figure 4-55 : évolution comparée des profils hydrique (a.) (modèles « binaire » et « gonflement libre modifié ») et de déformation longitudinale (b.) de la poutre P5	324
Figure 4-56 : suivi des déformations longitudinales globales de la poutre P5	325
Figure 4-57 : suivi des flèches de la poutre P5	325
Figure 4-58 : confrontation des flèches à mi-portée mesurées et calculées (a. vue générale ; b. zoom ; c. coefficient de corrélation des données considérées) – poutre P5	326
Figure 4-59 : profil de déformation longitudinale moyen (a.) et confrontation aux mesures de flèche (b.) – poutre P5	327
Figure 4-60 : comparaison des déformations locales dans les trois directions de l'espace à une profondeur de 0,37 m – poutre P5	328
Figure 4-61 : fissuration de la poutre P5 (partie 1)	328
Figure 4-62 : fissuration de la poutre P5 (partie 2)	329
Figure 4-63 : poutres non armées après rupture	330
Figure 4-64 : extraction d'une carotte de 60 mm de la poutre P2	330
Figure 4-65 : plan de carottage de la poutre P2	331
Figure 4-66 : plan de carottage de la poutre P5	331
Figure 4-67 : nomenclature des cylindres pour essais d'expansion résiduelle des poutres P2 et P5	332
Figure 4-68 : suivis dimensionnels et massiques des cylindres d'expansion résiduelle – poutres P2 et P5	332
Figure 4-69 : courbes de gonflement reconstituées à partir des essais d'expansion résiduelle (a. poutre P2 ; b. poutre P5)	333
Figure 4-70 : gradient de potentiel d'expansion résiduelle des poutres P2 et P5	335
Figure 4-71 : carottes de 60 mm extraites des poutres P2 (a.) et P5 (b.) pour observations microscopiques (profondeur croissante de gauche à droite)	336

Figure 4-72 : vue de détail des carottes de 60 mm	337
Figure 4-73 : observations microscopiques des prélèvements effectués sur P2	338
Figure 4-74 : observations microscopiques des prélèvements effectués sur P5	338
Figure 4-75 : comparaison des flèches à mi-portée des poutres non armées (a. vue générale ; zoom)	339
Figure 4-76 : identification du profil de déformations imposées	342
Figure 4-77 : comparaison de la flèche mesurée et de la flèche calculée de la poutre non réactive de l'étude (Multon 2004)	344
Figure 4-78 : modélisation du comportement de P1 à l'aide du modèle (Multon 2004)	344
Figure 4-79 : modélisation du comportement de P1 – modèle n°1	345
Figure 4-80 : modélisation du comportement de P1 – modèle n°2	346
Figure 4-81 : modélisation du comportement de P1 – modèle n°3	347
Figure 4-82 : diminution du module dynamique lors du développement de gonflements d'après (Brunetaud 2005)	348
Figure 4-83 : influence d'une variation du module d'Young – comparaison des estimations des modèles n°2 et n°4 – poutre P1	350
Figure 4-84 : influence d'une variation du module d'Young – comparaison des estimations des modèles n°3 et n°5 – poutre P1	350
Figure 4-85 : comparaison des estimations des modèles n°1, 2 et 3 appliqués à P2 (a. flèches ; b. déformation moyenne)	351
Figure 4-86 : influence d'une variation du module d'Young – comparaison des estimations des modèles n°2 et n°4 – poutre P2	352
Figure 4-87 : évaluation des déformations de la poutre P2 – modèle n°4 (a. déformation moyenne ; b. confrontation aux mesures par jauges noyées – $e(x)$ = déformation calculée à la profondeur x)	352
Figure 4-88 : évolution de l'ouverture d'une fissure transversale en face inférieure (a. 280 jours ; b. 320 jours)	352
Figure 4-89 : influence d'une variation du module d'Young – comparaison des estimations des modèles n°3 et n°5 – poutre P2	353
Figure 4-90 : évaluation des déformations de la poutre P2 – modèle n°5 (a. déformation moyenne ; b. confrontation aux mesures par jauges noyées – $e(x)$ = déformation calculée à la profondeur x)	353
Figure 4-91 : estimation des flèches de P5 par le modèle n°4	354
Figure 4-92 : évaluation des déformations de la poutre P5 – modèle n°4 (a. déformation moyenne ; b. confrontation aux mesures par jauges noyées – $e(x)$ = déformation calculée à la profondeur x)	355
Figure 4-93 : suivi des déformations verticales locales des poutres armées réactives vis-à-vis de la RSI (a. P3 ; b. P4)	357
Figure 4-94 : évolution comparée des profils hydriques et de déformations verticales des poutres armées réactives vis-à-vis de la RSI	358
Figure 4-95 : comparaison des déformations verticales locales des poutres atteintes de RSI à différentes profondeurs (a. 0,08 m ; b. 0,37 m)	358
Figure 4-96 : représentation simplifiée des essais de traction sur armatures	359
Figure 4-97 : suivi des déformations transversales locales des poutres armées réactives vis-à-vis de la RSI (a. P3 ; b. P4)	360
Figure 4-98 : évolution comparée des profils hydriques et des déformations transversales des poutres armées réactives vis-à-vis de la RSI	360
Figure 4-99 : comparaison des déformations transversales locales des poutres atteintes de RSI à différentes profondeurs (a. 0,08 m ; b. 0,27 m ; c. 0,37 m)	361
Figure 4-100 : suivi des déformations longitudinales locales des poutres armées réactives vis-à-vis de la RSI (a. P3 ; b. P4)	362
Figure 4-101 : comparaison des déformations longitudinales locales des poutres atteintes de RSI à différentes profondeurs (a. 0,08 m ; b. 0,17 m ; c. 0,27 m ; d. 0,37 m)	363
Figure 4-102 : évolution comparée des profils hydriques et de déformations longitudinales des poutres armées réactives vis-à-vis de la RSI	364
Figure 4-103 : suivi des déformations longitudinales globales des poutres armées réactives vis-à-vis de la RSI (a. P3 ; b. P4)	364
Figure 4-104 : déformation des armatures longitudinales inférieures (ALI) de la poutre P3 et confrontation aux estimations obtenues à partir des profils de déformations longitudinales	366
Figure 4-105 : déformation des armatures longitudinales inférieures (ALI – a.) et supérieures (ALS – b.) de la poutre P4 et confrontation aux estimations obtenues à partir des profils de déformations longitudinales	366
Figure 4-106 : suivi des flèches de la poutre P3	367
Figure 4-107 : suivi des flèches de la poutre P4	367
Figure 4-108 : comparaison des flèches des poutres P2, P3 et P4	368
Figure 4-109 : confrontation des flèches à mi-portée mesurées et calculées – poutres P3 et P4	368
Figure 4-110 : profil de déformation longitudinale moyen (a.) et confrontation aux mesures de flèches (b.) – poutre P3	370
Figure 4-111 : profil de déformation longitudinale moyen (a.) et confrontation aux mesures de flèches (b.) – poutre P4	370
Figure 4-112 : déformations longitudinales moyennes des poutres fortement réactives vis-à-vis de la RSI	371
Figure 4-113 : fissuration de la poutre P3	372
Figure 4-114 : fissuration de la poutre P4	373
Figure 4-115 : suivi des déformations verticales locales de la poutre armée réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG	374
Figure 4-116 : évolution comparée des profils hydriques (a.) et de déformations verticales (b.) de la poutre armée réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG	374
Figure 4-117 : comparaison des déformations verticales locales des poutres atteintes de RSI et de RAG à différentes profondeurs (a. 0,08 m ; b. 0,37 m)	375
Figure 4-118 : suivi des déformations transversales locales de la poutre armée réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG	375
Figure 4-119 : évolution comparée des profils hydriques et de déformations transversales de la poutre armées réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG	376
Figure 4-120 : comparaison des déformations transversales locales des poutres atteintes de RSI et de RAG à différentes profondeurs (a. 0,08 m ; b. 0,27 m ; c. 0,37 m)	376
Figure 4-121 : suivi des déformations longitudinales locales de la poutre P6	377
Figure 4-122 : évolution comparée des profils hydriques (a.) et de déformations longitudinales (b.) – poutre P6	377
Figure 4-123 : comparaison des déformations longitudinales locales des poutres atteintes de RSI et de RAG à une profondeur de 0,37 m	378
Figure 4-124 : suivi des déformations longitudinales globales de la poutre P6	378
Figure 4-125 : déformation des armatures longitudinales inférieures (ALI – a.) et supérieures (ALS – b.) de la poutre P6 et confrontation aux estimations obtenues à partir des profils de déformations longitudinales	379
Figure 4-126 : suivi des flèches de la poutre P6	380
Figure 4-127 : comparaison des flèches des poutres P2 à P6	380
Figure 4-128 : confrontation des flèches à mi-portée mesurées et calculées (a. flèches ; b. coefficients de corrélation) – poutre P6	381
Figure 4-129 : profil de déformation horizontale moyen (a.) et confrontation aux mesures de flèche (b.) – poutre P6	381
Figure 4-130 : déformation longitudinale moyenne des poutres P5 et P6 – effets des armatures longitudinales	382
Figure 4-131 : déformation longitudinale moyenne des poutres P4 et P6 – effets de la réactivité du matériau	383

Figure 4-132 : fissuration de la poutre P6	383
Figure 4-133 : modélisation du comportement mécanique des poutres fortement armées – flèches à mi-portée – influence du coefficient réducteur α (a. poutre P4 ; b. poutre P6)	386
Figure 4-134 : modélisation du comportement mécanique de la poutre faiblement armée – flèches à mi-portée – influence du coefficient réducteur α	387
Figure 4-135 : modélisation du comportement mécanique des poutres fortement armées – flèches à mi-portée – influence du module d'Young (a. poutre P4 - $\alpha = 0,09$; b. poutre P6 - $\alpha = 0,05$)	388
Figure 4-136 : modélisation du comportement mécanique [$e(x) =$ déformation calculée à la profondeur x] des poutres fortement armées – déformations longitudinales – modèle n°4 (a. poutre P4 - $\alpha = 0,09$; b. poutre P6 - $\alpha = 0,05$)	388
Figure 4-137 : confrontation de la déformation moyenne calculée et expérimentale – modèles n°2 et 4 (a. poutre P4 ; b. poutre P6)	388
Figure 4-138 : fissuration des poutres fortement armées	389
Figure 4-139 : modélisation du comportement mécanique de la poutre faiblement armée – flèches à mi-portée – influence du module d'Young (poutre P3 - $\alpha = 0,7$)	390
Figure 4-140 : modélisation du comportement mécanique de la poutre faiblement armée – déformations longitudinales – modèle n°4 (poutre P3 - $\alpha = 0,7$) (a. déformation moyenne ; b. déformations locales – $e(x) =$ déformation calculée à la profondeur x)	390
Figure 4-141 : fissuration en face supérieure de P3 (a. 250 jours ; b. fissuration en faïençage à 427 j)	391
Figure 4-142 : modélisation du comportement mécanique des poutres fortement armées – flèche à mi-portée – influence de la modélisation hydrique (a. poutre P4 - $\alpha = 0,09$; b. poutre P6 - $\alpha = 0,05$)	392
Figure 4-143 : modélisation du comportement mécanique des poutres fortement armées – déformations longitudinales – modèle n°5 (a. poutre P4 - $\alpha = 0,09$; b. poutre P6 - $\alpha = 0,05$)	392
Figure 4-144 : confrontation de la déformation moyenne calculée et expérimentale – modèles n°4 et 5 (a. poutre P4 ; b. poutre P6)	392
Figure 4-145 : modélisation du comportement mécanique de la poutre faiblement armée – flèches à mi-portée – influence de la modélisation hydrique (poutre P3 - $\alpha = 0,7$)	393
Figure 4-146 : modélisation du comportement mécanique de la poutre faiblement armée – flèches à mi-portée – modèles n°4 et 5 (poutre P3 - $\alpha = 0,7$) (a. déformation moyenne ; b. déformations locales)	393
Figure 4-147 : organisation de la méthode de re-calcul développée par (Baghdadi 2008)	396
Figure 4-148 : retrait de dessiccation en fonction de l'humidité à l'équilibre pour des éprouvettes très fines (Granger 1996)	399
Figure 4-149 : exemple de courbe de sorption-désorption d'un béton ordinaire d'après (Baroghel-Bouny 1994)	401
Figure 4-150 : propriétés de transferts hydriques proposées par (Baghdadi 2008) (a. conductivité hydrique K ; b. coefficient d'emmagasinement C ; c. rapport K/C)	402
Figure 4-151 : comparaison des degrés de saturation expérimentaux et calculés pour les éprouvettes R1_H30-I_GL_28 (a. degré de saturation moyen ; b. degrés de saturation locaux à 5, 30 et 50 mm de l'axe du cylindre)	403
Figure 4-152 : maillage de la demi poutre ($l^*h^*L = 0,25^*0,50^*1,5 m^3$)	403
Figure 4-153 : résultats du calcul hydrique n°1 – poutre P2 (a. profil de degré de saturation à différentes échéances ; b. variations massiques globales correspondantes)	404
Figure 4-154 : numérotation des groupes d'éléments pour le maillage de poutre	404
Figure 4-155 : résultats du calcul hydrique n°2 – poutre P2 (a. profil de degré de saturation à différentes échéances ; b. variations massiques globales correspondantes)	406
Figure 4-156 : fonctions de couplage gonflement / degré de saturation – poutre P2	407
Figure 4-157 : retrait mesuré et calculé à l'aide de la loi de (Baghdadi 2008)	407
Figure 4-158 : confrontation des résultats du calcul mécanique n°1 aux mesures de flèche à mi-portée – poutre P2 (a. vue d'ensemble ; b. zoom)	409
Figure 4-159 : confrontation des résultats du calcul mécanique n°2 aux mesures de flèche à mi-portée – poutre P2 (a. vue d'ensemble ; b. zoom)	409
Figure 4-160 : confrontation des résultats du calcul mécanique n°2 aux mesures de flèche à mi-portée après modification de la cinétique d'expansion – poutre P2 (a. vue d'ensemble ; b. zoom)	411
Figure 4-161 : déformation moyenne expérimentale et modélisée – poutre P2 (a. vue générale ; b. zoom)	411
Figure 4-162 : confrontation des résultats des calculs mécaniques aux données expérimentales – poutre P5 (a. flèche – vue d'ensemble ; b. flèche – zoom ; c. déformation moyenne)	413
Figure 4-163 : confrontation des résultats des calculs mécaniques aux mesures de flèche à mi-portée – poutre P1 (a. flèche – vue d'ensemble ; b. flèche – zoom ; c. déformation moyenne)	413
Figure 4-164 : architecture simplifiée du module de re-calcul RGIB prenant en compte l'influence des gonflements sur le comportement hydrique et l'influence des alcalins	415
Figure 4-165 : suivi des poutres P1, P3, P4 après remouillage (a. flèches à mi-portée ; b. déformation longitudinale globale à 0,23 m de profondeur)	416
Figure 4-166 : fissuration en face supérieure des poutres remouillées – réglet placé suivant l'axe longitudinal des poutres (a. P1 – 762 j ; b. P3 – 545 j ; c. P4 – 687 j)	417

Index des tableaux

Tableau 2-1 : conditions de conservation des éprouvettes de gonflement libre	102
Tableau 2-2 : conditions de conservation des éprouvettes de gonflement libre	103
Tableau 2-3 : Cas de chargement pour éprouvettes de gonflement sous contraintes	108
Tableau 2-4 : typologie des poutres testées	113
Tableau 2-5 : échéance de mise en eau des poutres	116
Tableau 2-6 : tableau récapitulatif de la nomenclature des corps d'épreuve (n°1)	117
Tableau 2-7 : tableau récapitulatif de la nomenclature des corps d'épreuve (n°2)	117
Tableau 2-8 : tableau récapitulatif de la nomenclature des corps d'épreuve (n°3)	117
Tableau 2-9 : composition cimentaire en pourcentage massique selon la méthode de Bogue (analyses en provenance des cimentiers et analyses LCPC du lot de ciment utilisé pour l'étude)	120
Tableau 2-10 : formulation des bétons (kg/m ³)	121
Tableau 2-11 : caractérisation mécanique des matériaux à 28 jours (cure sous scellement hydrique)	122
Tableau 2-12 : caractérisation mécanique des matériaux à 28 jours (cure en eau)	122
Tableau 2-13 : coefficients de dilatation thermique des matériaux (gamme 20-38°C)	122
Tableau 2-14 : masse volumique des matériaux	123
Tableau 2-15 : composition chimique des ciments (méthode de Bogue – analyses LCPC)	127
Tableau 2-16 : chaleurs massiques d'hydratation des phases du ciment selon (Waller 2000)	127
Tableau 2-17 : dégagement de chaleur en conditions adiabatiques des bétons	128
Tableau 2-18 : capacités thermiques massiques des phases du ciment (Waller 2000)	128
Tableau 2-19 : capacités thermiques massiques des bétons (kJ/K/m ³)	129
Tableau 2-20 : évaluation des élévations de température en conditions adiabatiques (°C)	129
Tableau 2-21 : consigne de traitement thermique visée	130
Tableau 2-22 : caractéristiques des modèles TEXO	131
Tableau 2-23 : synthèse des essais sur béton frais	160
Tableau 2-24 : paramètres du modèle de (Baghdadi et al. 2008-b) pour différents bétons	164
Tableau 2-25 : évaluation des énergies de traitement thermique	164
Tableau 2-26 : énergies de traitement thermique au sein des différentes poutres	167
Tableau 2-27 : potentiel de gonflement dans les poutres estimé par le modèle (Baghdadi et al. 2008-b)	167
Tableau 3-1 : calage des paramètres du modèle de gonflement libre – éprouvettes R1 – conservation en eau et à 100 % HR	176
Tableau 3-2 : influence de la méthode de calage des paramètres de gonflement libre – éprouvettes R1 – conservation en eau	177
Tableau 3-3 : régression linéaire entre déformation et variations de masse – éprouvettes R1 – conservation en eau et à 100 % HR	177
Tableau 3-4 : calage des paramètres du modèle de gonflement libre – éprouvettes R1 et R2 – conservation en eau	185
Tableau 3-5 : régression linéaire entre déformation et variations de masse – éprouvettes R1 et R2 – conservation en eau	186
Tableau 3-6 : régression linéaire entre déformation et variations de masse – éprouvettes R1 et R2 – conservation à 100 % HR	188
Tableau 3-7 : calage des paramètres des lois de gonflement libre RSI et RAG	190
Tableau 3-8 : calage des paramètres du modèle de gonflement libre – éprouvettes R2 – conservation à 100 % HR	191
Tableau 3-9 : comparaison des paramètres de modélisation des comportements RSI pour les formules R1 et R2 conservées en eau ou à 100 % HR	191
Tableau 3-10 : comparaison des paramètres de modélisation des gonflements libres des corps d'épreuve R2_I-H30_GL_28, R3_I-H30_GL_28 et R2_I_GLA_28	193
Tableau 3-11 : régression linéaire entre déformation et variations de masse – éprouvettes R2_I-H30_GL_28, R2_I-H30_GL_28 et R2_I_GLA_28	196
Tableau 3-12 : comparaison des paramètres de modélisation des gonflement libre des éprouvettes R2 – conservation en eau et à 100 % HR – température de stockage 20°C et 38°C	208
Tableau 3-13 : régression linéaire entre déformation et variations de masse – éprouvettes R2 – conservation en eau et à 100 % HR – température de conservation de 20°C et 38°C	209
Tableau 3-14 : calage des paramètres du modèle de gonflement libre – éprouvettes NR – conservation en eau et à 100 % HR	212
Tableau 3-15 : régression linéaire entre déformation et variations de masse – éprouvettes NR et R1 – conservation en eau et à 100 % HR	214
Tableau 3-16 : régressions linéaires entre déformation de retrait et variation relative de masse d'une couronne de béton de 2 cm d'épaisseur (κ = coefficient de contraction hydrique)	222
Tableau 3-17 : régressions linéaires entre déformations et variations de masse – éprouvettes immergées et à 100 % HR	224
Tableau 3-18 : caractéristiques des produits et des réactifs de la conversion du monosulfate en ettringite	226
Tableau 3-19 : paramètres de régression linéaire des courbes de gonflement volumique en phase 2	232
Tableau 3-20 : calage des paramètres des modèles de gonflement libre pour les éprouvettes carottées à 28 jours et 90 jours	234
Tableau 3-21 : calage des paramètres des modèles de gonflement libre pour les éprouvettes carottées et moulées	238
Tableau 3-22 : régressions linéaires entre déformations et variations de masse – éprouvettes carottées et moulées – conservation en eau	238
Tableau 3-23 : calage des paramètres des modèles de gonflement libre pour les éprouvettes carottées et moulées	240
Tableau 3-24 : paramètres de régression linéaire des courbes de gonflement volumique – répétabilité de fabrication	241
Tableau 3-25 : paramètres de régression linéaire de la relation déformation / variation relative de masse normée – formule R1 – séchage à 30 % HR	245
Tableau 3-26 : paramètres de régression linéaire de la relation déformation / variation relative de masse – formule R1 – carottage à 28 jours ou 90 jours	246
Tableau 3-27 : calage des paramètres du modèle de gonflement libre – formule R1 – éprouvettes immergées	247
Tableau 3-28 : paramètres de régression linéaire des courbes de gonflement volumique – formule R1 – cas d'une humidification tardive	250
Tableau 3-29 : estimation des degrés de saturation initiaux des éprouvettes R1	252
Tableau 3-30 : calage des paramètres de la loi de gonflement libre pour les suivis dimensionnels recalés à 538 jours en fonction de l'échéance de carottage – formule R1 – éprouvettes immergées tardivement	253

Tableau 3-31 : paramètres de régression linéaire de la relation déformation / variation relative de masse– formule NR – carottage à 28 jours ou 90 jours	256
Tableau 3-32 : paramètres de régression linéaire de la relation déformation / variation relative de masse– formule R1 – carottage à 28 jours ou 90 jours	256
Tableau 3-33 : paramètres de régression linéaire de la relation déformation / variation relative de masse– formule R2 – carottage à 28 jours ou 90 jours	256
Tableau 3-34 : calage des paramètres de modélisation des gonflements libre – effets d’une humidification tardive	261
Tableau 3-35 : paramètres de régression linéaire des courbes de gonflement volumique – influence de l’histoire hydrique – partie 1	261
Tableau 3-36 : paramètres de régression linéaire des courbes de gonflement volumique – influence de l’histoire hydrique – partie 2	262
Tableau 3-37 : estimation des degrés de saturation initiaux – éprouvettes de gonflement libre	263
Tableau 3-38 : calage des paramètres de modélisation des gonflements libre dans le cas d’une humidification tardive– effets de l’échéance de carottage	266
Tableau 3-39 : synthèse des paramètres de modélisation des gonflements libres – éprouvettes carottées à 28 jours	271
Tableau 4-1 : nomenclature des poutres testées	281
Tableau 4-2 : calage des paramètres pour représentation des profils de séchage	285
Tableau 4-3 : paramètres de modélisation de la fraction d’imbibition pour la poutre P2	291
Tableau 4-4 : valeurs des différents paramètres du modèle de comportement hydrique binaire	296
Tableau 4-5 : valeurs des différents paramètres du modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré par la cinétique d’imbibition	298
Tableau 4-6 : évolution de la courbure et de la déformation longitudinale moyenne de la poutre P2	313
Tableau 4-7 : évolution de la courbure et de la déformation longitudinale moyenne de la poutre P1	321
Tableau 4-8 : évolution de la courbure et de la déformation longitudinale moyenne de la poutre P5	327
Tableau 4-9 : calage des paramètres de la loi sigmoïde pour les éprouvettes de gonflement libre – poutre P2	333
Tableau 4-10 : calage des paramètres de la loi sigmoïde pour les éprouvettes de gonflement libre – poutre P5	334
Tableau 4-11 : évolution de la courbure et de la déformation longitudinale moyenne de la poutre P3	370
Tableau 4-12 : évolution de la courbure et de la déformation longitudinale moyenne de la poutre P4	370
Tableau 4-13 : évolution de la courbure et de la déformation longitudinale moyenne de la poutre P6	382
Tableau 4-14 : synthèse des paramètres pris en compte pour le calcul hydrique n°1	403
Tableau 4-15 : synthèse des paramètres pris en compte pour le calcul hydrique n°2	405
Tableau 4-16 : synthèse des paramètres d’entrée de la modélisation de la poutre P2	408
Tableau 4-17 : synthèse des paramètres d’entrée de la modélisation des poutres P1 et P5	412

Annexe 1 Expérimentations sur poutres : données et plans

A1	Ferraillage des poutres	461
A1.1	Plans de ferraillage.....	461
A1.2	Caractéristiques des armatures	462
A2	Plans d'instrumentation	463
A2.1	Plan d'instrumentation interne de la poutre P1	463
A2.2	Plan d'instrumentation interne des poutres P2 à P6	463
A2.3	Plan d'instrumentation externe des poutres P1 à P6	463
A2.4	Plans d'instrumentation des ferrailages.....	464
A2.5	Positionnement des sections de gammadensimétrie.....	465

A1 Ferrailage des poutres

A1.1 Plans de ferrailage

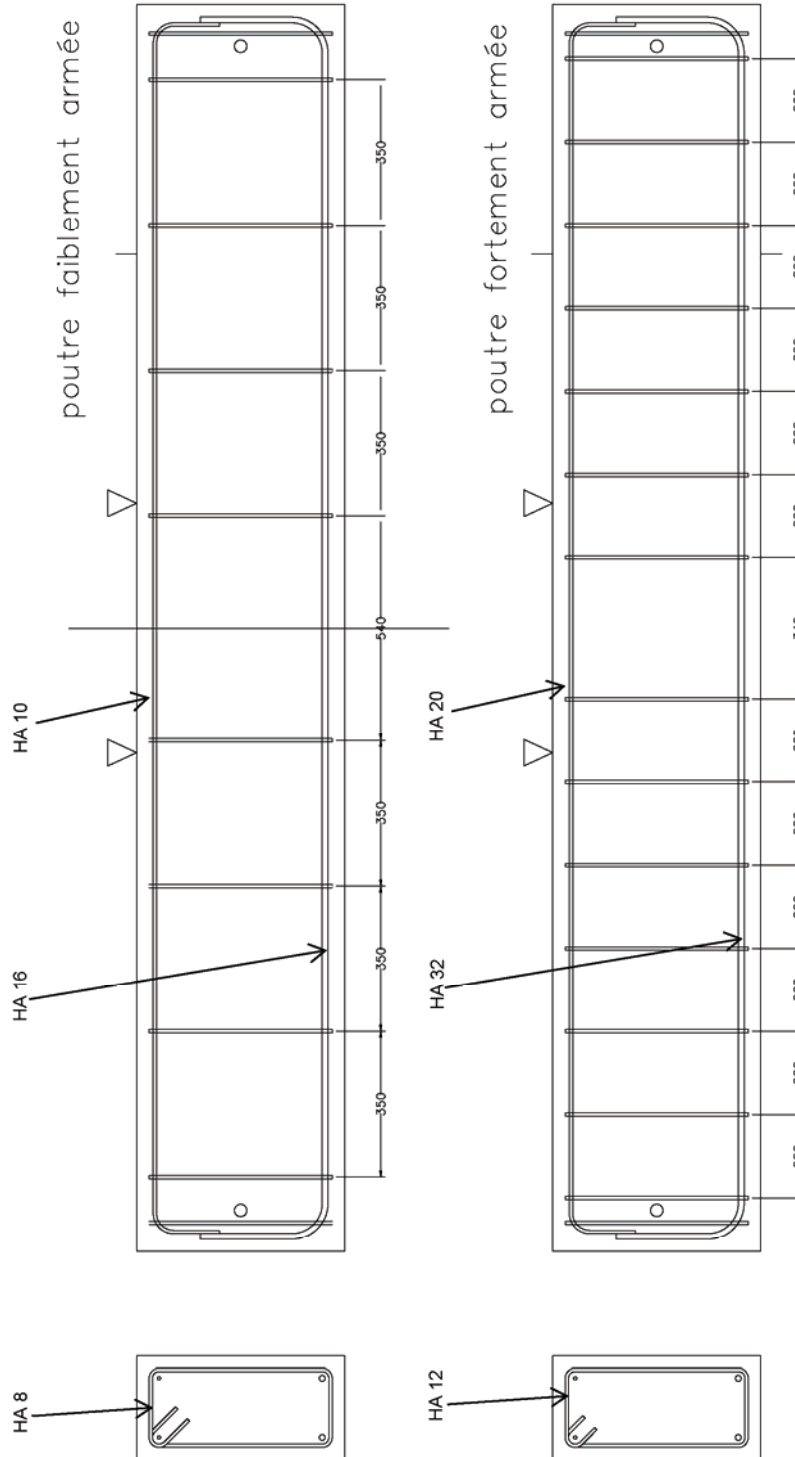


Figure A1. 1 : plans de ferrailage des poutres

A1.2 Caractéristiques des armatures

Des essais de caractérisation des performances mécaniques des armatures ont été réalisés. La figure et le tableau suivants synthétisent les résultats de ces essais.

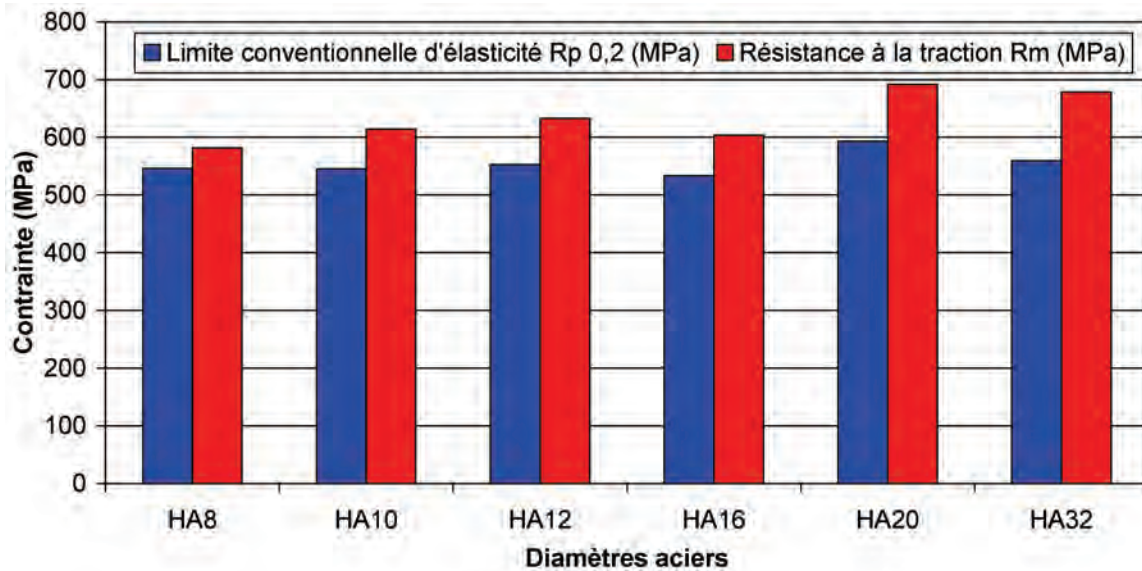


Figure A1. 2 : essais de caractérisation des aciers

Type barre	n° échantillon	Limite conventionnelle d'élasticité Rp 0,2 (MPa)	Résistance à la traction Rm (MPa)	Rapport Rm/Rp0,2	Allongement
HA8	1	540	581	1,08	4,50%
HA8	2	552	582	1,05	3,60%
HA8	Moyenne	546	581,5	1,07	4,05%
HA10	1	546	627	1,15	5,50%
HA10	2	545	601	1,10	4,60%
HA10	Moyenne	545,5	614	1,13	5,05%
HA12	1	550	630	1,15	6,20%
HA12	2	555	635	1,14	6,30%
HA12	Moyenne	552,5	632,5	1,14	6,25%
HA16	1	535	606	1,13	5,80%
HA16	2	531	601	1,13	5,90%
HA16	Moyenne	533	603,5	1,13	5,85%
HA20	1	591	690	1,17	10,00%
HA20	2	595	694	1,17	9,20%
HA20	Moyenne	593	692	1,17	9,60%
HA32	1	563	680	1,21	8,60%
HA32	2	555	677	1,22	8,10%
HA32	Moyenne	559	678,5	1,21	8,35%

A2 Plans d'instrumentation

A2.1 Plan d'instrumentation interne de la poutre P1

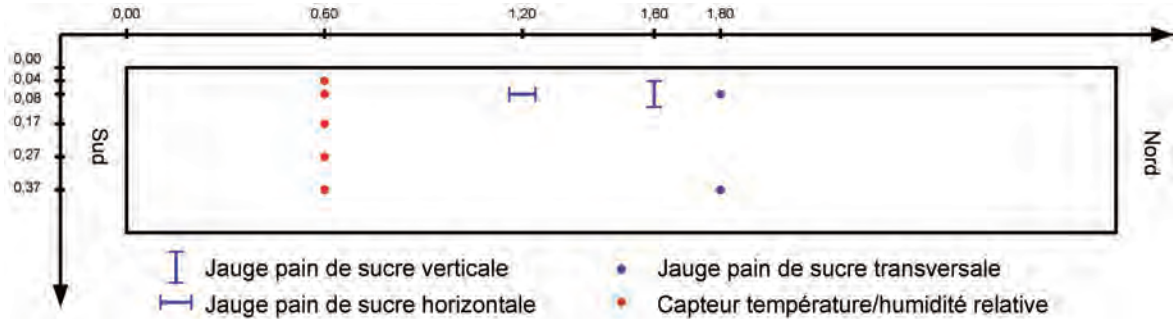


Figure A1. 3 : plan d'instrumentation interne de la poutre P1

A2.2 Plan d'instrumentation interne des poutres P2 à P6

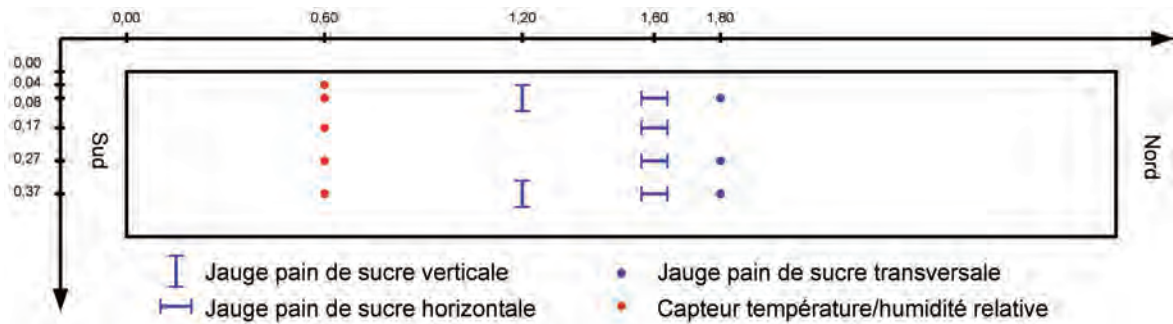


Figure A1. 4 : plan d'instrumentation interne des poutres P2 à P6

A2.3 Plan d'instrumentation externe des poutres P1 à P6

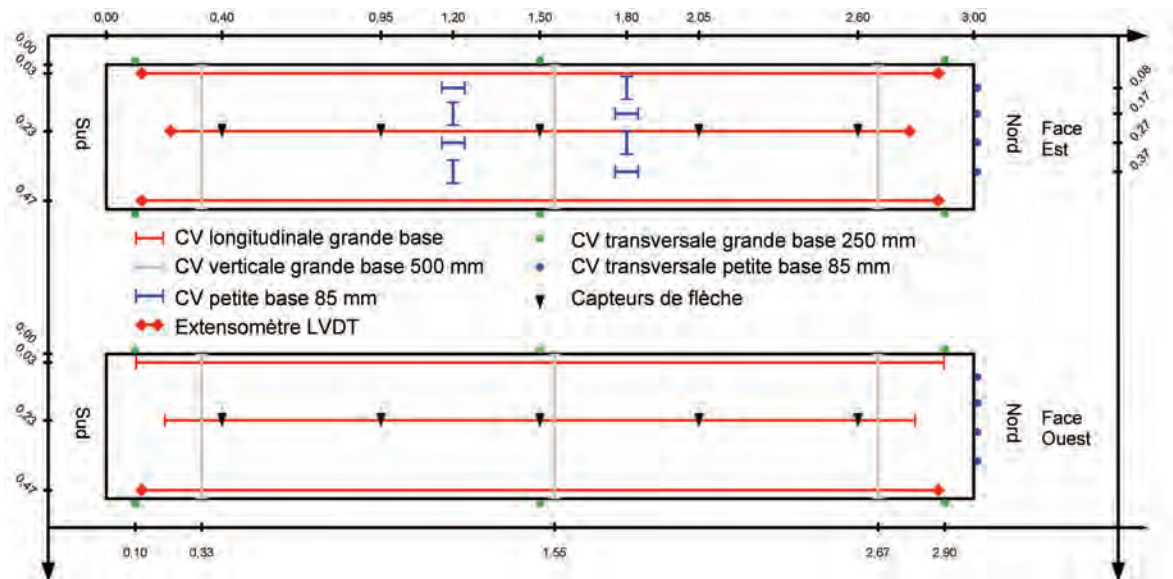


Figure A1. 5 : plan d'instrumentation externe des poutres

Les extensomètres longitudinaux positionnés aux cotes de 0,03 m et à 0,47 m ont une longueur de base de 2980 mm. Ceux positionnés à 0,23 m ont une longueur de base de 2640 mm.

A2.4 Plans d'instrumentation des ferrillages

Instrumentation des poutres faiblement armées (jauges soudées) :

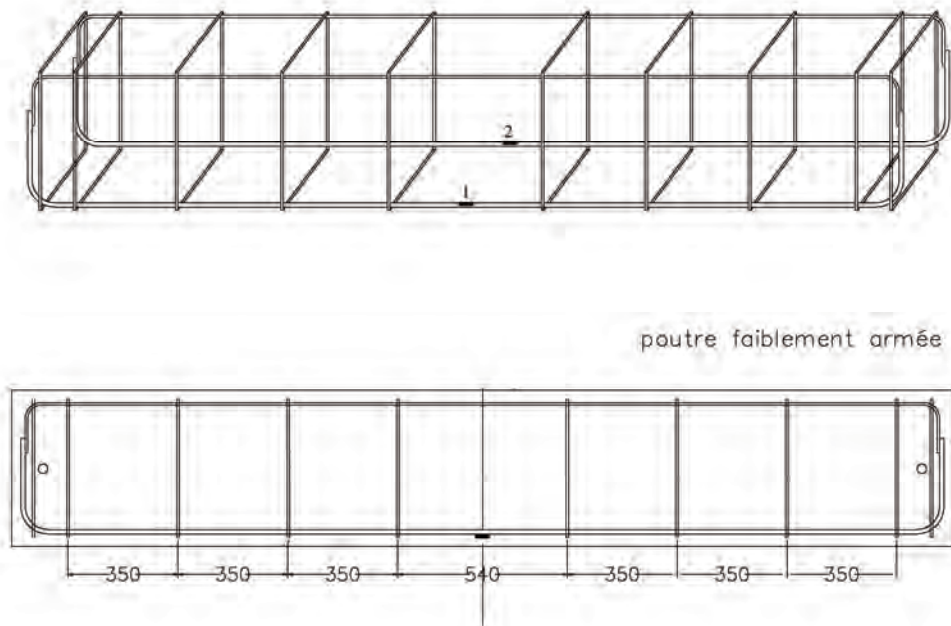


Figure A1. 6 : plan d'instrumentation du ferrillage A

Instrumentation des poutres fortement armées (jauges soudées) :

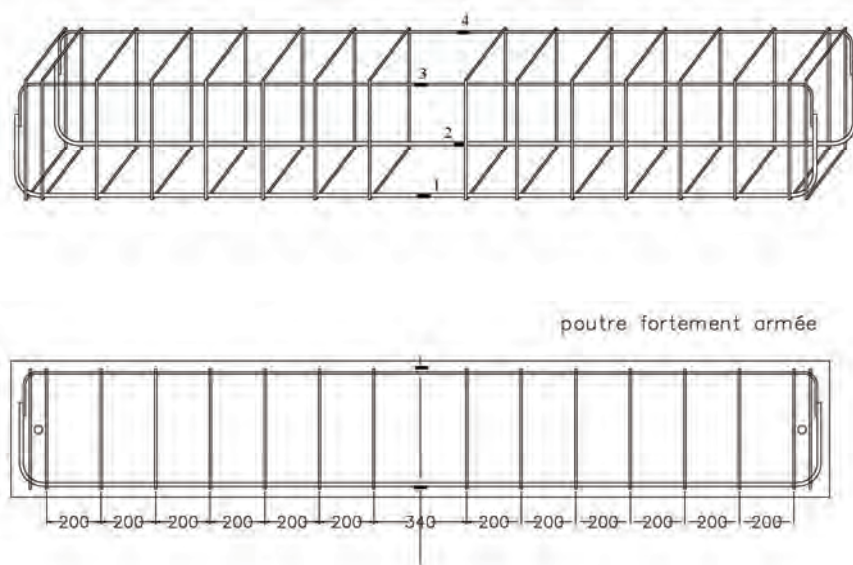


Figure A1. 7 : plan d'instrumentation du ferrillage FA

A2.5 Positionnement des sections de gammadensimétrie

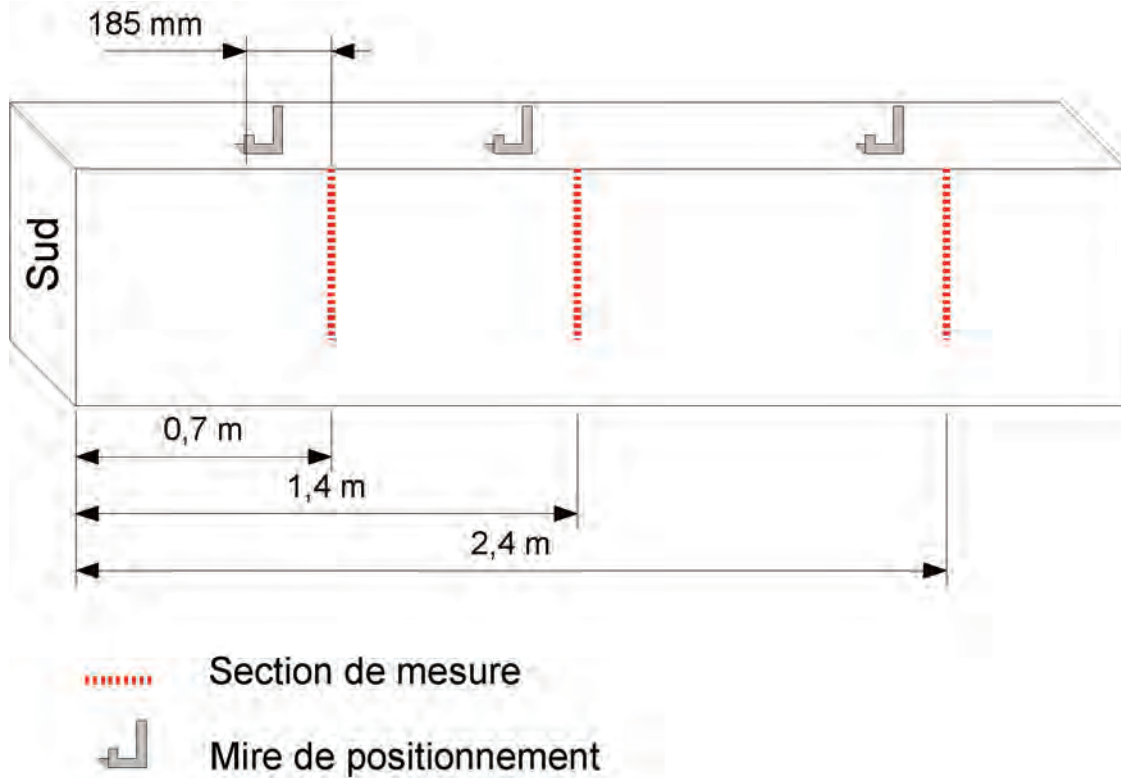


Figure A1. 8 : position des sections de gammadensimétrie

Annexe 2 Formulation des bétons

A1	Compositions cimentaires	469
A2	Granulométrie des granulats	470
A3	Formulation des bétons	470
A3.1	Pré-formulation par méthode de Dreux-Gorisse et optimisation du squelette granulaire	470
A3.2	Ajustements expérimentaux	471
A3.2.1	Essais de convenance	471
A3.2.2	Dépendance au malaxage	472
A3.3	Procédure de malaxage	473
A3.4	Mise en œuvre	473

A1 Compositions cimentaires

Le tableau ci-dessous donne la composition chimique détaillée des ciments mis en oeuvre dans cette étude (pourcentages massiques). Il confronte les analyses fournies par la fiche technique du cimentier et celles issues des essais réalisés par le LCPC sur des échantillons prélevés dans les ciments approvisionnés. Les écarts entre les différentes analyses peuvent s'expliquer par la variabilité des caractéristiques des ciments produits au cours du temps (analyses cimentier et analyses LCPC réalisées sur des lots différents).

	CIMENT_NR		CIMENT_R	
	Cimentier	LCPC	Cimentier	LCPC
SiO₂	21,39	22,59	19,70	20,38
Al₂O₃	3,66	3,33	5,20	4,30
TiO₂	-	0,14	-	0,24
Fe₂O₃	4,25	3,83	4,20	3,80
CaO	64,58	64,39	63,20	62,79
MgO	0,96	0,92	1,40	1,25
Na₂O	0,10	0,24	0,13	0,35
K₂O	0,28	0,31	0,78	0,73
SO₃	2,63	2,61	3,50	3,46
Cl	0,02	0,00	0,05	0,04
S	0,01	Traces	0,04	Traces
MnO	0,13	0,08	-	0,05
PAF	0,92	0,45	1,20	2,04
Insolubles	0,09	1,06	0,40	0,54
Na₂O_{eq}	0,28	0,44	0,63	0,83
CaO libre	-	0,83	-	1,39
CO₂	-	1,67	-	1,84

On rappelle pour mémoire les notations des cimentiers pour les différents éléments dosés :

C	S	A	F	H	S	C	K	N
CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	H ₂ O	SO ₃	CO ₂	K ₂ O	Na ₂ O

A2 Granulométrie des granulats

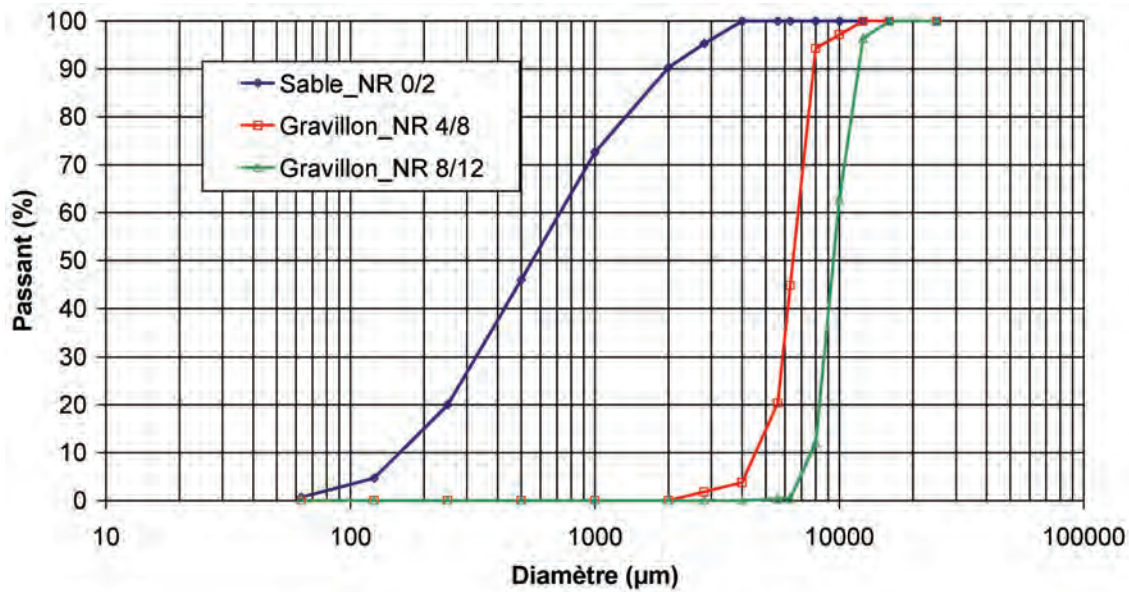


Figure A2. 1 : granulométrie des granulats NR

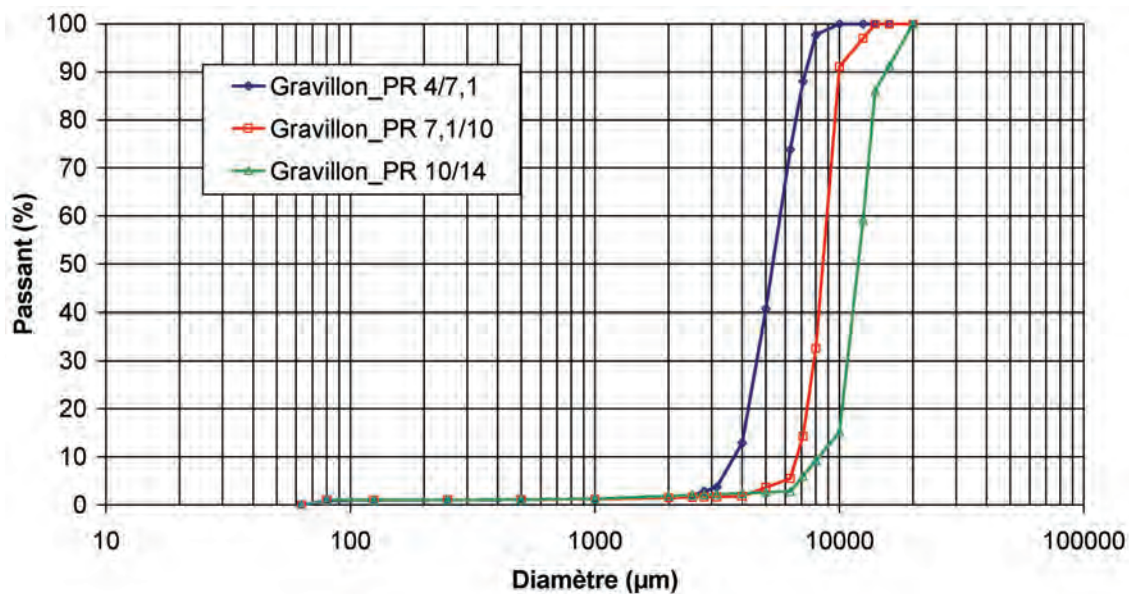


Figure A2. 2 : granulométrie des granulats PR

A3 Formulation des bétons

A3.1 Pré-formulation par méthode de Dreux-Gorisse et optimisation du squelette granulaire

Une préformulation du béton a été réalisée à l'aide de la méthode graphique de Dreux-Gorisse (*Dreux 1982*) :

- NR : Ciment_NR + Sable_NR + Gravier_NR ;
- R1 : Ciment_R + Sable_NR + Gravier_NR ;
- R2 : Ciment_R + Sable_NR + Gravier_PR.

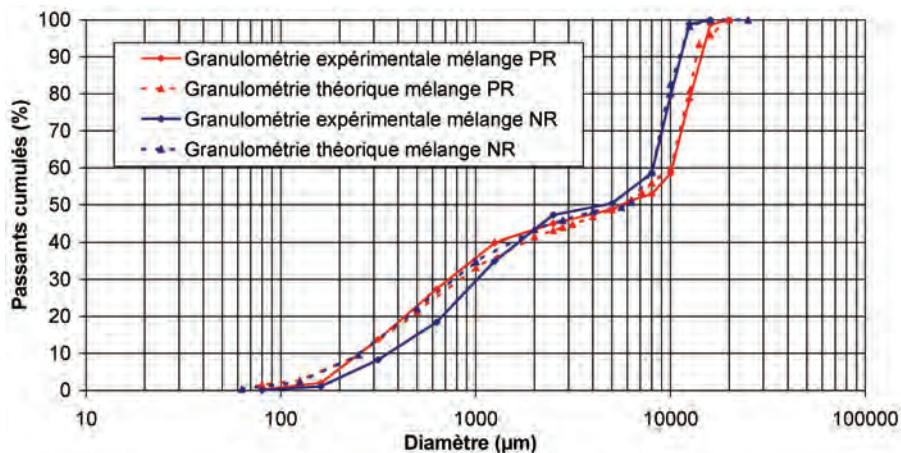
Après avoir vérifié la cohérence du rapport E/C et du dosage en ciment visés avec la résistance et l'ouvrabilité recherchées, des ébauches de squelettes granulaires ont été déterminées pour obtenir des mélanges granulaires les plus proches possibles des courbes de référence définies par la méthode de Dreux-Gorisse. Cette première détermination a été ensuite affinée à l'aide du logiciel RENE-LCPC (*Sedran & de Larrard 1994*) qui permet d'optimiser le squelette granulaire (i.e. ajuster au mieux les classes granulaires pour disposer d'un volume de pâte d'écartement optimal). Les proportions des différentes classes granulaires pour les deux mélanges granulaires nécessaires sont données dans le Tableau A2. 1 et le Tableau A2. 2. Les courbes granulométriques des deux mélanges granulaires sont données dans la Figure A2. 3.

Tableau A2. 1 : composition du mélange NR

	Proportion
Sable_NR 0/2	48,0 %
Gravillon_NR 4/8	5,6 %
Gravillon_NR 8/12	46,4 %

Tableau A2. 2 : composition du mélange PR

	Proportion
Sable_NR 0/2	44,8 %
Gravillon_PR 4/7,1	6,4 %
Gravillon_PR 7,1/10	1,6 %
Gravillon_PR 10/14	47,2 %

**Figure A2. 3 : granulométrie des différents mélanges**

A3.2 Ajustements expérimentaux

A3.2.1 Essais de convenance

La donnée d'un squelette granulaire, d'un dosage en ciment et d'un rapport E/C suffit à définir les formules de béton qui nous sont nécessaires. La formulation obtenue en section A3.1 doit cependant être ajustée expérimentalement afin de s'assurer de l'ouvrabilité des matériaux et de la correspondance de leurs résistances avec la résistance cible définie dans le cahier des charges.

Différentes gâchées ont été réalisées en faisant varier la quantité d'eau. En effet, le dosage en ciment et le squelette granulaire étant fixés pour chaque formulation, le seul moyen de faire varier l'ouvrabilité, en l'absence d'adjuvants, est de jouer sur la quantité d'eau. Les résultats de ces essais sont donnés par la Figure A2. 4. Ces essais ont été réalisés sur un malaxeur de 30 litres. Les résultats montrent que l'on obtient des bétons correspondant à l'ouvrabilité visée pour un rapport E/C de 0,49.

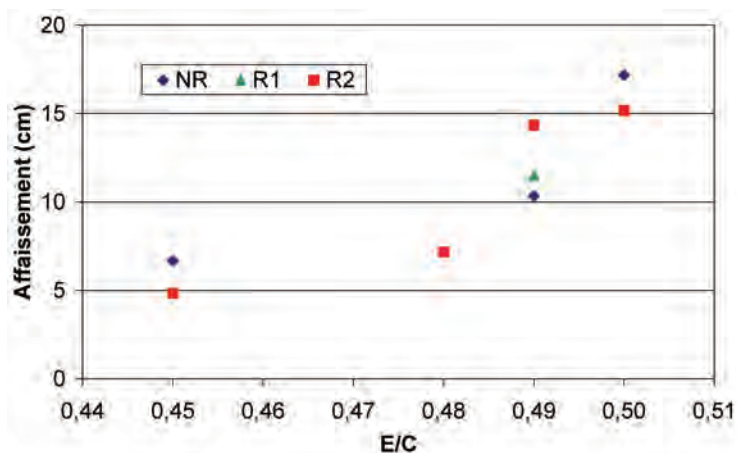


Figure A2. 4 : évolution de l'affaissement en fonction du rapport E/C

Des éprouvettes de béton coulées avec la formule de rapport E/C égal à 0,49 ont été testées en compression à 28 jours (sans application de cure thermique). Les résultats de ces essais sont consignés dans le Tableau A2. 3. Les résultats de ces essais montrent que les formules de béton ainsi déterminées (E/C = 0,49) correspondent aux critères fixés par le cahier des charges sur béton frais et béton durci.

Tableau A2. 3 : résultats des essais mécaniques sur éprouvettes durcies (28 jours – un cylindre 16-32 par formule) ; E/C = 0,49

	Résistance en compression (MPa)	Module d'Young (MPa)
NR	41	32 800
R1	48	37 300
R2	47	37 000

A3.2.2 Dépendance au malaxage

Le changement de malaxeur (changement de volume et de puissance de malaxage, présence ou non d'outils racleurs...) induit un changement dans la rhéologie du matériau frais. Les formulations validées par essais de convenance en section A3.2.1 sur un malaxeur de 30 litres nécessitent donc d'être ajustées sur le malaxeur de capacité utile de 170 litres utilisé pour la présente étude.

Afin de limiter les risques de dépendance au malaxage, l'ensemble des fabrications a été réalisé sur un même malaxeur de 170 litres. Des essais de gâchage de la formule R1 sur ce matériel mettant en œuvre différents volumes de béton ont conduit à figer le rapport E/C à une valeur de 0,46 (cf. Tableau A2. 4). Dans ces conditions, consistance et teneur en air occlus se sont avérés pratiquement constants dans la gamme des volumes fabriqués.

Tableau A2. 4 : répétabilité de fabrication du béton ; formule R1 ; E/C = 0,46

Volume de gâchage	Affaissement (cm)	Air occlus (%)
85 litres	10	2,5
125 litres	11	2,4
180 litres	9	2,5

A3.3 Procédure de malaxage

La procédure de malaxage appliquée est la suivante :

1. Introduction des matériaux secs dans le malaxeur (granulats puis ciment),
2. Malaxage pendant une minute,
3. Introduction de l'eau de gâchage,
4. Malaxage pendant 2 minutes 30 secondes,
5. Arrêt du malaxeur et vidange.

A3.4 Mise en œuvre

Une fenêtre de deux heures est prévue pour mettre les matériaux en œuvre afin de pouvoir gérer d'éventuels imprévus. La durée moyenne de mise en œuvre a été de une heure.

Pour les petits corps d'épreuve (cylindres, blocs de carottage), le remplissage des moules a été réalisé à la main. Le remplissage des coffrages de poutres a été assuré grâce à des trémies assurant un coulage plus rapide (nécessité d'enchaîner trois gâchées de 180 litres pour la fabrication des poutres).

La vibration des cylindres 11-22 a été assurée conformément à la norme NF P 18-421 (AFNOR 1981-a). Les poutres, blocs de carottage et cylindres de gonflement sous contraintes ont été vibrés à l'aide d'aiguilles conformément à la norme NF P 18-422 (AFNOR 1981-b).

Annexe 3 Qualification des moyens de mesure

A1	Incertitude de mesure par extensométrie à pointeaux.....	477
A2	Evaluation des incertitudes de répétabilité des mesures par robot	478
A3	Qualification des jauges pain de sucre pour la réalisation de mesures dimensionnelles	480
A3.1	Réponse à une sollicitation mécanique	480
A3.2	Mesure de gonflements	481
A4	Tests de jauges d'extensométrie pour aciers.....	482
A5	Qualification du banc de pesée	484

A1 Incertitude de mesure par extensométrie à pointeaux

Le calcul des déformations des éprouvettes de gonflement libre à l'aide de l'extensomètre à pointeaux est réalisé à partir de la relation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_t = \frac{D_t - D_0}{L_{\text{base}}} \\ D_t = \text{Déplacement relatif des plots à la date } t \\ D_0 = \text{Déplacement relatif des plots à la date } 0 \\ L_{\text{base}} = \text{Longueur de la base de mesure} = 107 \text{ mm (déterminée sur barre étalon)} \end{array} \right.$$

En différenciant cette expression, on obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} d\varepsilon_t = \frac{\partial \varepsilon_t}{\partial D_t} \cdot dD_t + \frac{\partial \varepsilon_t}{\partial D_0} \cdot dD_0 + \frac{\partial \varepsilon_t}{\partial L_{\text{base}}} \cdot dL_{\text{base}} \\ = \frac{1}{L_{\text{base}}} \cdot dD_t - \frac{1}{L_{\text{base}}} \cdot dD_0 - \frac{1}{L_{\text{base}}^2} \cdot (D_t - D_0) \cdot dL_{\text{base}} \end{array} \right.$$

Il est fait ici l'hypothèse que toutes les sources d'incertitude liées aux mesures sont indépendantes. L'incertitude type sur la déformation s'écrit donc :

$$u_{\varepsilon_t} = \sqrt{\frac{1}{L_{\text{base}}^2} \cdot u_{D_t}^2 + \frac{1}{L_{\text{base}}^2} \cdot u_{D_0}^2 + \frac{(D_t - D_0)^2}{L_{\text{base}}^4} \cdot u_{L_{\text{base}}}^2}$$

Le déplacement moyen des plots d'une éprouvette (D_t) est obtenu par moyennage des déplacements des plots sur chacune des trois génératrices notés G_{ti} (i variant de 1 à 3 et correspondant à chaque génératrice). Les déplacements des plots de chaque génératrice sont évalués quant à eux par la moyenne de trois mesures réalisées sur chaque base à l'aide de l'extensomètre à pointeaux et notées respectivement X_{ti1} , X_{ti2} et X_{ti3} . Le déplacement moyen des plots d'une éprouvette est donc issu de la moyenne de 9 valeurs. On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} D_t = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 G_{ti} \text{ et donc } u_{D_t} = \sqrt{3 \cdot \frac{u_{G_{ti}}^2}{3^2}} \\ G_{ti} = \frac{1}{3} \sum_{j=1}^3 X_{tij} \text{ et donc } u_{G_{ti}} = \sqrt{3 \cdot \frac{u_{X_{tij}}^2}{3^2}} \end{array} \right.$$

L'étalonnage du capteur de l'extensomètre à pointeaux a permis de déterminer une incertitude élargie de $1,41 \mu\text{m}$. Il vient alors :

$$u_{G_{ti}} = \sqrt{3 \cdot \frac{1,41^2}{3^2}} = 0,814 \mu\text{m}$$

Il suit :

$$u_{D_t} = \sqrt{3 \cdot \frac{0,814^2}{3^2}} = 0,470 \mu\text{m}$$

Par ce même raisonnement, la procédure de mesure de D_0 étant identique à celle de D_t , il vient :

$$u_{D_0} = 0,470 \mu\text{m}$$

L'incertitude sur la longueur de la base de mesure est le fruit de deux contributions :

- l'erreur sur la mesure de la longueur de la base réalisée sur la barre étalon (avec un pied à coulisse de précision $10 \mu\text{m}$),
- le décalage des plots d'extensométrie inhérent à la méthode de collage (une valeur moyenne de $100 \mu\text{m}$ a été mesurée sur un échantillon de 54 mesures issues de 24 bases différentes).

L'incertitude sur la longueur de base de mesure a donc été évaluée à :

$$u_{L_{\text{base}}} = 150 \mu\text{m}$$

En faisant l'hypothèse que les corps d'épreuve présenteront des gonflements maximaux de l'ordre de 1,5 % (correspondant à un déplacement relatif des plots de l'ordre de 1,5 mm), on peut alors estimer l'incertitude de la mesure par :

$$u_{e_t} = \sqrt{\frac{1}{107000^2} \cdot 0,470^2 + \frac{1}{107000^2} \cdot 0,470^2 + \frac{1500^2}{107000^4} \cdot 150^2} = 20,6 \cdot 10^{-6}$$

L'incertitude de mesure des gonflements libres par extensomètre à pointeaux est donc de l'ordre de $20,6 \mu\text{m/m}$ (soit 0,00206 %).

A2 Evaluation des incertitudes de répétabilité des mesures par robot

Deux robots de mesure dimensionnelle sont utilisés pour le suivi des éprouvettes de gonflement sous contraintes. Ceux ci ont fait l'objet d'une qualification afin d'évaluer l'incertitude de répétabilité de ces dispositifs.

La procédure de mesure mise en œuvre lors de l'utilisation des robots est la suivante :

1. Montage du robot complet sur une éprouvette,
2. Réalisation d'un premier cycle de mesure ($3 \cdot 16$ positions angulaires [de 0° à 300° avec un pas de 20°]*4 couples de capteurs),
3. Démontage/remontage du robot pour détection d'une erreur de remplacement du système,

4. Réalisation d'un deuxième cycle de mesure (3*16 positions*4 couples de capteurs),
5. Validation de la séquence de mesure par comparaison des deux cycles et évaluation des écarts.

Deux essais de qualification ont été réalisés :

Essai n°1 : Evaluation de l'erreur de répétabilité entre deux cycles de mesure

Pour cet essai, on réalise 10 cycles de mesure de manière consécutive sur une même éprouvette en montant et démontant l'automate de mesure, représentant ainsi l'opération réalisée entre deux cycles de mesure. On évalue l'erreur de répétabilité en utilisant l'écart type des déformations ainsi mesurées :

Robot n°1

Mesure	Déformation radiale	Déformation axiale
"Point zéro"	0,0000%	0,0000%
1	0,0017%	0,0012%
2	-0,0002%	0,0017%
3	0,0000%	0,0022%
4	0,0019%	0,0024%
5	0,0003%	0,0022%
6	-0,0003%	0,0021%
7*	0,0001%	0,0483%
8*	0,0013%	0,0426%
9*	-0,0026%	1,2857%
Ecart type	0,0013%	0,4247%
Ecart type sans points aberrants	0,0013%	0,0004%

Robot n°2

Mesure	Déformation radiale	Déformation axiale
"Point zéro"	0,0000%	0,0000%
1	-0,0007%	-0,0004%
2	-0,0007%	-0,0004%
3	-0,0003%	0,0001%
4	-0,0010%	0,0001%
5	0,0003%	-0,0001%
6	-0,0019%	-0,0002%
7	0,0000%	-0,0002%
8	-0,0010%	-0,0001%
9*	-0,0028%	-0,4771%
Ecart type	0,0009%	0,1590%
Ecart type sans points aberrants	0,0009%	0,0002%

On obtient donc dans ce cas une erreur de répétabilité de l'ordre de 9 à 13 $\mu\text{m}/\text{m}$ pour les mesures radiales et de 2 à 4 $\mu\text{m}/\text{m}$ pour les mesures axiales.

Essai n°2 : Evaluation de l'erreur de répétabilité entre deux séquences de mesure

Pour cet essai, on réalise dix cycles de mesure de manière consécutive sur une même éprouvette en montant et démontant l'ensemble du système (y compris le moteur), représentant ainsi l'opération réalisée entre deux séquences de mesure. On évalue l'erreur de répétabilité en utilisant l'écart type des déformations ainsi mesurées.

On obtient une erreur de l'ordre de 11 à 13 $\mu\text{m}/\text{m}$ pour les mesures radiales et de 2 à 3 $\mu\text{m}/\text{m}$ pour les mesures axiales. Le démontage complet du dispositif n'introduit donc pas une erreur supplémentaire considérable. Ces valeurs sont similaires à celles avancées par (Multon 2004).

Robot n°1			Robot n°2		
Mesure	Déformation radiale	Déformation axiale	Mesure	Déformation radiale	Déformation axiale
"Point zéro"	0,0000%	0,0000%	"Point zéro"	0,0000%	0,0000%
1	0,0017%	0,0000%	1	-0,0020%	0,0004%
2	0,0015%	-0,0007%	2	0,0014%	0,0005%
3	0,0017%	-0,0006%	3	-0,0004%	0,0005%
4	0,0040%	-0,0005%	4	0,0017%	0,0004%
5	0,0015%	0,0001%	5	-0,0003%	0,0007%
6	0,0002%	-0,0006%	6	-0,0017%	0,0007%
7	0,0011%	-0,0005%	7	0,0011%	0,0007%
8	0,0011%	-0,0007%	8	-0,0007%	0,0008%
9	0,0007%	-0,0010%	9	-0,0005%	0,0009%
Ecart type	0,0011%	0,0003%	Ecart type	0,0013%	0,0002%

A3 Qualification des jauges pain de sucre pour la réalisation de mesures dimensionnelles

A3.1 Réponse à une sollicitation mécanique

Afin de remplacer les cordes vibrantes (prévues pour être noyées dans le béton mais ne résistant pas aux conditions agressives de la cure thermique) et pour disposer de mesures de déformations locales internes, des jauges de déformation à noyer dans le béton dites jauges « Pain De Sucre » (PDS) ont été testées. Il s'agit de jauges résistives encapsulées qui peuvent être noyées dans le béton (EGP-5-120 de marque Vishay). Leur liaison mécanique avec le corps d'éprouve est assurée par adhérence.

La résistance de ces capteurs à la cure thermique a été vérifiée. Des tests de réponse à une sollicitation mécanique en domaine élastique ont été réalisés pour juger de la pertinence de la mesure effectuée après une cure thermique : une jauge PDS a été noyée dans du béton suivant l'axe d'une éprouvette ($\varnothing = 13$ cm ; H = 24 cm). L'ensemble a été soumis à une cure thermique. Après démoulage et rectification des faces supérieure et inférieure, trois jauges de déformation pour béton (type PL120 de marque Vishay) ont été collées à 120° , parallèlement à l'axe de l'éprouvette. Ce corps d'éprouve a ensuite été soumis à trois cycles de compression entre 5 % et 30 % de la résistance en compression du béton estimée à 40 MPa. Il s'agit ensuite de comparer les modules d'Young mesurés par ces deux types d'instrumentation (les mesures issues des jauges PL120 sont moyennées). La Figure A3. 1 représente les résultats obtenus lors de cet essai. La mesure du module d'Young à l'aide de la jauge PDS donne une valeur d'environ 32200 MPa alors que celle issue des données des jauges PL120 donne environ 30200 MPa, soit un écart d'environ 7 % ce qui semble tout à fait acceptable à la lumière des éléments présentés par (Toutlemonde 1999). Cette différence peut s'expliquer par des écarts de positionnement des capteurs par rapport à l'axe de l'éprouvette d'une part et par l'influence d'une plus grande quantité de pâte de ciment en surface (module plus faible) en raison des effets de parois (Sedran & de Larrard 1994). En tout état de cause, cet essai met en évidence le bon fonctionnement des jauges PDS à l'issue de la cure.

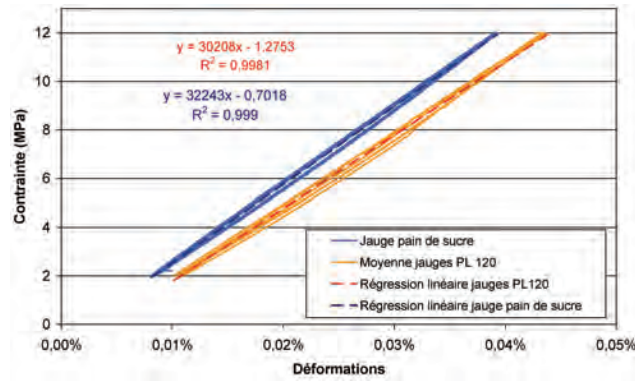


Figure A3. 1 : comparaison des déformations estimées par la jauge pain de sucre et par la moyenne de trois jauges de déformations collées sur les faces latérales

A3.2 Mesure de gonflements

Afin d'évaluer le comportement à long terme des jauges pain de sucre, le corps d'épreuve décrit en section A3.1 a été équipé de bases de mesure pour extensométrie à pointeaux puis conservé immergé en eau. Un suivi dimensionnel a ensuite été réalisé en parallèle de l'acquisition du signal de la jauge pain de sucre.

La jauge a résisté aux conditions de conservation durant plus de 100 jours. Les dernières mesures exploitables indiquent une déformation de 0,25 % soit 2500 μ def (cf. Figure A3. 2). Il semble donc que la jauge ait cédé sous les effets d'une trop grande déformation (rupture de la trame de la jauge). La Figure A3. 2.b indique que le suivi des déformations par jauge noyée met en évidence un gonflement d'imbibition (durant environ deux jours) non détecté par la méthode d'extensométrie de surface.

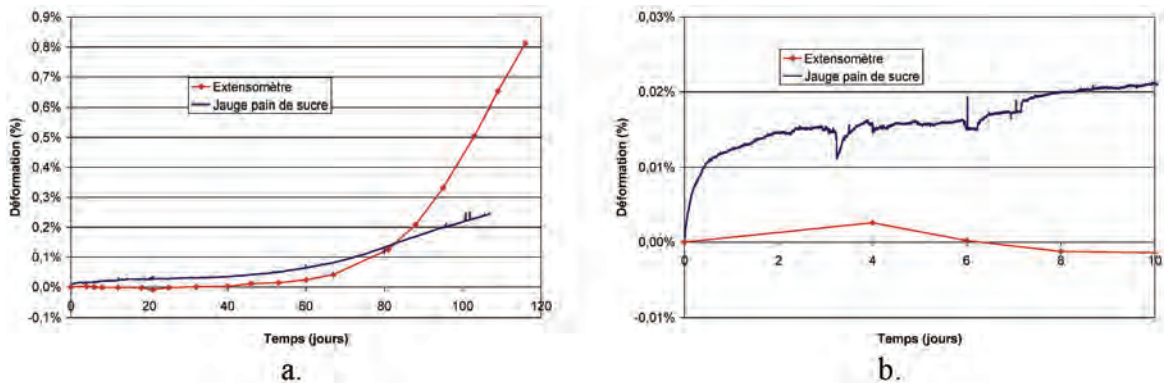


Figure A3. 2 : confrontation des suivis dimensionnels par extensométrie et par jauge pain de sucre (a. vue d'ensemble ; b. zoom)

Les données issues du suivi par extensométrie ont donc été corrigées de cet écart (cf. Figure A3. 3). Le décalage introduit est égal à la déformation mesurée par jauge à une échéance de deux jours. L'évolution générale des déformations évaluées par les deux méthodes est similaire. Néanmoins, on observe un écart notable en fonction de l'approche considérée.

En début de suivi (i.e. jusqu'à environ 80 jours), l'estimation par jauge noyée est plus élevée que celle obtenue à l'aide de l'extensomètre. L'écart maximal est ainsi de l'ordre de 0,025 % soit environ 25 μ m pour une base de mesure de 100 mm. Si cet écart traduit effectivement un phénomène physico-chimique, ceci implique que les gonflements

se développent plus rapidement à cœur qu'en surface. Ceci ne semble néanmoins pas en accord avec le phénomène de pénétration du front d'imbibition dans le matériau qui favorise a priori l'augmentation de l'humidité et de la lixiviation des alcalins (et donc des gonflements) en surface.

Pour des déformations supérieures à 0,15 %, on observe un écart très significatif entre les deux techniques expérimentales. Cet écart pourrait être expliqué par un effet d'armature de la jauge pain de sucre, conduisant à des déformations moins importantes. Cette considération semble en accord avec les travaux de (*Lawrence 1995-a*). Ceci implique qu'il existe un gradient de déformation entre le cœur et la surface de l'éprouvette. Par ailleurs, la fissuration du matériau à ce stade des expansions peut également jouer un rôle en altérant la liaison mécanique entre la jauge noyée et le béton environnant.

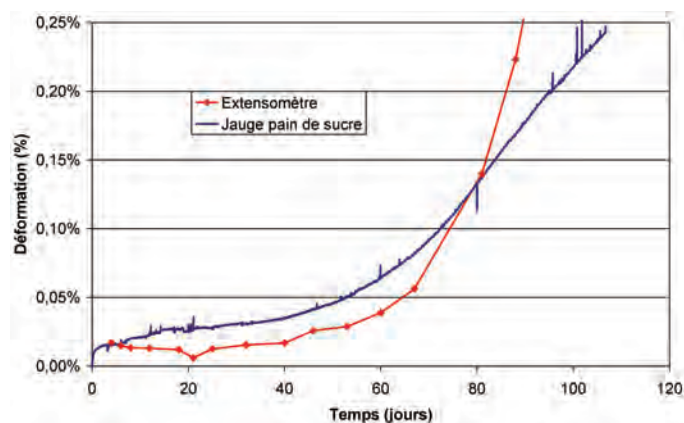


Figure A3. 3 : confrontation des suivis dimensionnels par extensométrie et par jauge pain de sucre après recalage

A4 Tests de jauges d'extensométrie pour aciers

Devant les conditions agressives d'exposition des moyens d'instrumentation noyés dans le cadre de cette étude (température, agressions chimiques...), différentes solutions de mise en place de jauges d'extensométrie ont été testées préalablement aux fabrications de corps d'épreuve. Les différentes technologies étudiées sont listées dans le Tableau A3. 1, le Tableau A3. 2 et le Tableau A3. 3.

Tableau A3. 1 : liste des types de jauge étudiés

Fournisseur	Modèle	Dimensions trame (mm)	Nature
BFI Optilas (TML)	FLA 5-11-3LT	1,5x5	Jauge collée
BFI Optilas (TML)	WFLA 3-11-3L	1,7x3 (8x17 avec encapsulage)	Jauge collée encapsulée résistante à l'eau
BFI Optilas (TML)	QFLA 5-11-3LT	1,5x5	Jauge collée résistante aux hautes températures
BFI Optilas (TML)	AWC-8B-11-3LT	8 (longueur élément sensible) (5x28 avec encapsulage)	Jaugée soudée encapsulée

Tableau A3. 2 : liste des types de colle étudiés

Fournisseur	Modèle	Remarque
BFI Optilas	CN	-
BFI Optilas	P2	-
Vishay	M Bond 200	-
BFI Optilas	NP50	-
Vishay	ME 10	Colle à cuire

Tableau A3. 3 : liste des protections étudiées

Fournisseur	Modèle	Nature
HBM	ABM 75	Mastic
HBM	AK 22	Mastic
Vishay	M coat A	Vernis
Vishay	M coat F	Mastic+revêtement
HBM	SG 250	Silicone
HBM	SL 450	Silicone

Les différentes configurations testées et les résultats correspondants sont listés dans le Tableau A3. 4.

Tableau A3. 4 : test des méthodes de mise en oeuvre de jauges d'extensométrie pour acier

Béton	Géométrie corps d'épreuve	Acier	Jauge	Fixation	Protection	Etat final
R1	Bloc 0,25x0,50x0,40 m	Ø 16 mm	FLA	CN	M coat A SG250 ABM 75	Jauge détruite pendant la cure thermique
R1	Bloc 0,25x0,50x0,40 m	Ø 16 mm	FLA	CN	M coat A SL450 ABM 75	Jauge détruite pendant la cure thermique
R1	Bloc 0,25x0,50x0,40 m	Ø 16 mm	WFLA	CN	M coat A SG250 ABM 75	Fonctionnement OK en fin de cure mais réponse non conforme de la jauge
R1	Bloc 0,25x0,50x0,40 m	Ø 16 mm	WFLA	CN	M coat A SL450 ABM 75	Fonctionnement OK en fin de cure mais réponse non conforme de la jauge
R1	Cylindre 11-22	Ø 8 mm	WFLA avec découpe de l'encapsulage	CN	SG250	Fonctionnement OK en fin de cure thermique Etat mécanique de l'encapsulage dégradé Décollage de la jauge Pas d'eau entre la jauge et l'acier
R1	Cylindre 11-22	Ø 12 mm	QFLA	NP 50	M coat A SG250 AK 22	Jauge HS en fin de cure Décollement de la trame
R1	Cylindre 11-22	Ø 12 mm	WFLA	NP 50	M coat A SG250 AK 22	Jauge HS en fin de cure Décollement de la trame
R1	Cylindre 11-22	Ø 12 mm	QFLA	M Bond 200	M coat A SG250 AK 22	Jauge HS en fin de cure Décollement de la trame
R1	Cylindre 11-22	Ø 12 mm	WFLA	M Bond 200	M coat A SG250 AK 22	Jauge HS en fin de cure Décollement de la trame
R1	Cylindre 11-22	Ø 12 mm	QFLA	CN	M coat A SG250 AK 22	Jauge HS en fin de cure Décollement de la trame
R1	Cylindre 11-22	Ø 12 mm	WFLA	CN	M coat A SG250 AK 22	Jauge HS en fin de cure Décollement de la trame
R1	Cylindre 11-22	Ø 12 mm	QFLA	P2	M coat A SG250 AK 22	Jauge HS en fin de cure Décollement de la trame
R1	Cylindre 11-22	Ø 12 mm	WFLA	P2	M coat A SG250 AK 22	Jauge HS en fin de cure Décollement de la trame
R1	Cylindre 11-22	Ø 12 mm	AWC (changement de câble pour diminution de l'inclusion)	Soudée	M coat A SG250 AK 22	Fonctionnement OK en fin de cure
R1	Cylindre 11-22	Ø 12 mm	QFLA	ME 10	Protection spécifique ME 10	Fonctionnement OK en fin de cure

A5 Qualification du banc de pesée

Une qualification du banc de pesée a été réalisée afin d'évaluer l'erreur de répétabilité existant entre deux mesures : 13 masses étalon de 200 g à 3 kg ont été pesées suivant le protocole de pesée mis en œuvre au cours de l'étude puis les pesées obtenues par le banc ont été confrontées aux masses réelles des étalons. Les résultats de cet essai sont représentés sur la Figure A3. 4 :

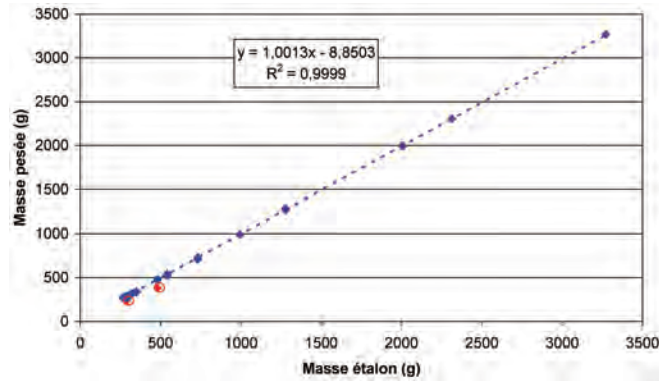


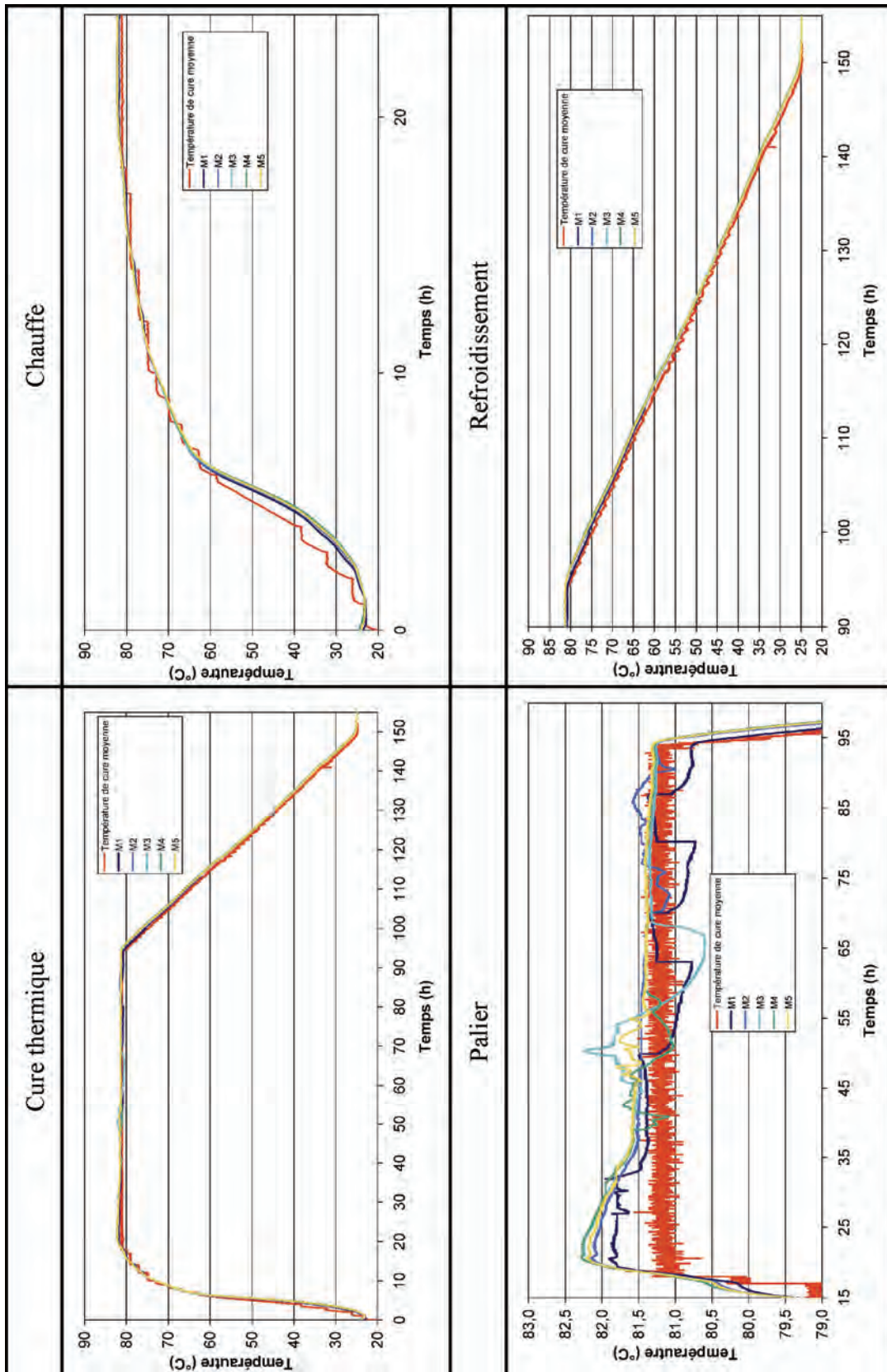
Figure A3. 4 : essai de qualification du banc de pesée

Les résultats bruts de cet essai montrent un écart type de répétabilité de 19 g. En supprimant les points aberrants (entourés sur le graphe), action réalisable en effectuant des mesures suffisamment rapprochées dans le temps, on aboutit à une incertitude de répétabilité de 9 grammes (sur environ 1 tonne) cohérente avec les résultats de (Multon *et al.* 2004).

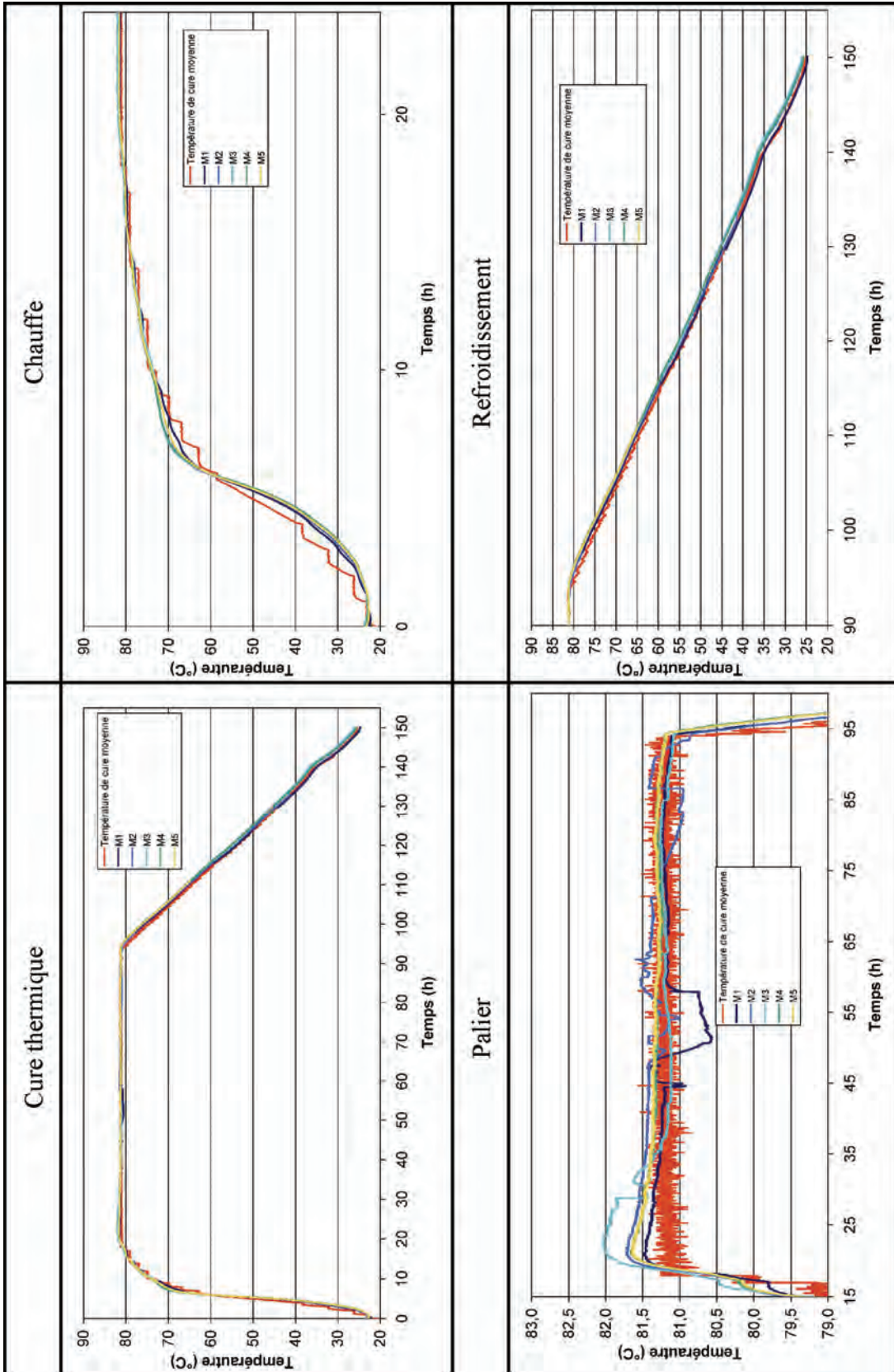
Annexe 4 Suivi thermique des poutres en phase de cure thermique

A1	Poutre P1	487
A2	Poutre P2	488
A3	Poutre P3	489
A4	Poutre P4	490
A5	Poutre P5	491
A6	Poutre P6	492

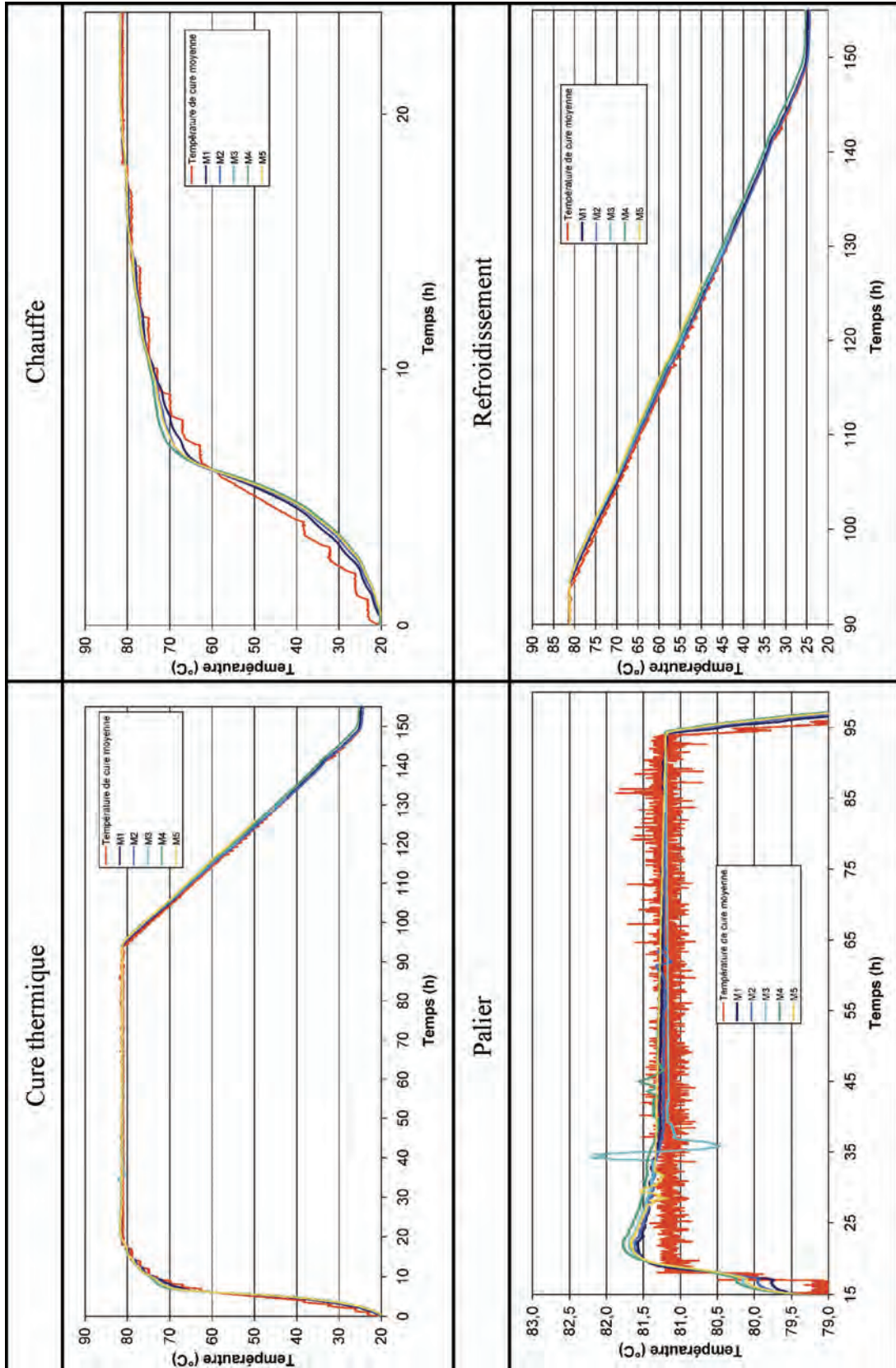
A1 Poutre P1



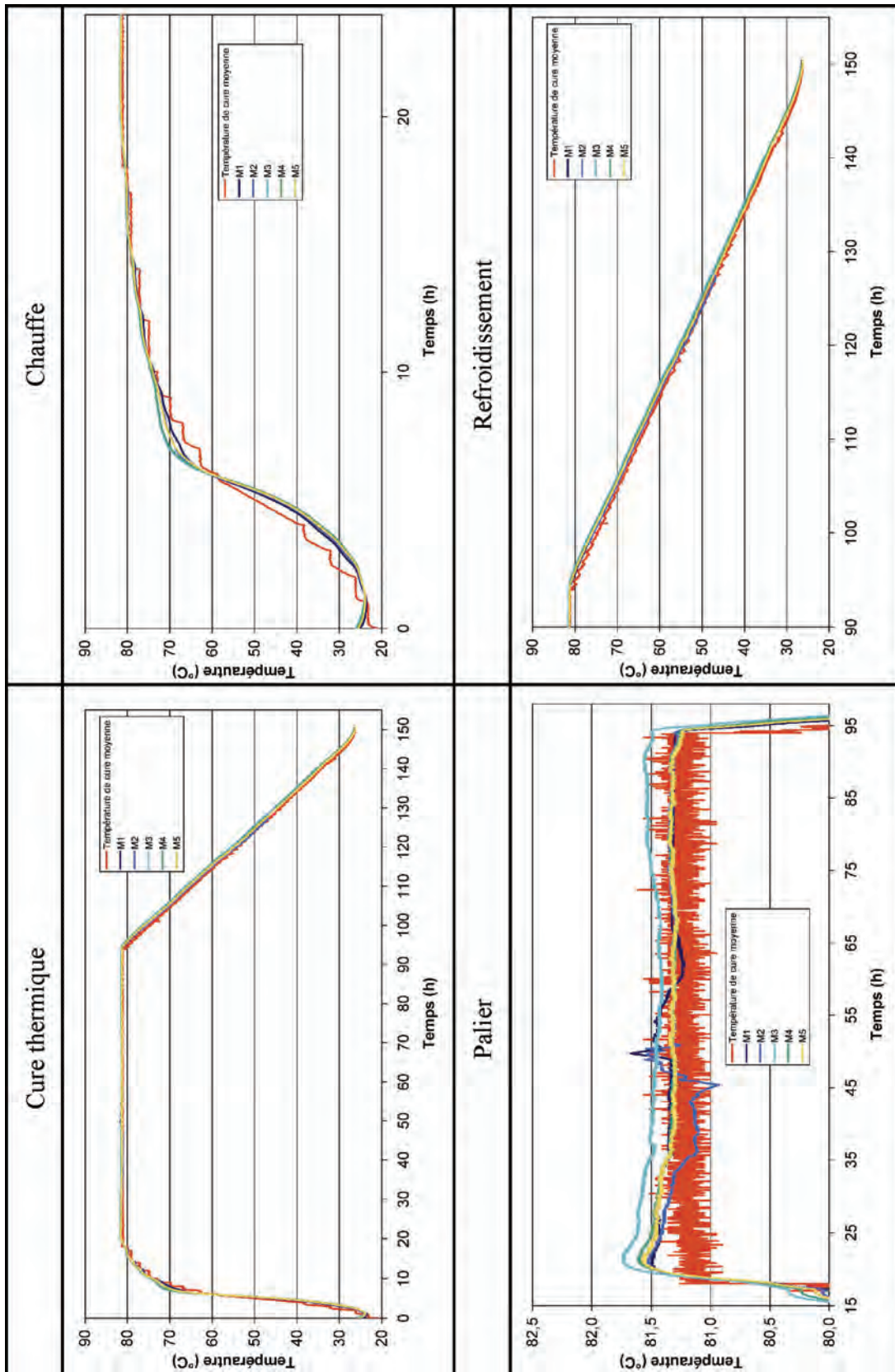
A2 Poutre P2



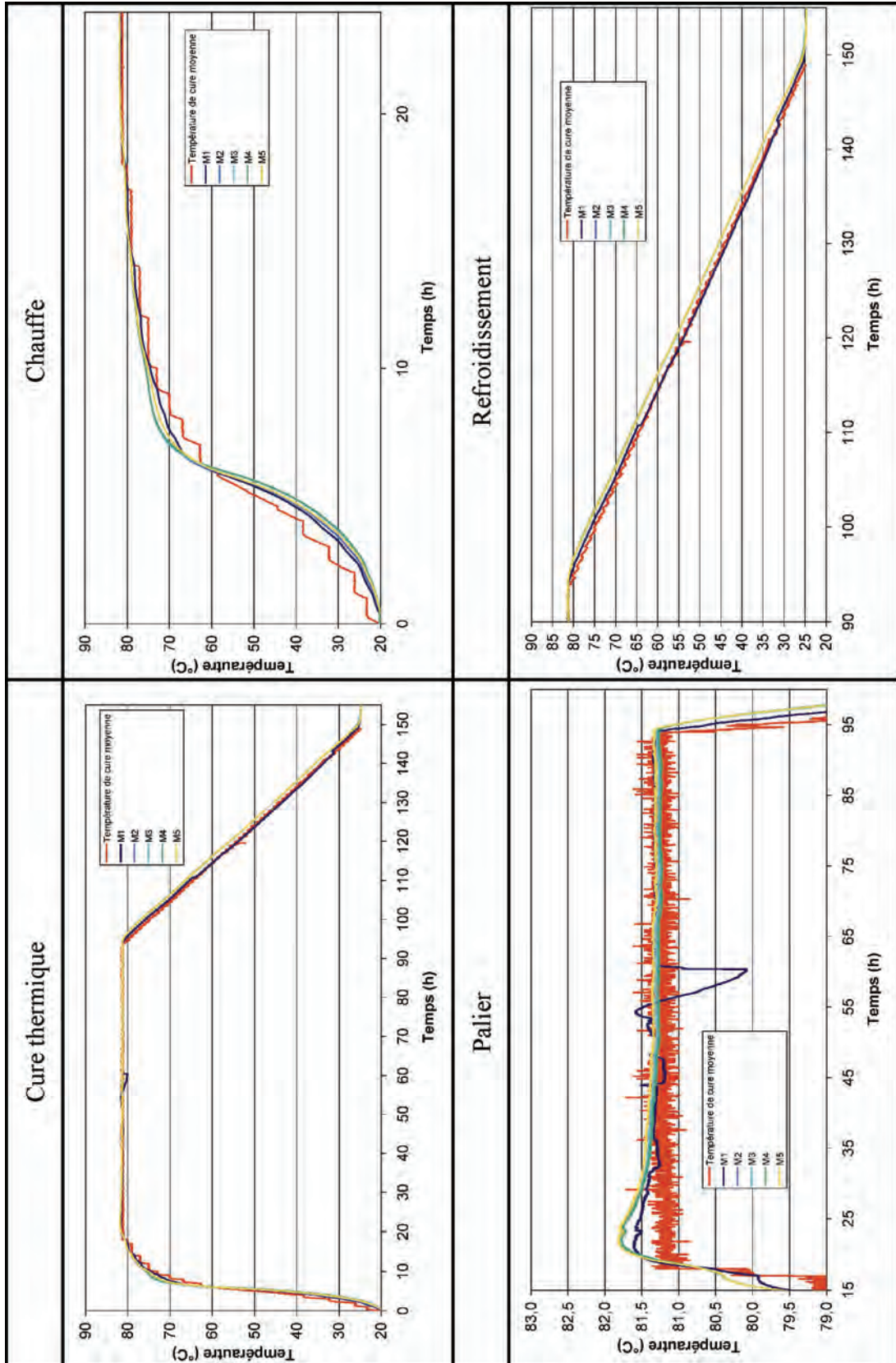
A3 Poutre P3



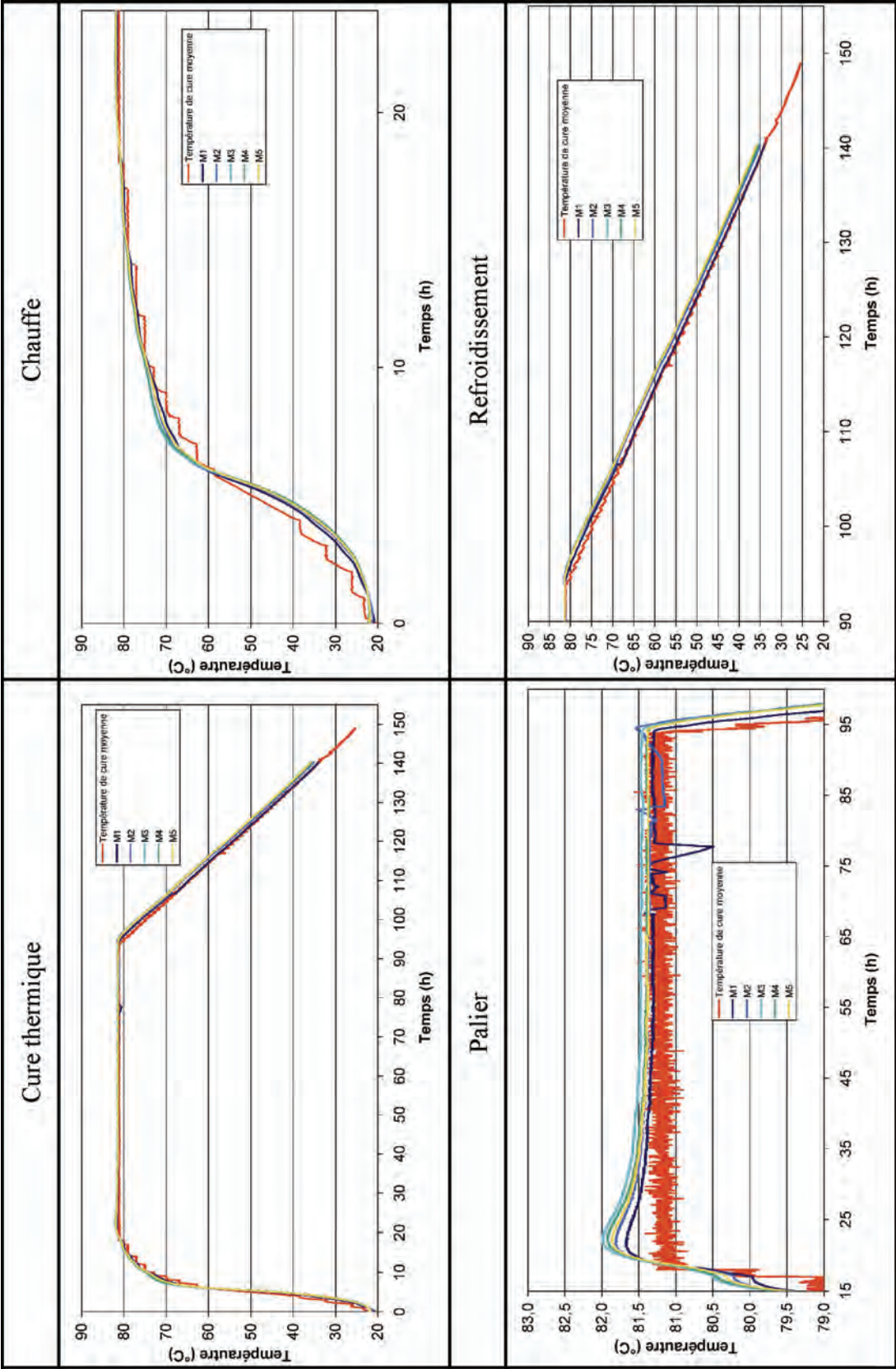
A4 Poutre P4



A5 Poutre P5



A6 Poutre P6



Annexe 5 Caractérisation des couplages entre gonflements et humidité

A1	Remarques préliminaires	495
A2	Phase 1 : humidification et séchage précoces	496
A2.1	Suivis dimensionnels et massiques des éprouvette de gonflement libre – formule NR	496
A2.1.1	Eprouvettes de gonflement libre	496
A2.1.2	Comparaison des éprouvettes moulées et carottées.....	497
A2.2	Suivis dimensionnels et massiques des éprouvette de gonflement libre – formule R1	498
A2.2.1	Eprouvettes de gonflement libre	498
A2.2.2	Comparaison des éprouvettes moulées et carottées.....	499
A2.3	Suivis dimensionnels et massiques des éprouvette de gonflement libre – formule R2	500
A2.3.1	Eprouvettes de gonflement libre	500
A2.3.1.1	Conservation à 38°C.....	500
A2.3.1.2	Conservation à 20°C.....	501
A2.3.1.3	Conservation à 38°C en solution alcaline ([KOH] = 1 mol/L).....	502
A2.3.2	Comparaison des éprouvettes moulées et carottées.....	503
A2.4	Suivis dimensionnels et massiques des éprouvette de gonflement libre – formule R3	504
A2.5	Suivis dimensionnels et massiques des éprouvette de gonflement libre – formule BT.....	505
A2.6	Synthèse des essais de gonflement libre – phase 1.....	506
A2.6.1	Suivis dimensionnels et massiques	506
A2.6.1.1	Conservation en eau	506
A2.6.1.2	Conservation à 100 % HR.....	507
A2.6.1.3	Conservation sous scellement hydrique	508
A2.6.1.4	Conservation à 30 % HR.....	509
A2.6.1.5	Eprouvettes de caractérisation mécanique (éprouvettes moulées).....	510
A2.6.1.5.1	Conservation en eau.....	510
A2.6.1.5.2	Conservation sous scellement hydrique.....	510
A2.6.2	Paramètres de modélisation des gonflements libres.....	511
A2.6.2.1	Corps d'épreuve carottés à 28 jours	511
A2.6.2.2	Corps d'épreuve carottés à 90 jours	512
A3	Phase 2 : humidification et séchage tardifs.....	513
A3.1	Suivis dimensionnels et massiques – formule NR	513
A3.2	Suivis dimensionnels et massiques – formule R1	514
A3.3	Suivis dimensionnels et massiques – formule R2	515
A3.4	Synthèse des suivis dimensionnels et massiques – Phase 2	516
A3.4.1	Conservation I-H30.....	516
A3.4.2	Conservation H100-H30	517
A3.4.3	Conservation S-I	518
A3.4.4	Conservation H30-I.....	519
A3.5	Suivis dimensionnels recalés à l'instant du basculement des conditions de conservation	520
A3.5.1	Conservation I-H30.....	520
A3.5.1.1	Carottage à 28 jours.....	520
A3.5.1.2	Carottage à 90 jours.....	520
A3.5.2	Conservation H100-H30	521
A3.5.2.1	Carottage à 28 jours.....	521
A3.5.2.2	Carottage à 90 jours.....	521

A3.5.3	Conservation S-I.....	522
A3.5.3.1	Carottage à 28 jours.....	522
A3.5.3.2	Carottage à 90 jours.....	522
A3.5.4	Conservation H30-I.....	523
A3.5.4.1	Carottage à 28 jours.....	523
A3.5.4.2	Carottage à 90 jours.....	523
A3.6	Paramètres de modélisation des gonflements libres.....	524

A1 Remarques préliminaires

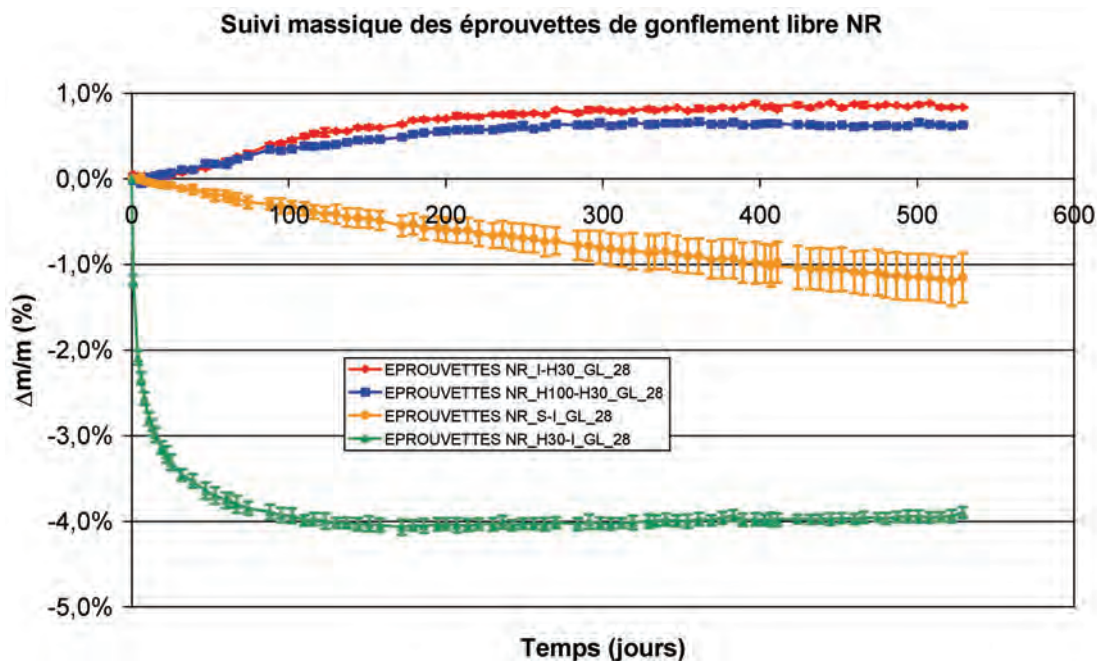
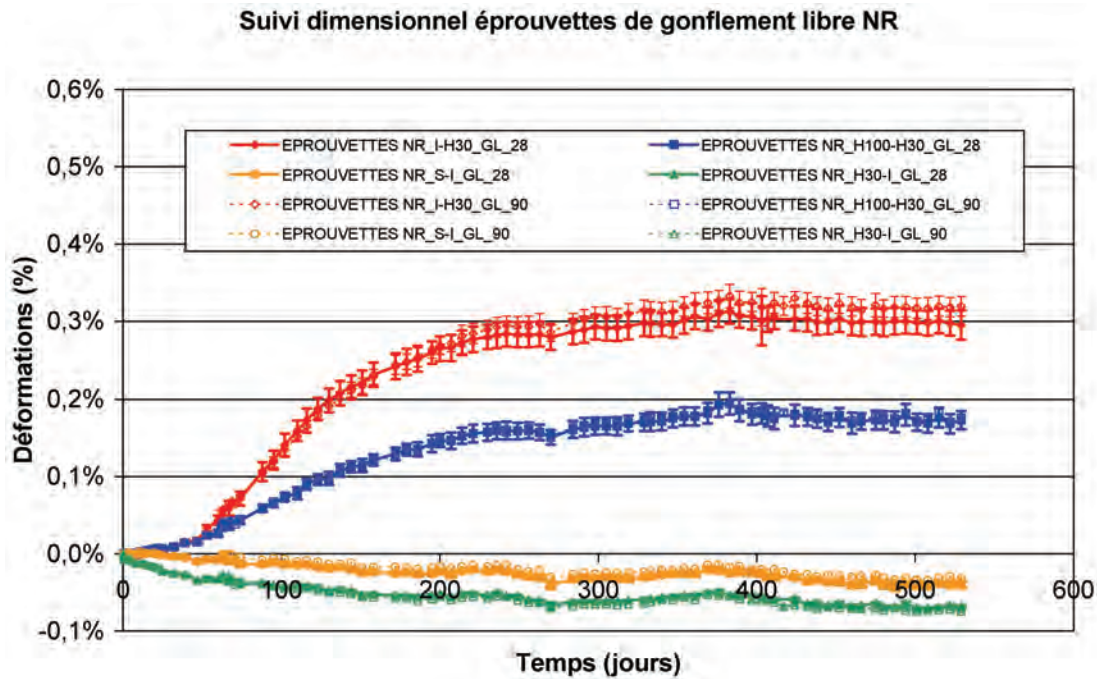
L'origine des temps des graphes présentés en section A2 correspond aux échéances de carottage pour les éprouvettes de gonflement libre (âge des matériaux = 28 jours) et pour les éprouvettes d'expansion résiduelle (âge des matériaux = 90 jours). Pour les éprouvettes moulées, l'origine des temps est prise au moment de l'initialisation des suivis dimensionnels et massiques, c'est-à-dire à un âge de 28 jours.

La section A2.5 présente les suivis dimensionnels d'éprouvettes soumises à un séchage ou à une humidification tardifs. Pour ces représentations, on effectue un recalage en temps et en déformation sur la dernière valeur correspondante dans les conditions de conservation hydrique de la première phase ($t_{\text{suivi}} = 538$ jours).

A2 Phase 1 : humidification et séchage précoces

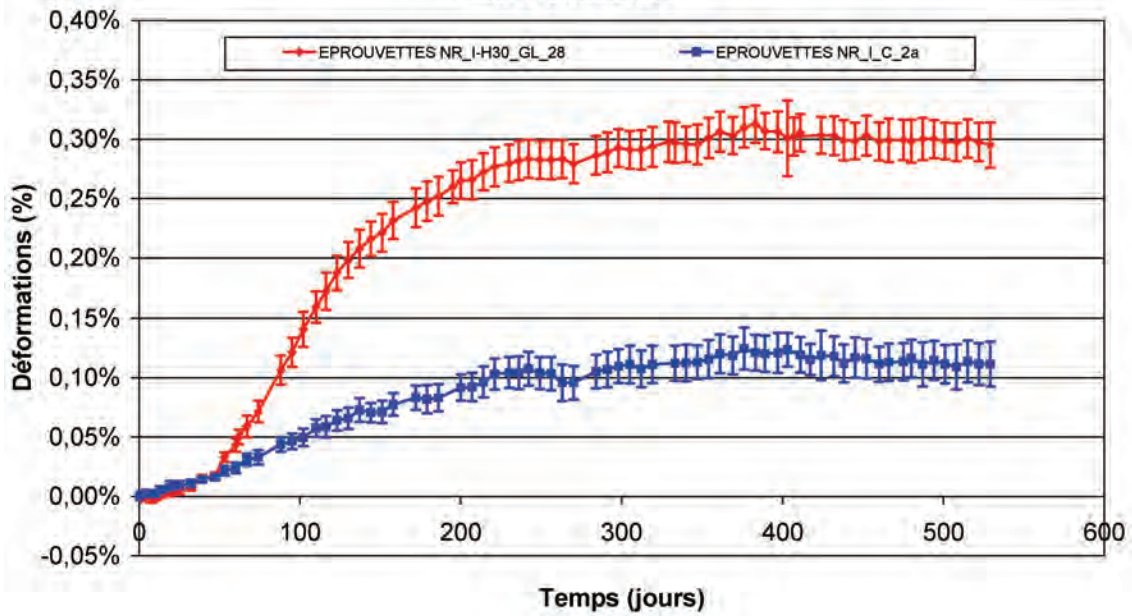
A2.1 Suivis dimensionnels et massiques des éprouvette de gonflement libre – formule NR

A2.1.1 Eprouvettes de gonflement libre

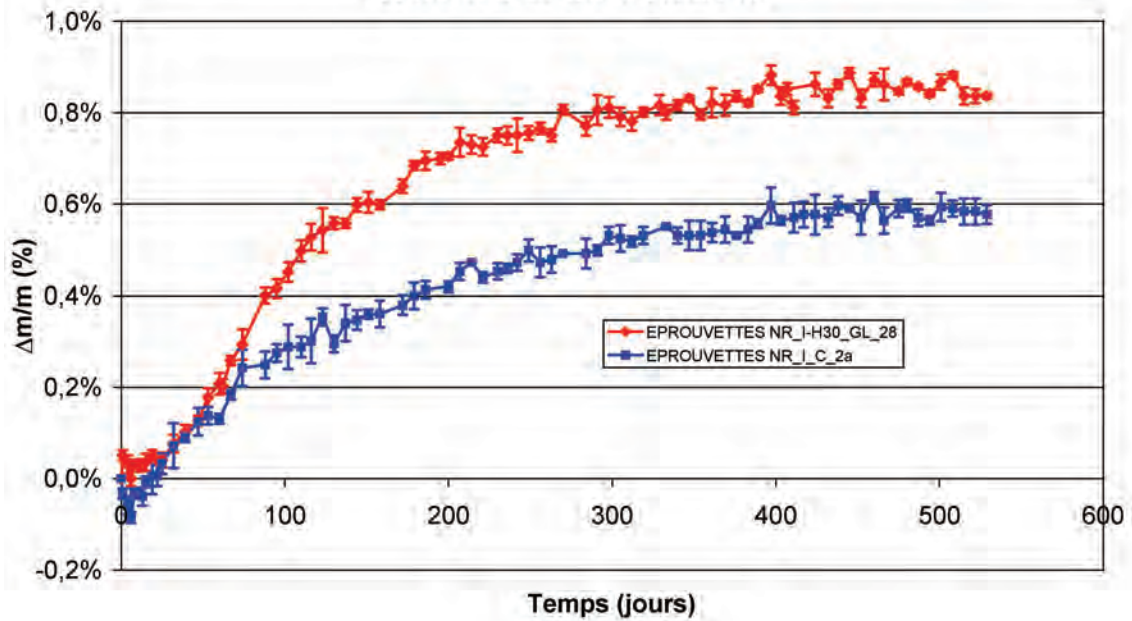


A2.1.2 Comparaison des éprouvettes moulées et carottées

Comparaison du suivi d'éprouvettes carottées et moulées conservées en eau - Formule NR



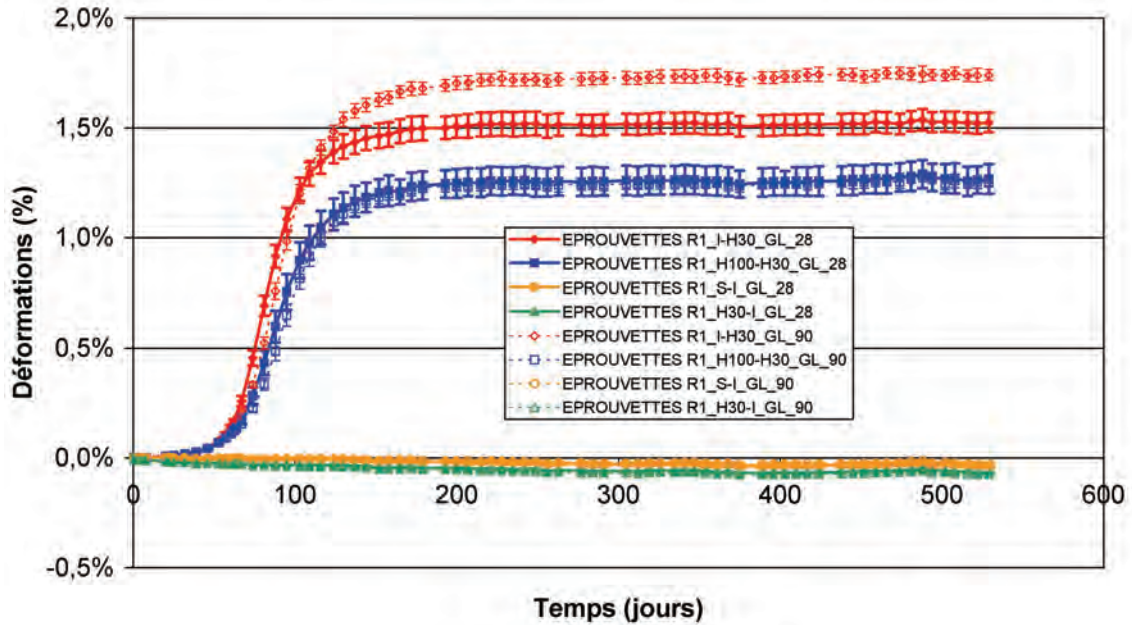
Comparaison du suivi massique d'éprouvettes carottées et moulées conservées en eau - Formule NR



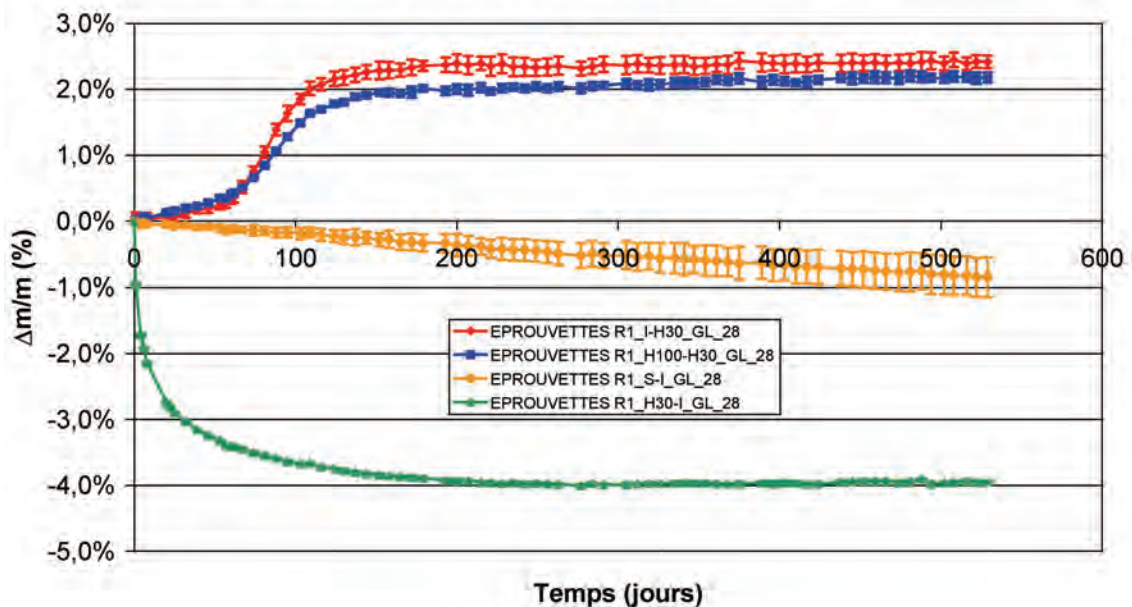
A2.2 Suivis dimensionnels et massiques des éprouvette de gonflement libre – formule R1

A2.2.1 Eprouvettes de gonflement libre

Suivi dimensionnel éprouvettes de gonflement libre R1

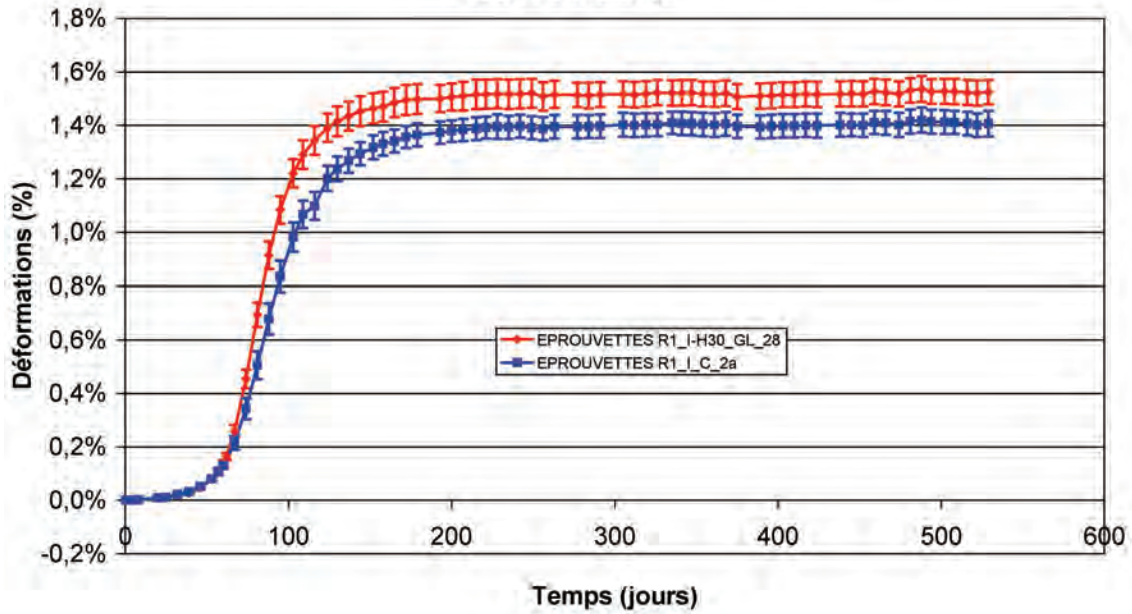


Suivi massique des éprouvettes de gonflement libre R1

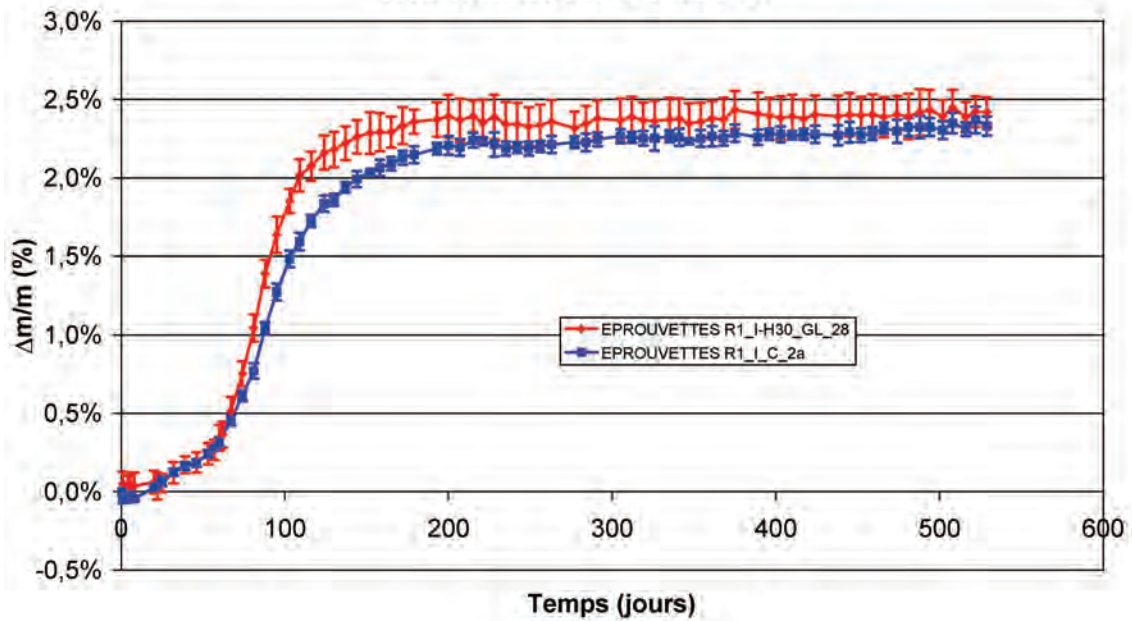


A2.2.2 Comparaison des éprouvettes moulées et carottées

Comparaison du suivi d'éprouvettes carottées et moulées conservées en eau - Formule R1



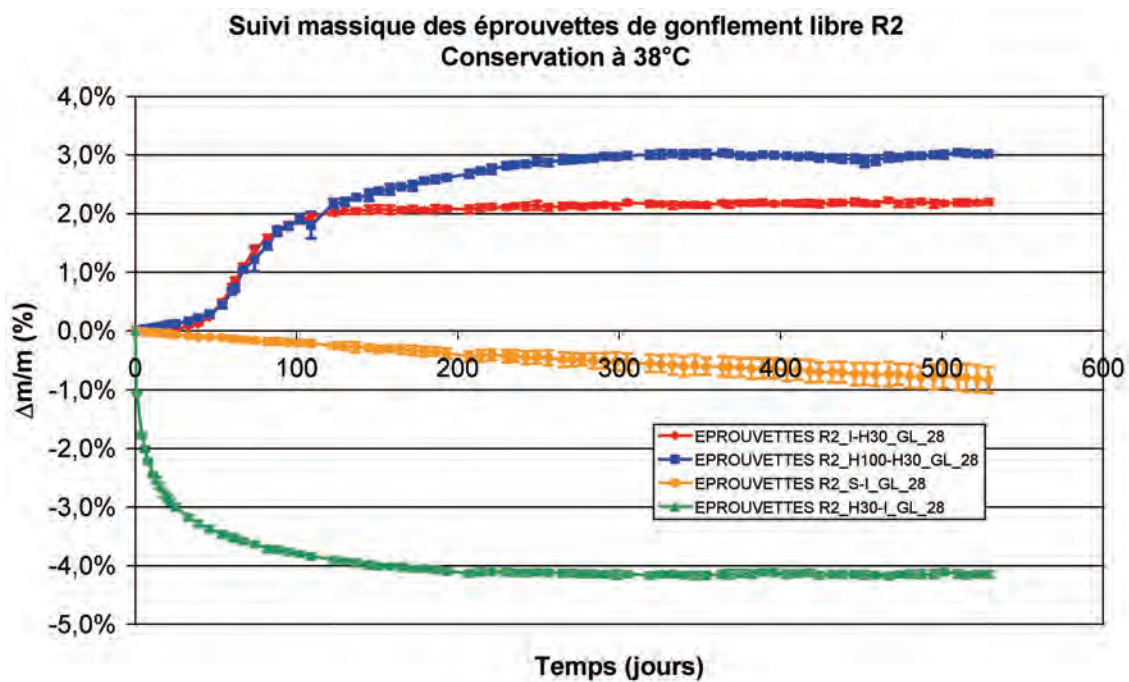
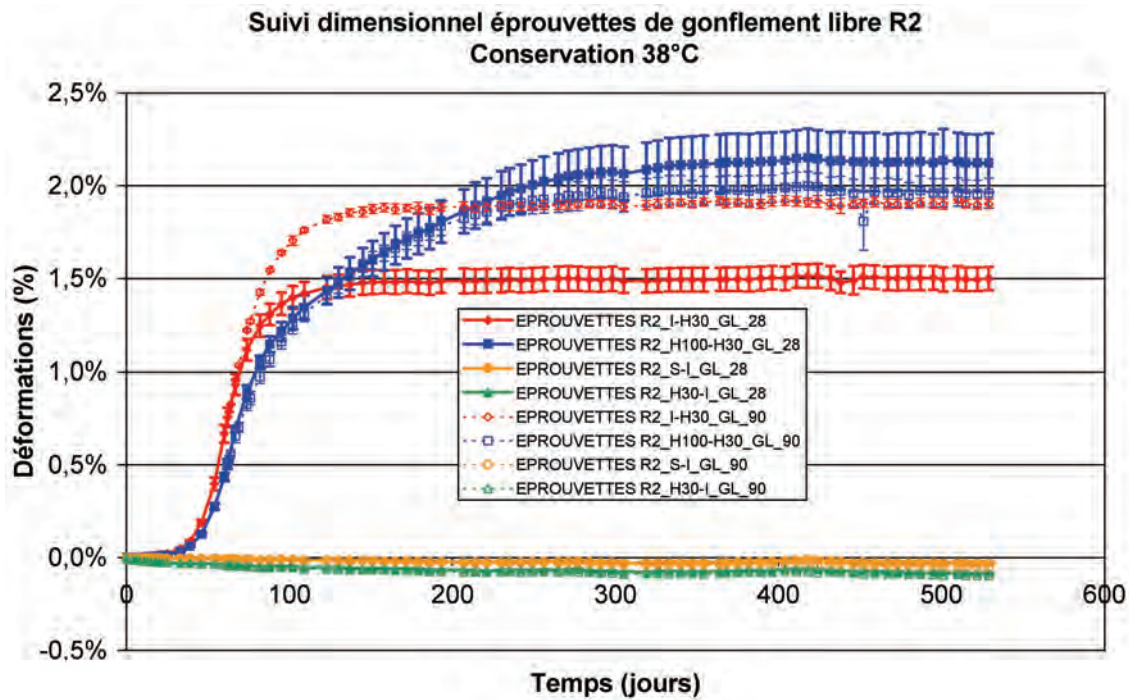
Comparaison du suivi massique d'éprouvettes carottées et moulées conservées en eau - Formule R1



A2.3 Suivis dimensionnels et massiques des éprouvette de gonflement libre – formule R2

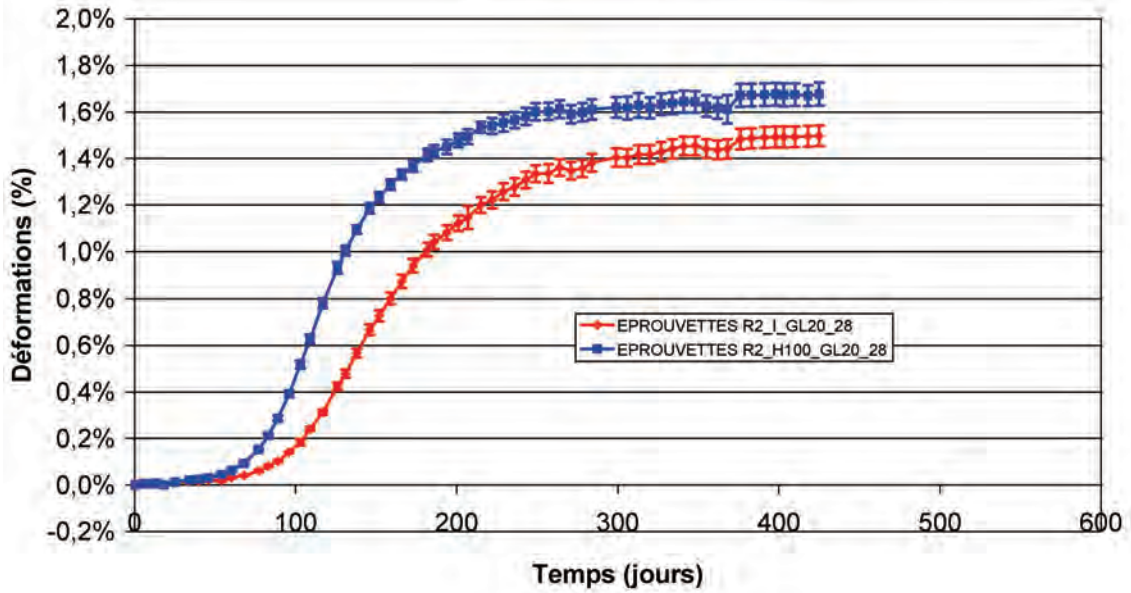
A2.3.1 Eprouvettes de gonflement libre

A2.3.1.1 Conservation à 38°C

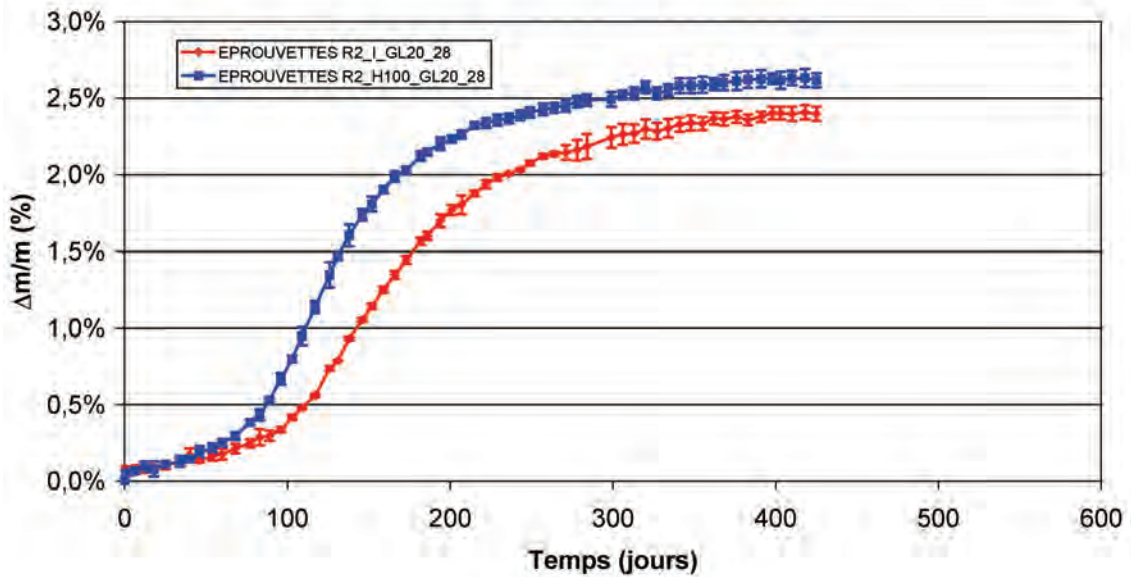


A2.3.1.2 Conservation à 20°C

Suivi dimensionnel éprouvettes de gonflement libre R2
Conservation 20°C

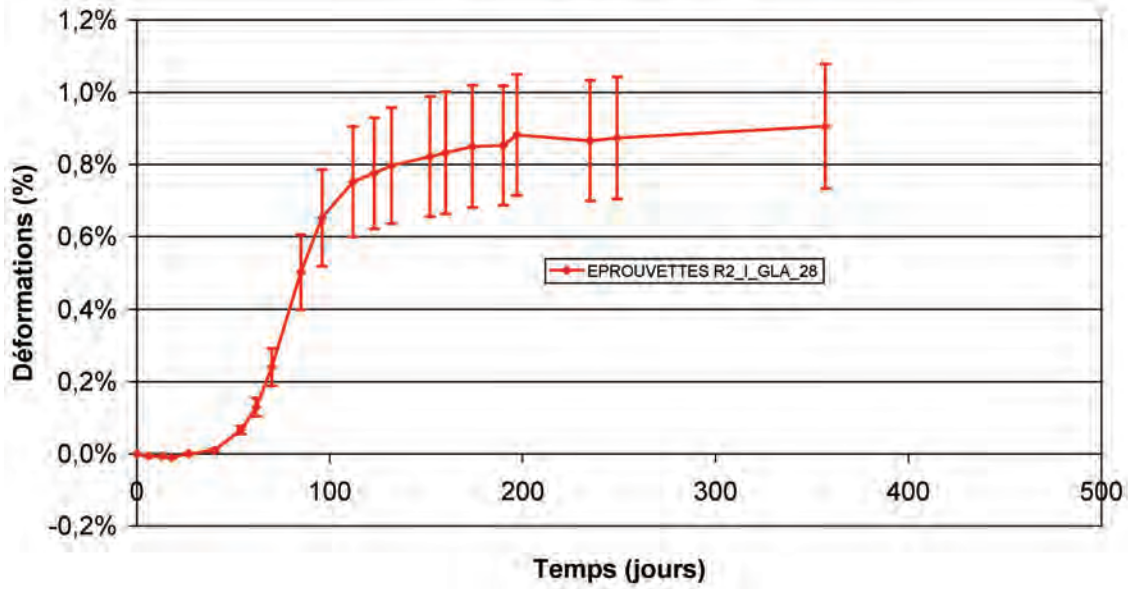


Suivi massique des éprouvettes de gonflement libre R2
Conservation à 20°C

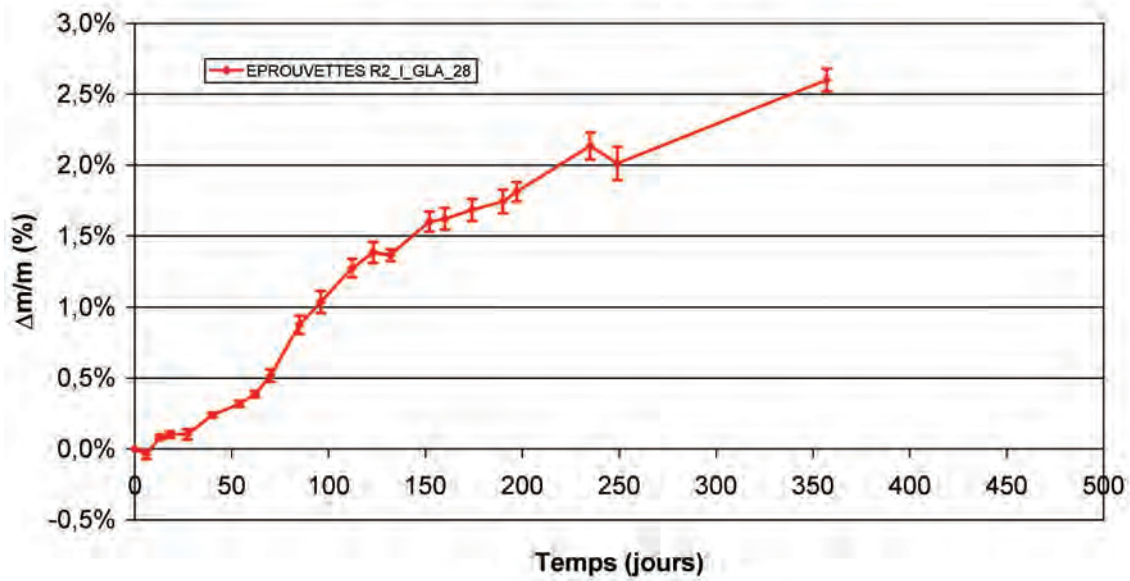


A2.3.1.3 Conservation à 38°C en solution alcaline ([KOH] = 1 mol/L)

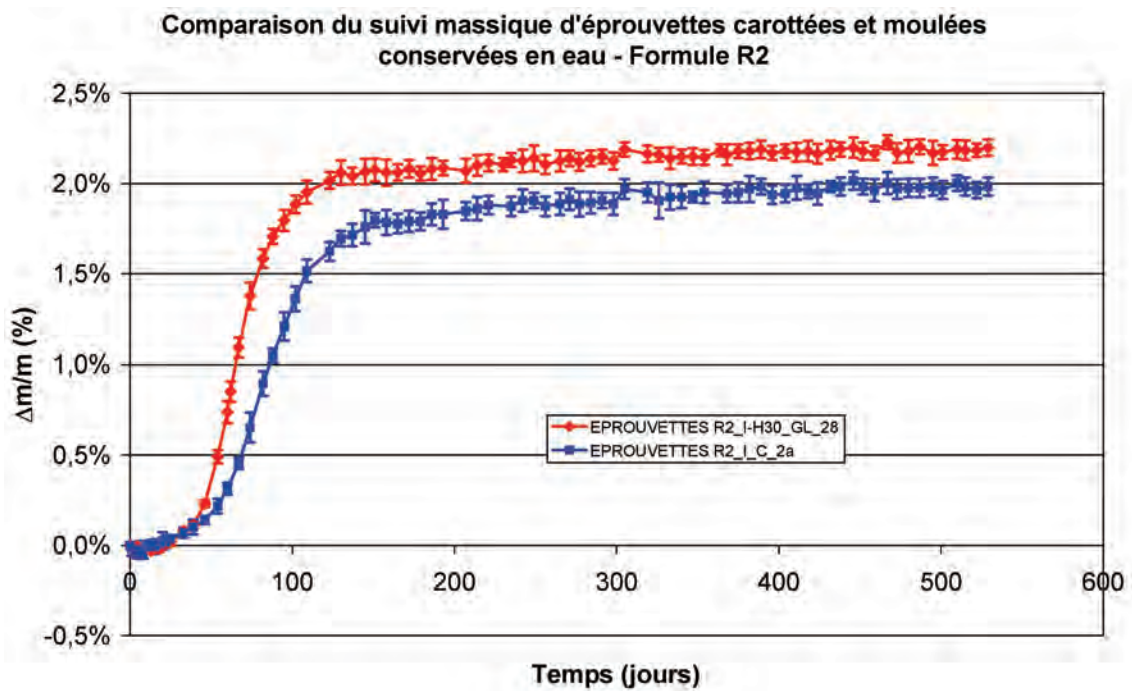
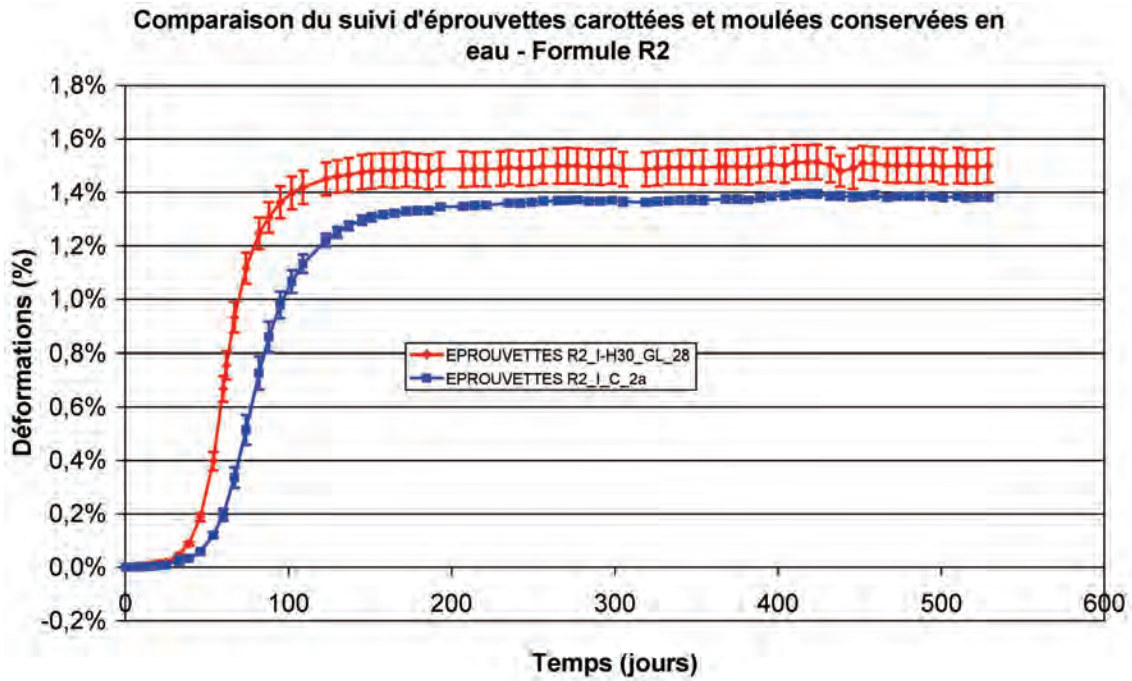
Suivi dimensionnel éprouvettes de gonflement libre R2
Conservation 38°C + alcalins



Suivi massique des éprouvettes de gonflement libre R2
Conservation à 38°C + alcalins

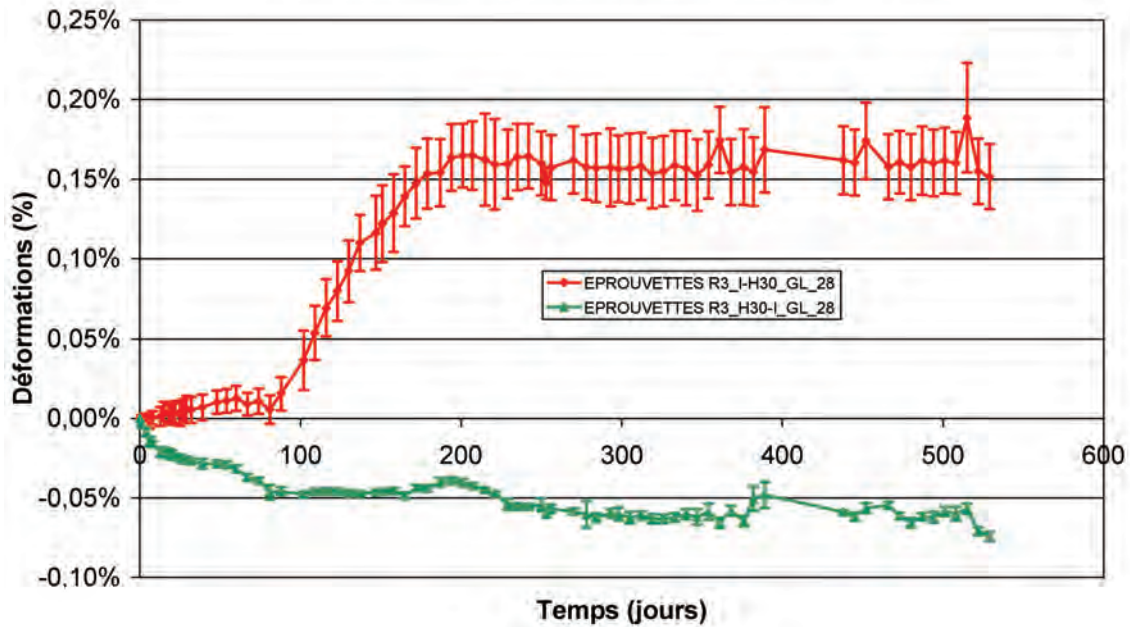


A2.3.2 Comparaison des éprouvettes moulées et carottées

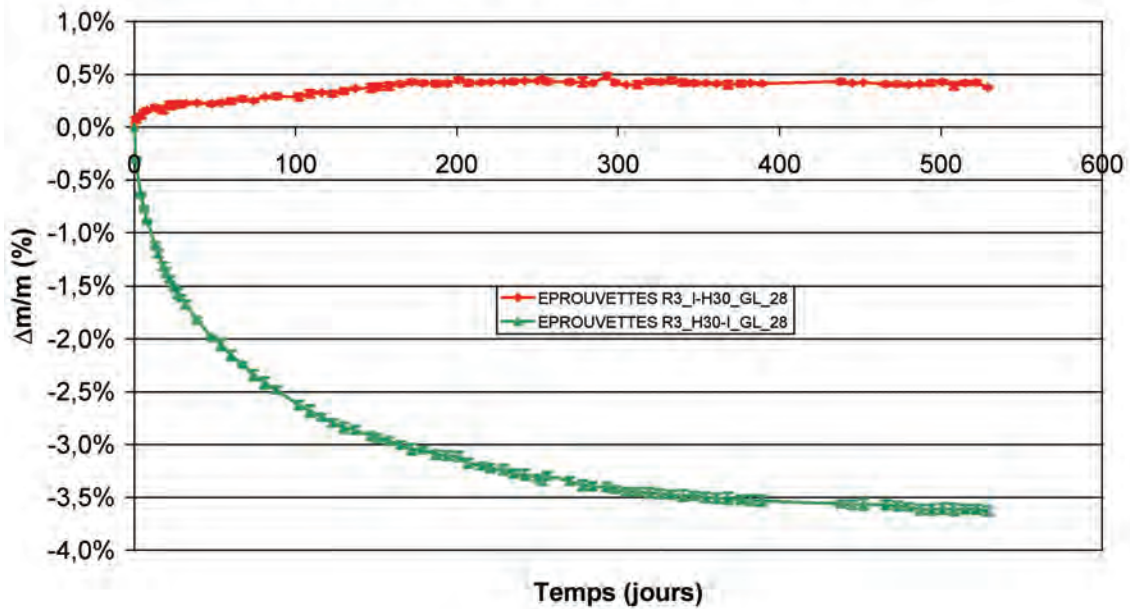


A2.4 Suivis dimensionnels et massiques des éprouvette de gonflement libre – formule R3

Suivi dimensionnel éprouvettes de gonflement libre R3

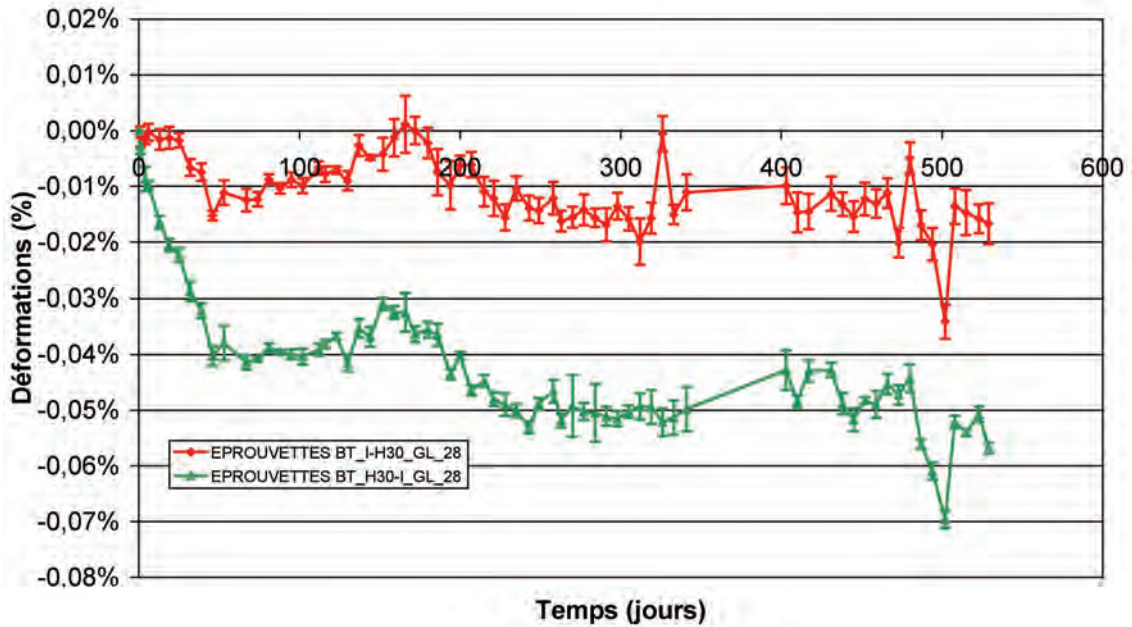


Suivi massique des éprouvettes de gonflement libre R3

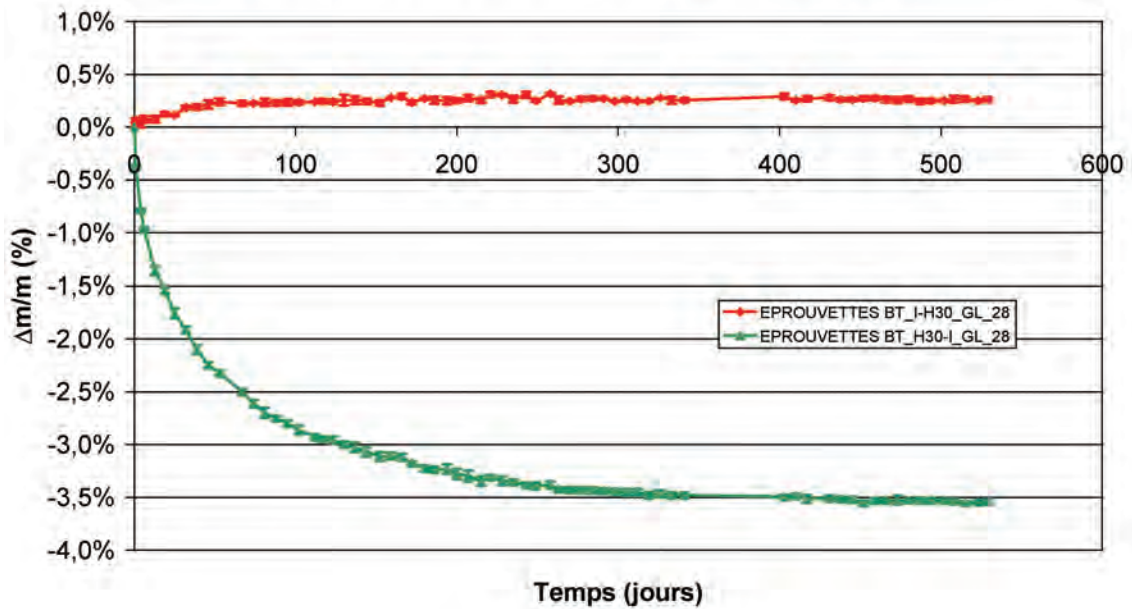


A2.5 Suivis dimensionnels et massiques des éprouvette de gonflement libre – formule BT

Suivi dimensionnel éprouvettes de gonflement libre BT



Suivi massique des éprouvettes de gonflement libre BT

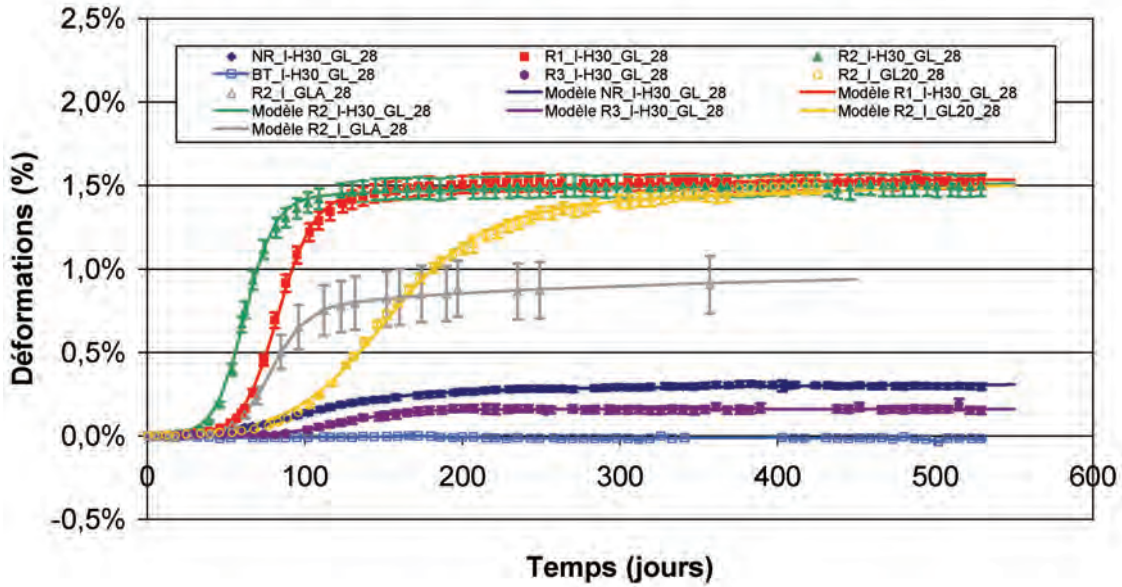


A2.6 Synthèse des essais de gonflement libre – phase 1

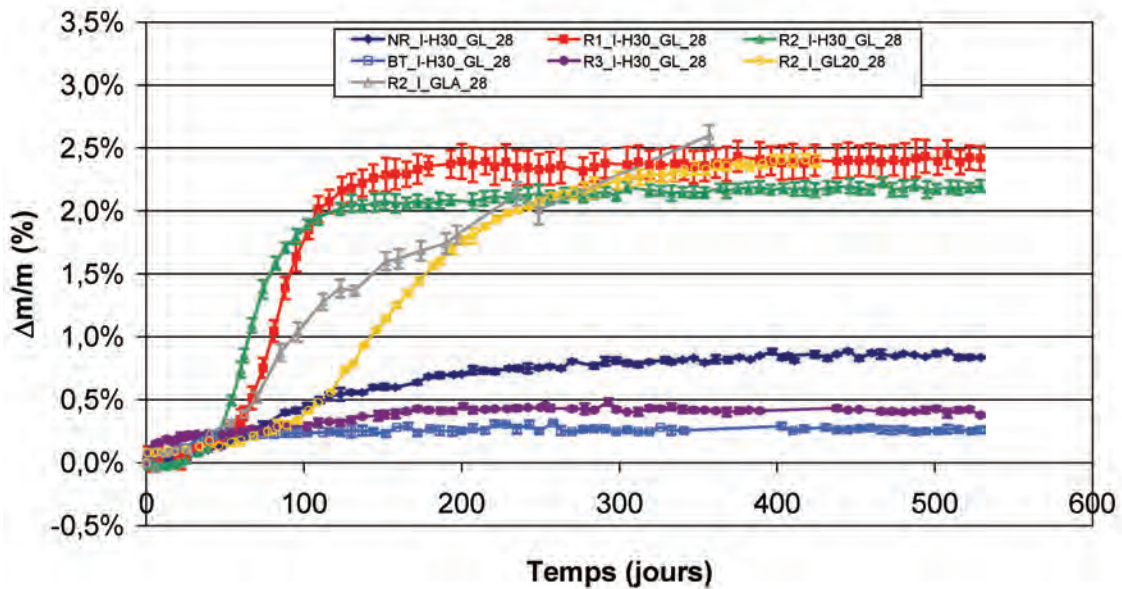
A2.6.1 Suivis dimensionnels et massiques

A2.6.1.1 Conservation en eau

Suivi dimensionnel des éprouvettes de gonflement libre I-H30

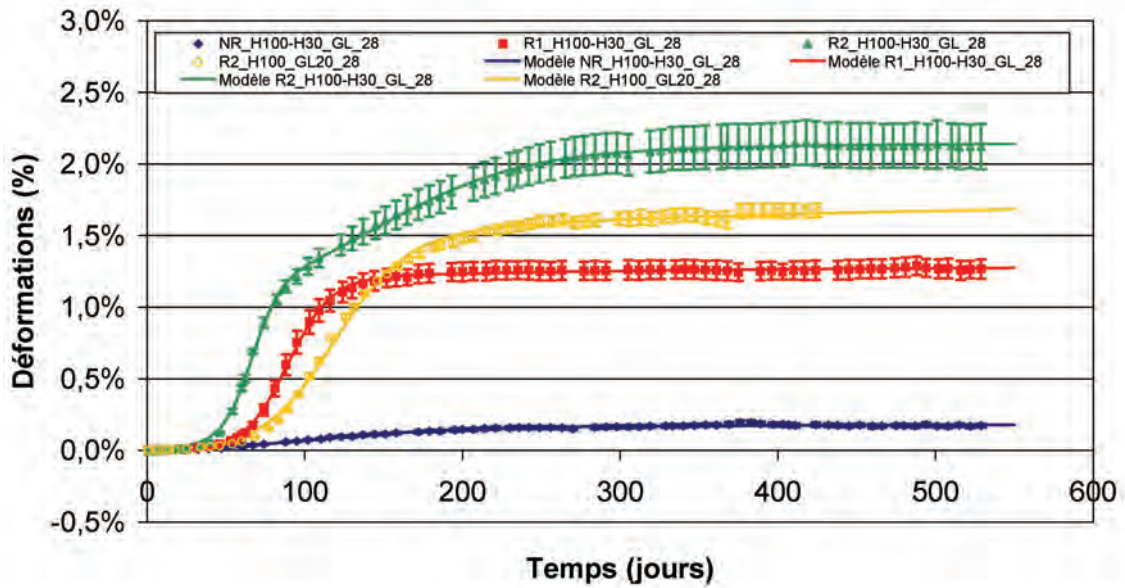


Suivi massique des éprouvettes de gonflement libre I-H30

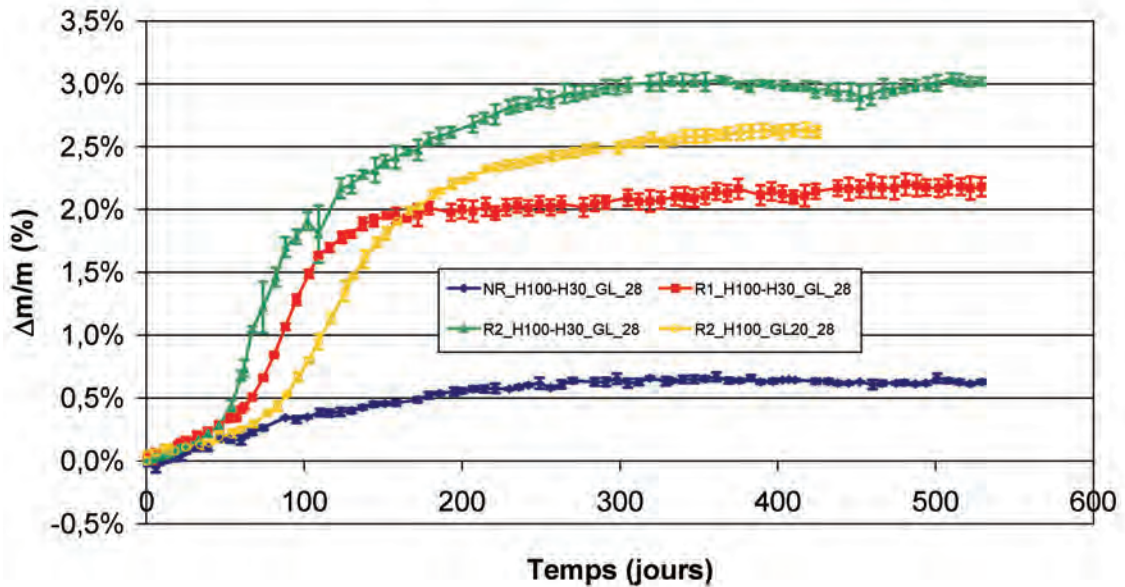


A2.6.1.2 Conservation à 100 % HR

Suivi dimensionnel des éprouvettes de gonflement libre H100-H30

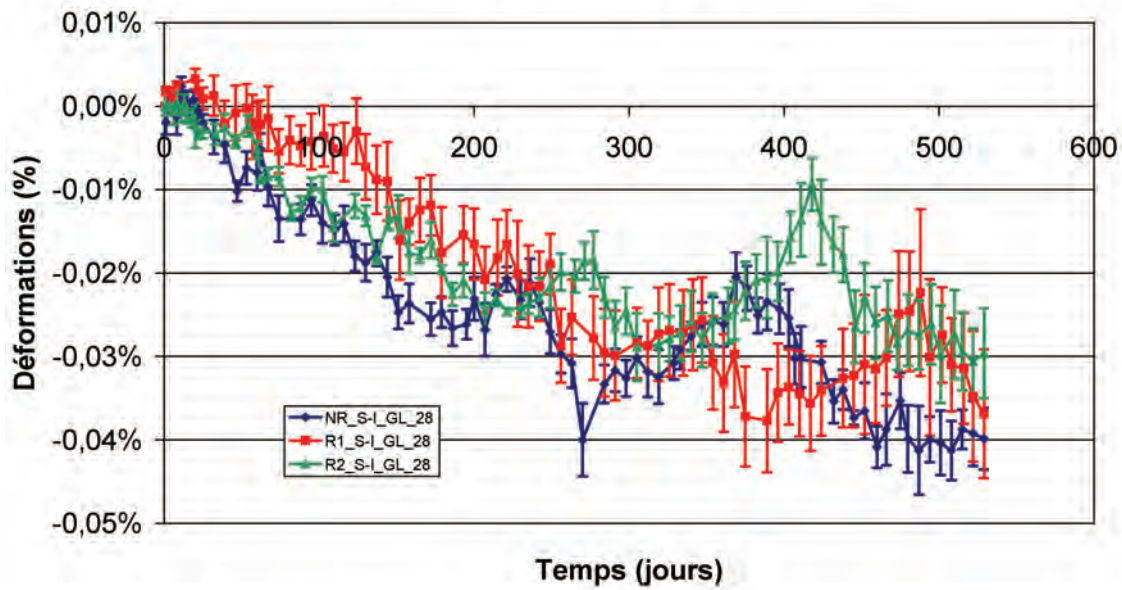


Suivi massique des éprouvettes de gonflement libre H100-H30

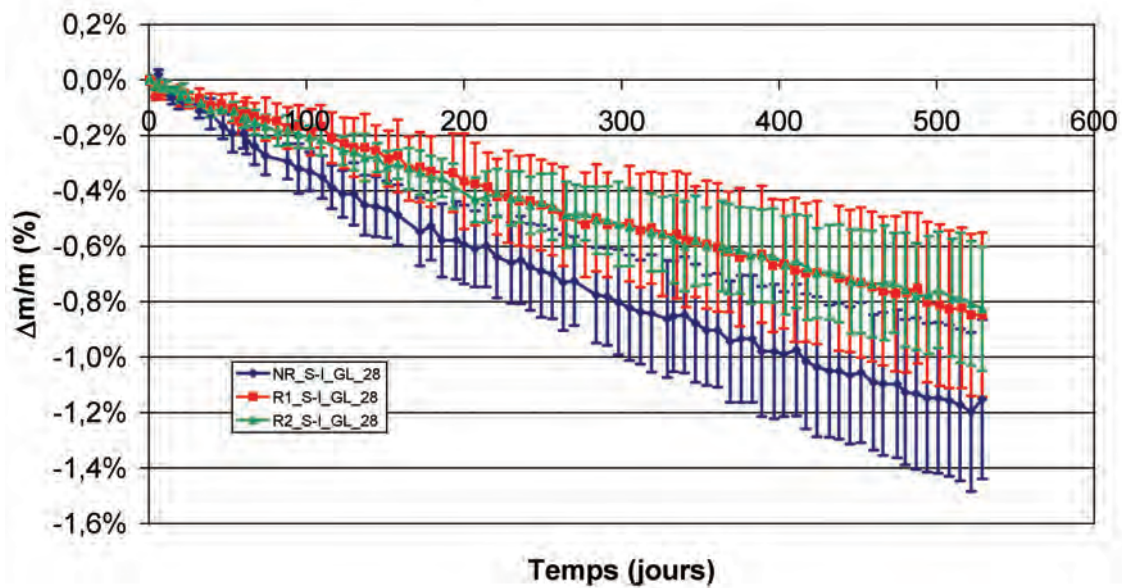


A2.6.1.3 Conservation sous scellement hydrique

Suivi dimensionnel des éprouvettes de gonflement libre S-I

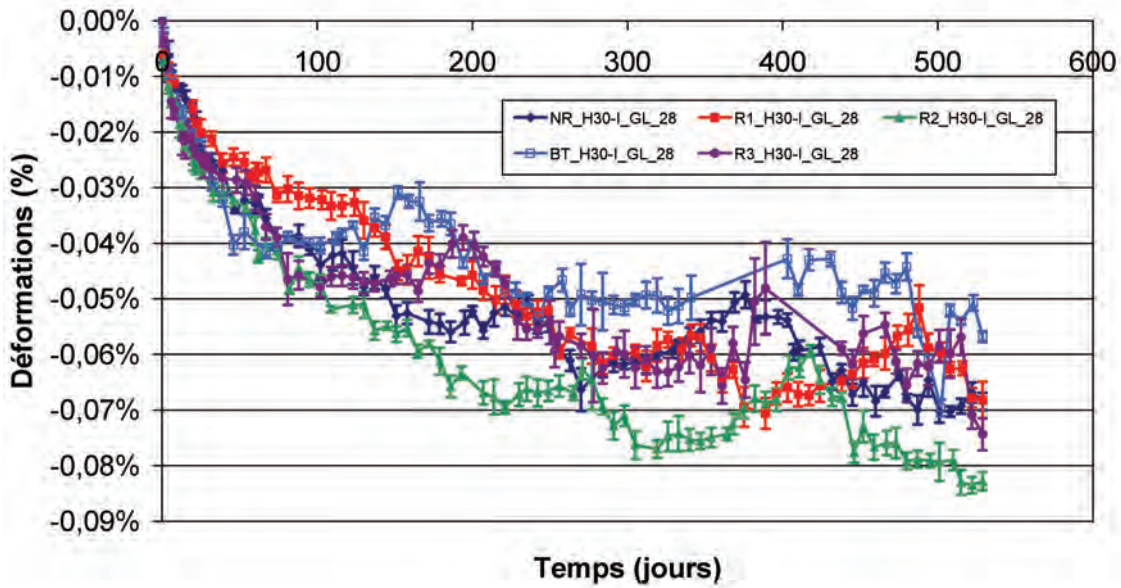


Suivi massique des éprouvettes de gonflement libre S-I

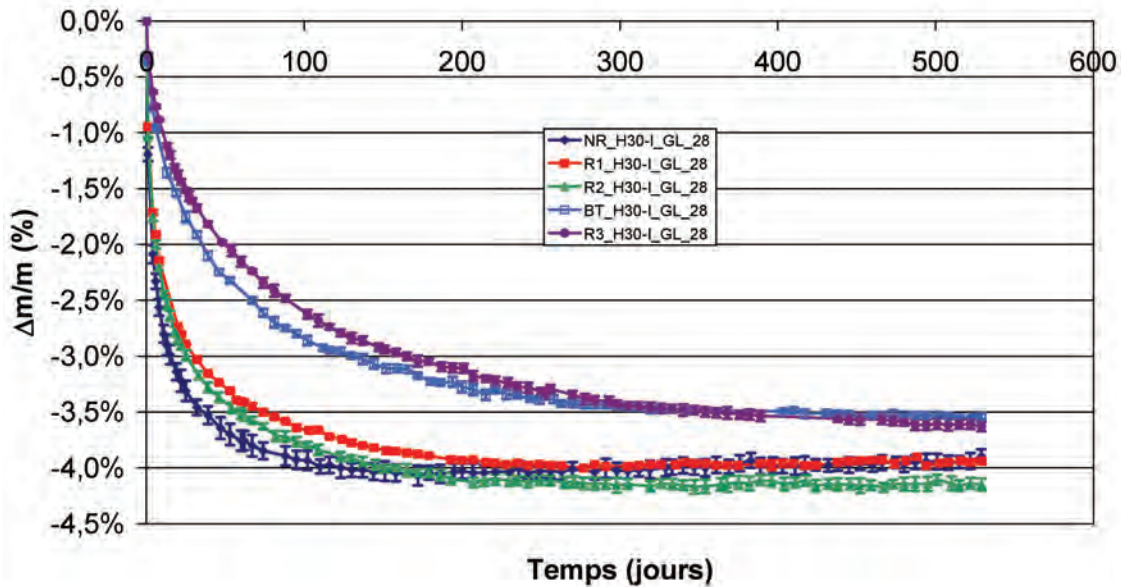


A2.6.1.4 Conservation à 30 % HR

Suivi dimensionnel des éprouvettes de gonflement libre H30-I

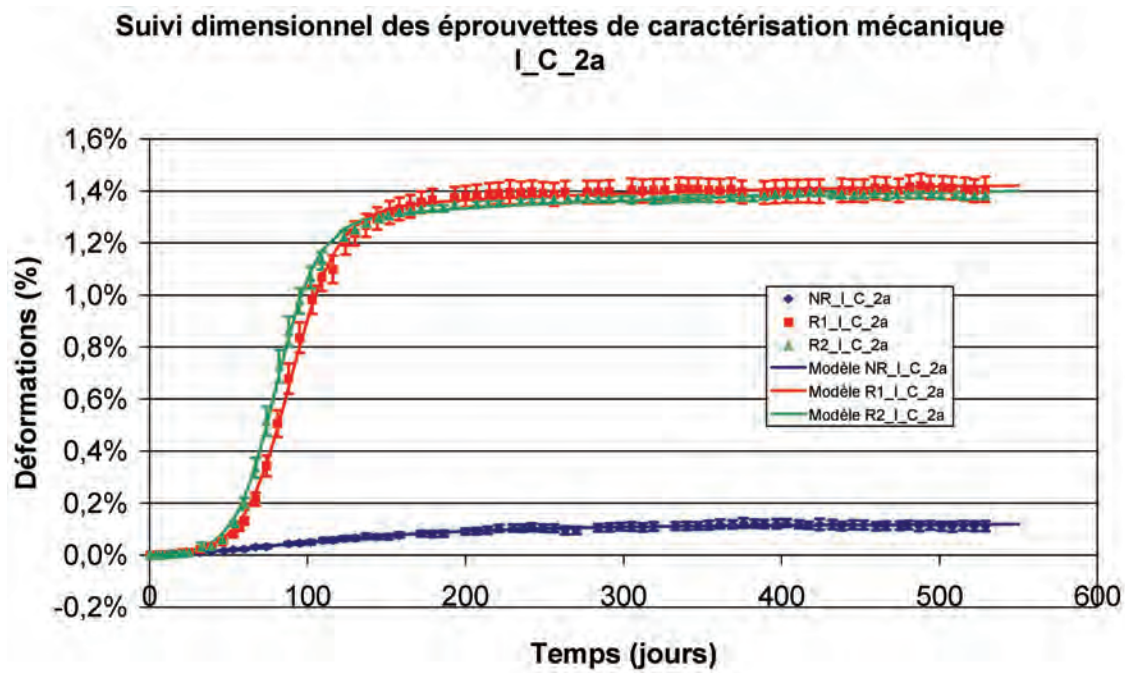


Suivi massique des éprouvettes de gonflement libre H30-I

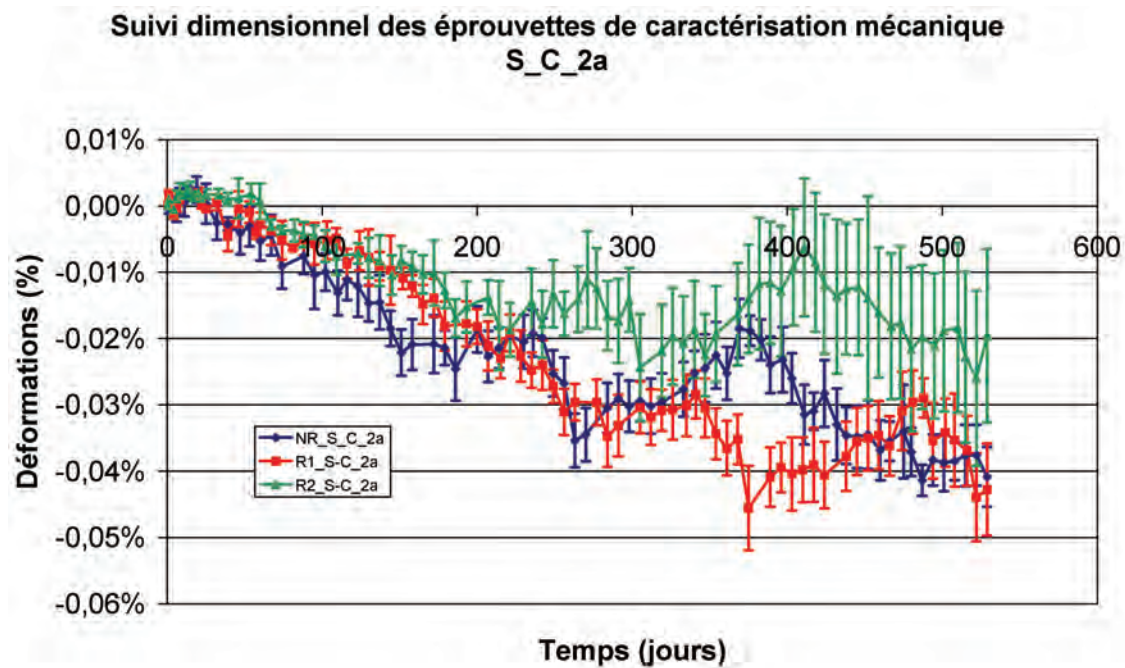


A2.6.1.5 Eprouvettes de caractérisation mécanique (éprouvettes moulées)

A2.6.1.5.1 Conservation en eau



A2.6.1.5.2 Conservation sous scellement hydrique



A2.6.2 Paramètres de modélisation des gonflements libres

A2.6.2.1 Corps d'épreuve carottés à 28 jours

Formule	NR		R1		R1		R2		R2		R2		R2		R2		R2		R3		
	Immergé	Carotté	Immergé	Carotté	Immergé	Carotté	Immergé	Carotté	Immergé	Carotté	Immergé	Carotté	Immergé	Carotté	Immergé	Carotté	Immergé	Carotté	Immergé	Carotté	
Conservation																					
Préparation																					
ε_{∞_RSI}	0,34%	0,19%	1,58%	1,31%	1,55%	1,24%	0,13%	1,47%	1,46%	1,65%	1,81%	1,05%	-	-	-	-	-	-	-	-	
τ_C_RSI	29	48	11	13	9	9	60	15	13	30	22	11	-	-	-	-	-	-	-	-	
τ_L_RSI	92	100	83	89	62	66	58	88	79	147	117	78	-	-	-	-	-	-	-	-	
ϕ	54	30	18	18	15	26	62	25	31	64	50	66	-	-	-	-	-	-	-	-	
δ	84	88	120	120	120	119	106	144	143	146	153	151	-	-	-	-	-	-	-	-	
ε_{∞_RAG}	-	-	-	-	-	0,95%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,16%	
τ_C_RAG	-	-	-	-	-	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20	
τ_L_RAG	-	-	-	-	-	149	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	124	
Erreur	2,E-07	2,E-07	2,E-06	9,E-07	2,E-06	1,E-06	1,E-06	1,E-07	2,E-06	4,E-06	4,E-06	2,E-07	1,E-06	4,E-06	4,E-06	2,E-07	3,E-07	-	-	-	

t = âge matériau – 28 jours

A2.6.2.2 Corps d'épreuve carottés à 90 jours

Formule	NR		R1		R1		R2	
	Immergé Carotté	100 % HR Carotté	Immergé Carotté	100 % HR Carotté	Immergé Carotté	100 % HR Carotté	Immergé Carotté	100 % HR Carotté
ε_{∞} RSI	0,35%	0,19%	1,90%	1,30%	1,90%	1,30%	1,98%	1,31%
τ_C RSI	29	48	15	14	15	14	13	14
τ_L RSI	92	100	83	90	83	90	63	64
ϕ	54	30	19	18	19	18	15	7
δ	84	88	120	120	120	120	120	121
ε_{∞} RAG	-	-	-	-	-	-	-	0,79%
τ_C RAG	-	-	-	-	-	-	-	37
τ_L RAG	-	-	-	-	-	-	-	145
$\varepsilon_{\text{offset}}$	0,05%	0,03%	0,26%	0,12%	0,26%	0,12%	0,77%	0,61%
t_{offset}	60	60	57	59	57	59	59	62
Erreur	5,E-07	2,E-07	1,E-06	6,E-07	1,E-06	6,E-07	1,E-06	9,E-07

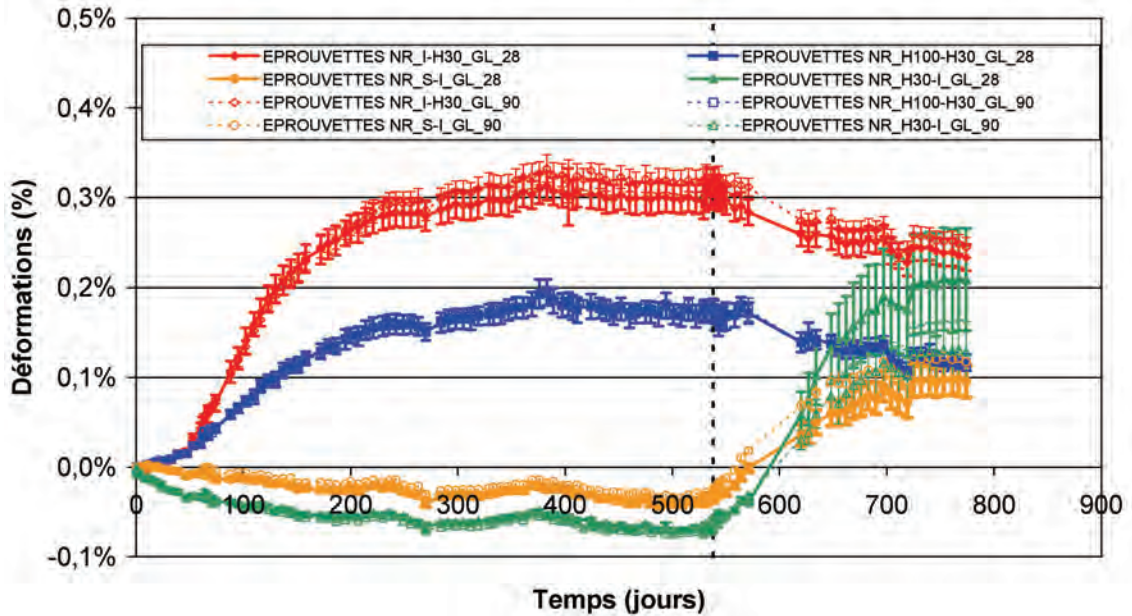
$t = \hat{\text{âge}} \text{ matériau} - 28 \text{ jours}$

$t_{\text{carottage}} = 90 - 28 = 62 \text{ jours}$

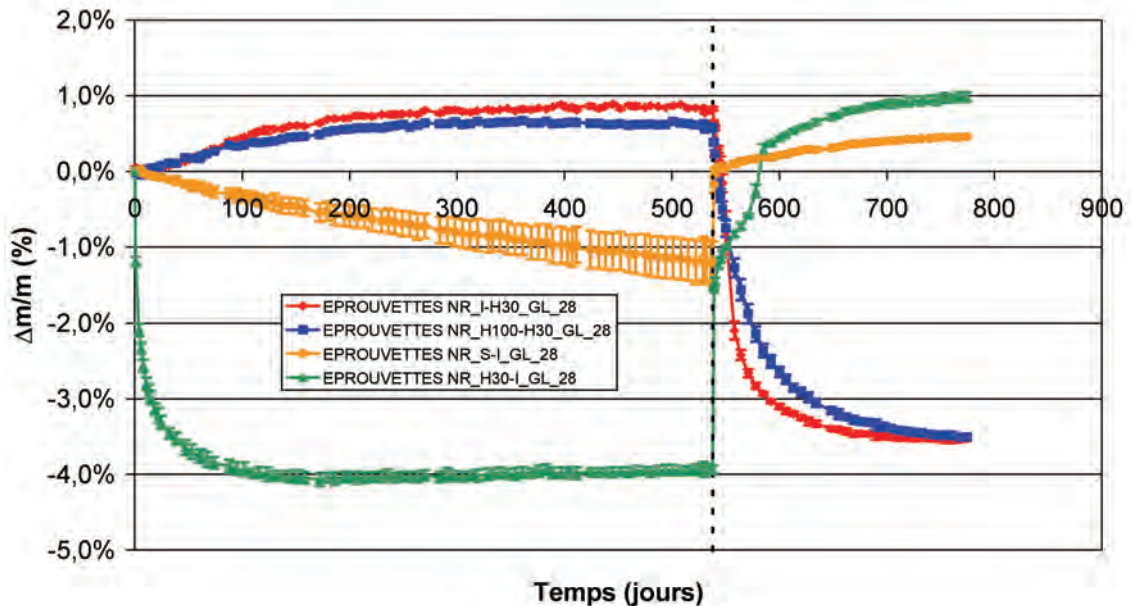
A3 Phase 2 : humidification et séchage tardifs

A3.1 Suivis dimensionnels et massiques – formule NR

Suivi dimensionnel éprouvettes de gonflement libre NR

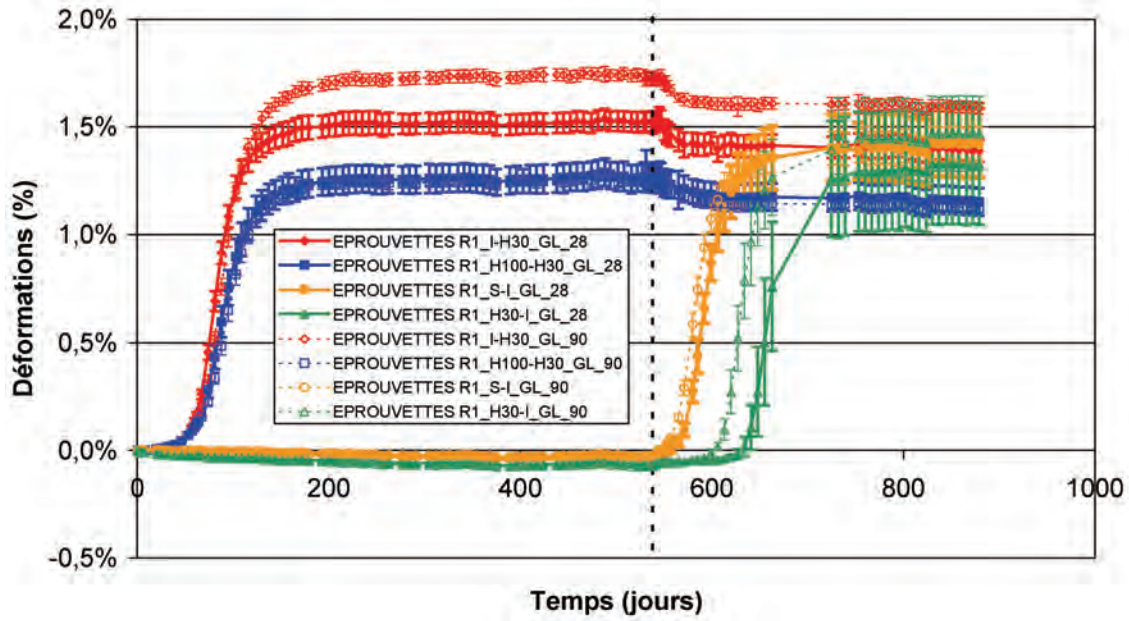


Suivi massique des éprouvettes de gonflement libre NR

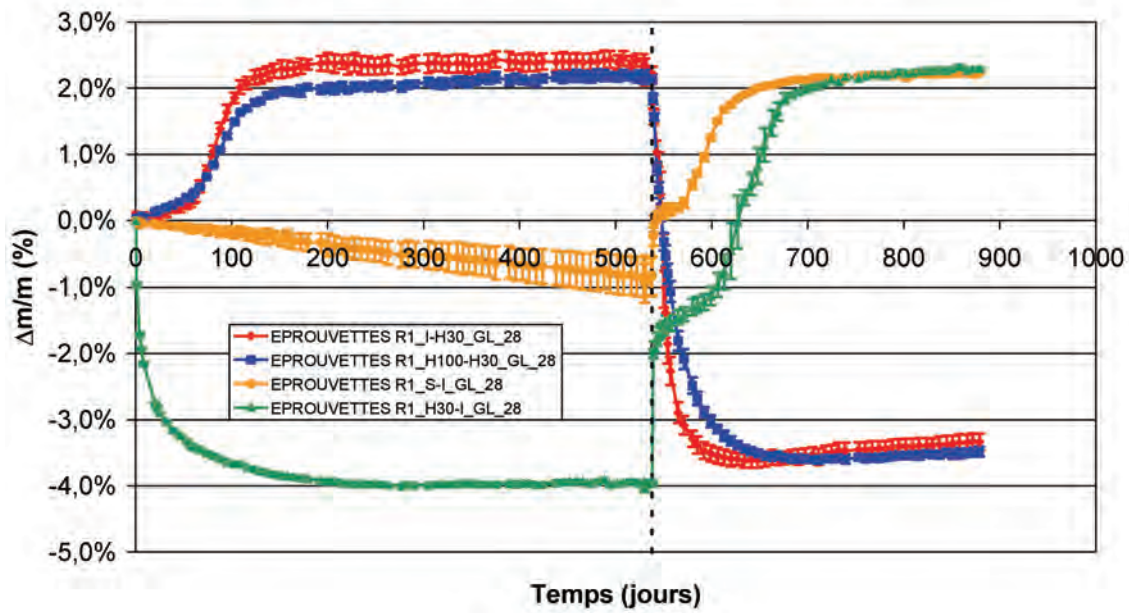


A3.2 Suivis dimensionnels et massiques – formule R1

Suivi dimensionnel éprouvettes de gonflement libre R1

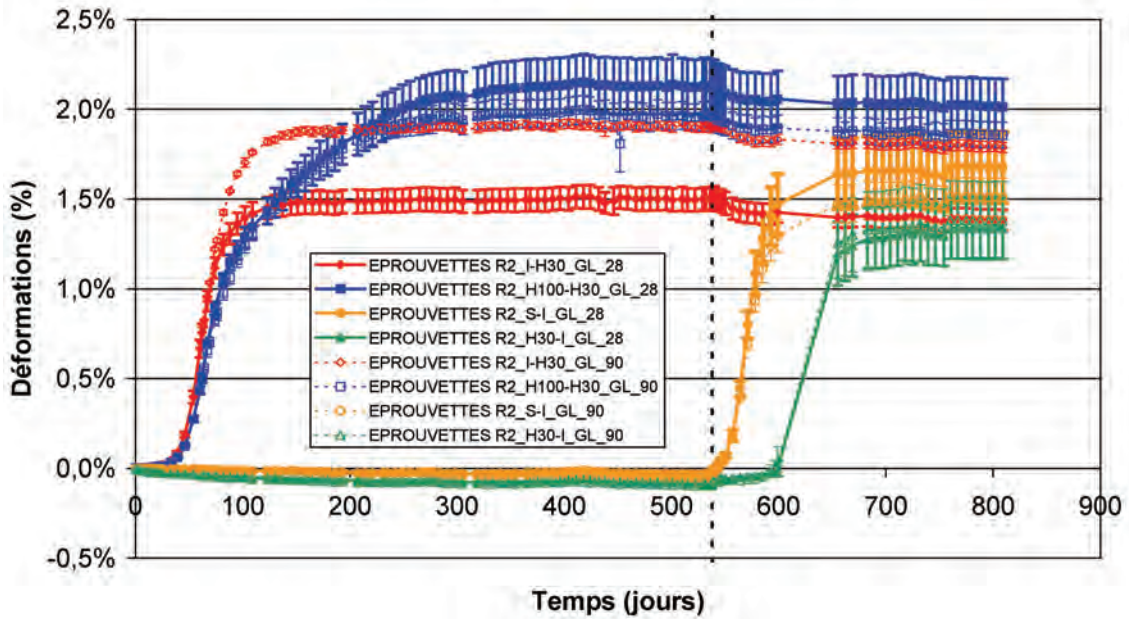


Suivi massique des éprouvettes de gonflement libre R1

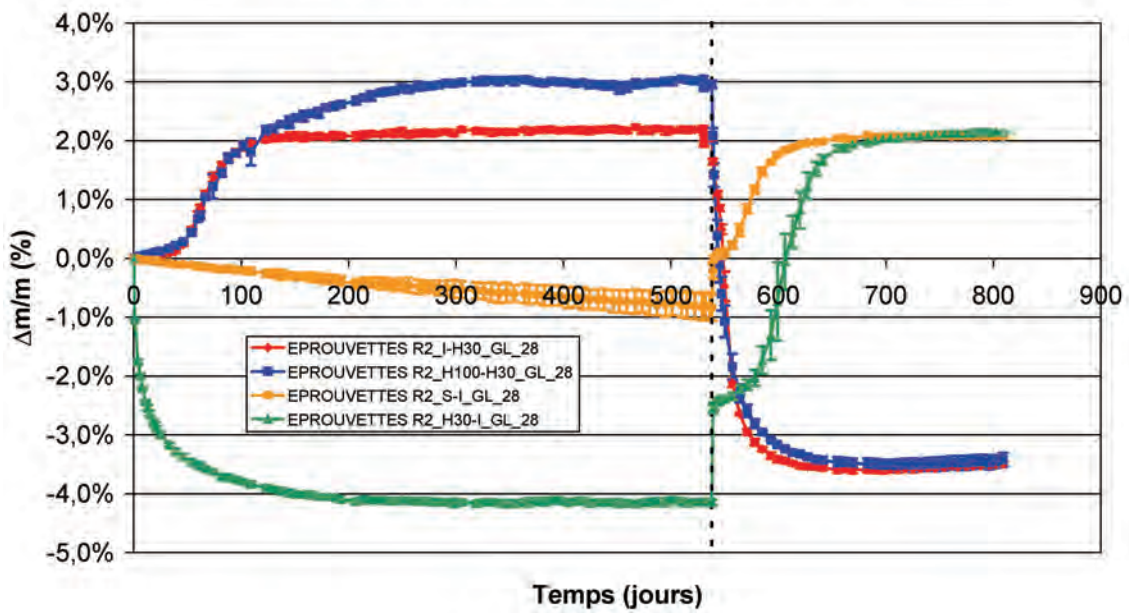


A3.3 Suivis dimensionnels et massiques – formule R2

Suivi dimensionnel éprouvettes de gonflement libre R2



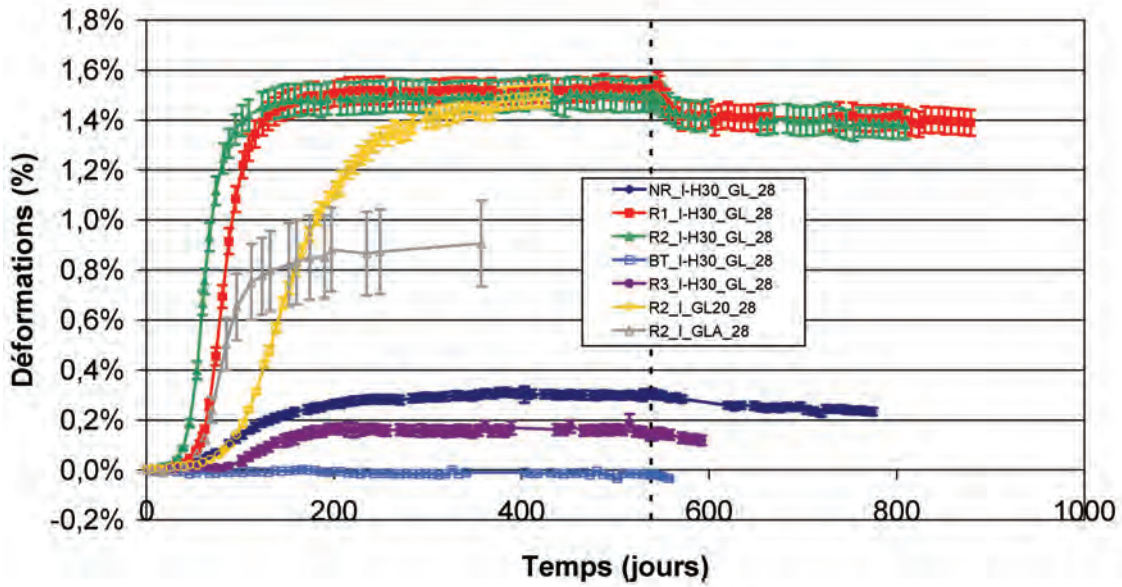
Suivi massique des éprouvettes de gonflement libre R2



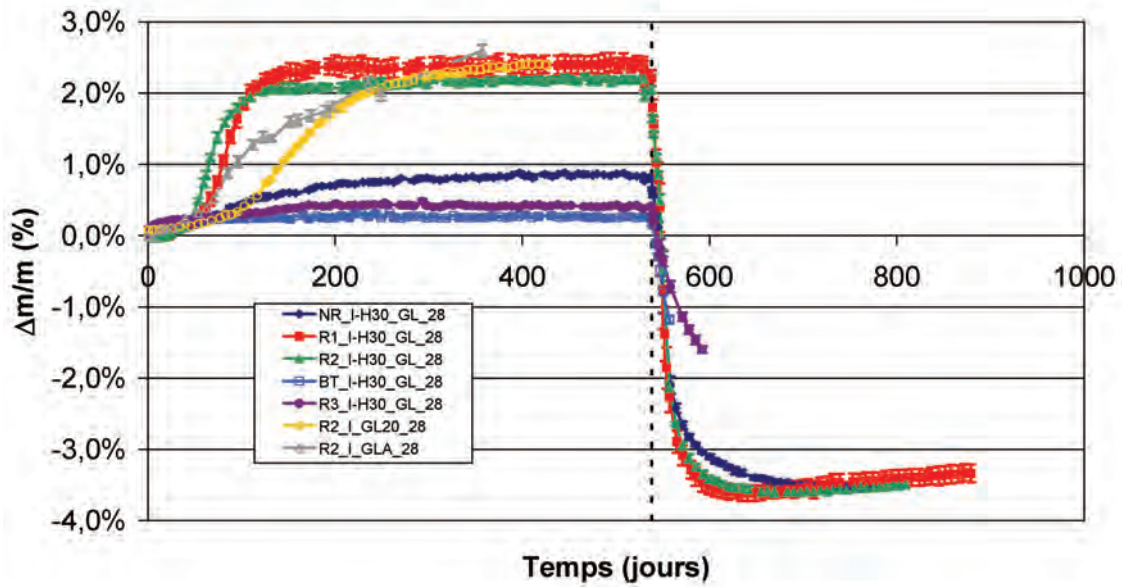
A3.4 Synthèse des suivis dimensionnels et massiques – Phase 2

A3.4.1 Conservation I-H30

Suivi dimensionnel des éprouvettes de gonflement libre I-H30

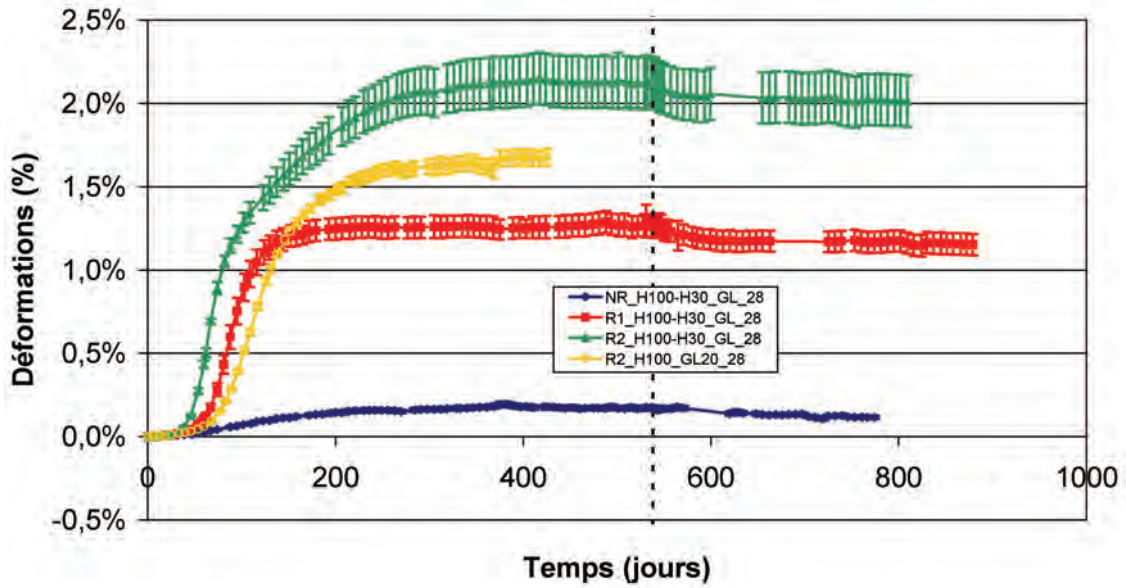


Suivi massique des éprouvettes de gonflement libre I-H30

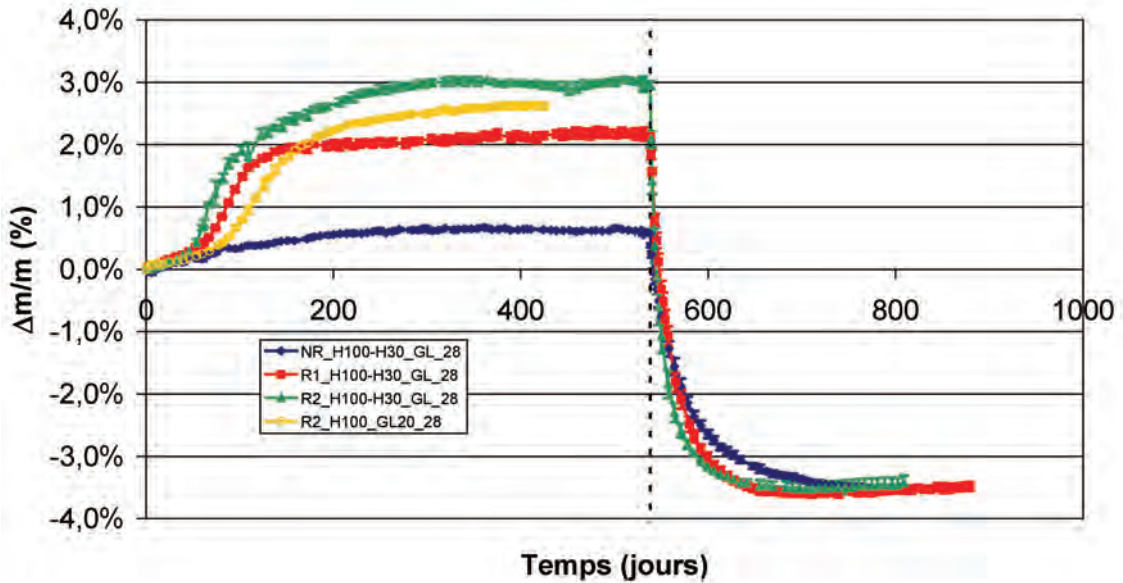


A3.4.2 Conservation H100-H30

Suivi dimensionnel des éprouvettes de gonflement libre H100-H30

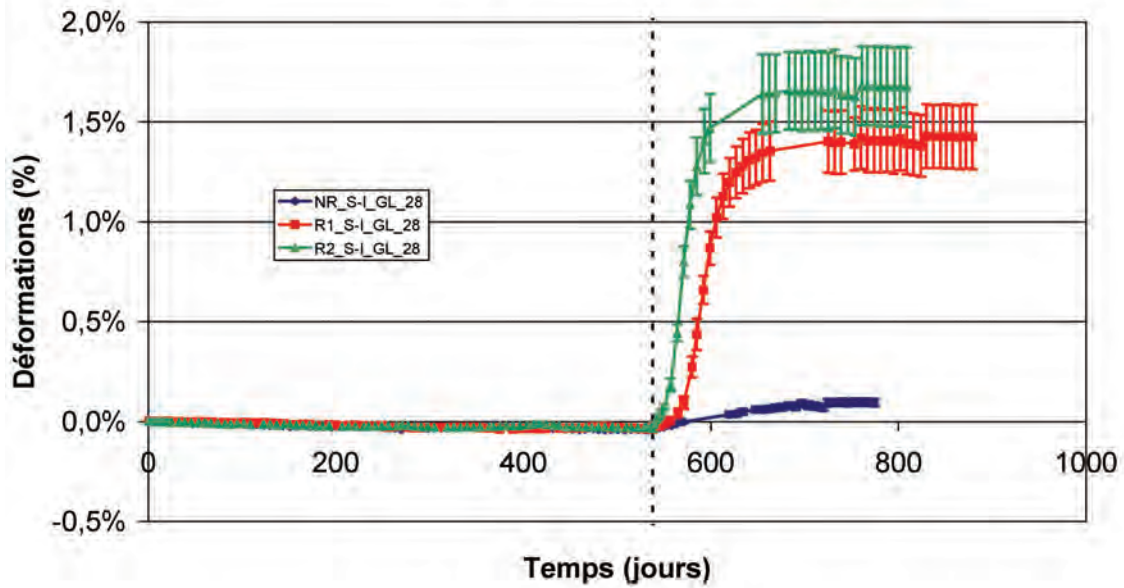


Suivi massique des éprouvettes de gonflement libre H100-H30

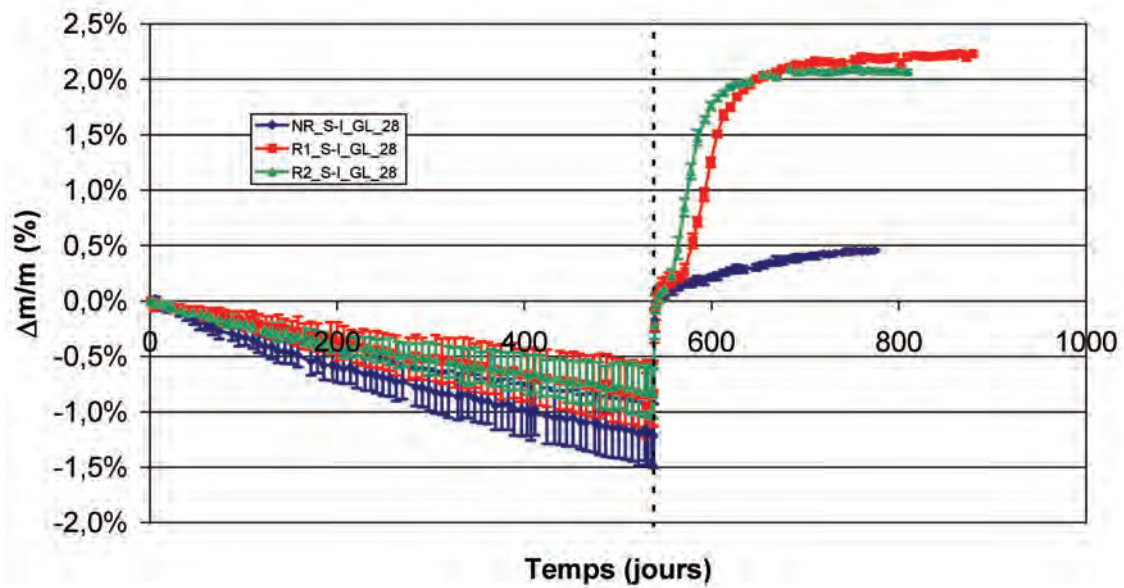


A3.4.3 Conservation S-I

Suivi dimensionnel des éprouvettes de gonflement libre S-I

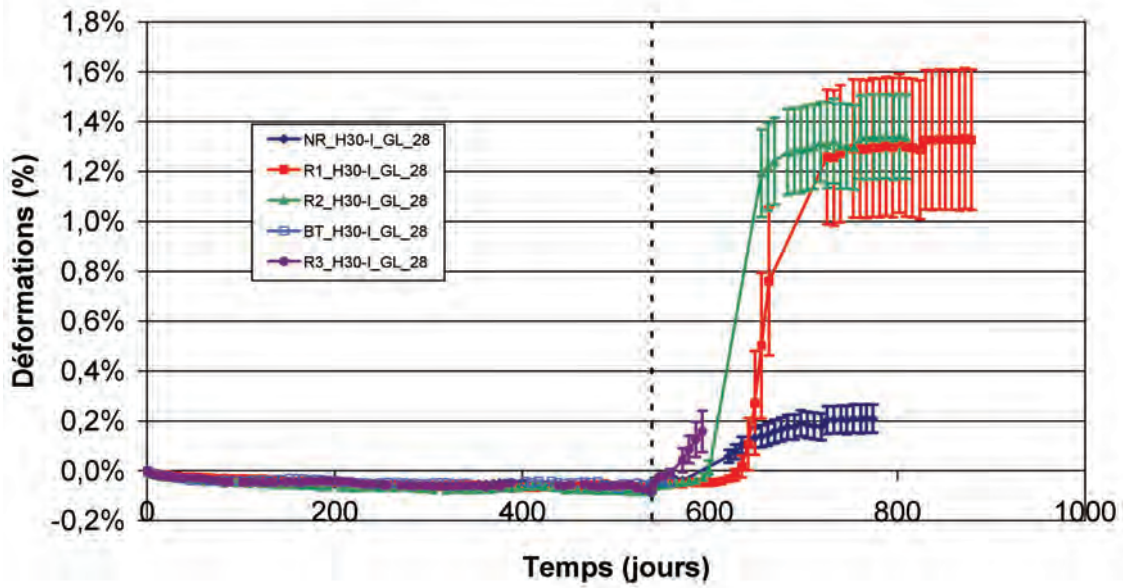


Suivi massique des éprouvettes de gonflement libre S-I

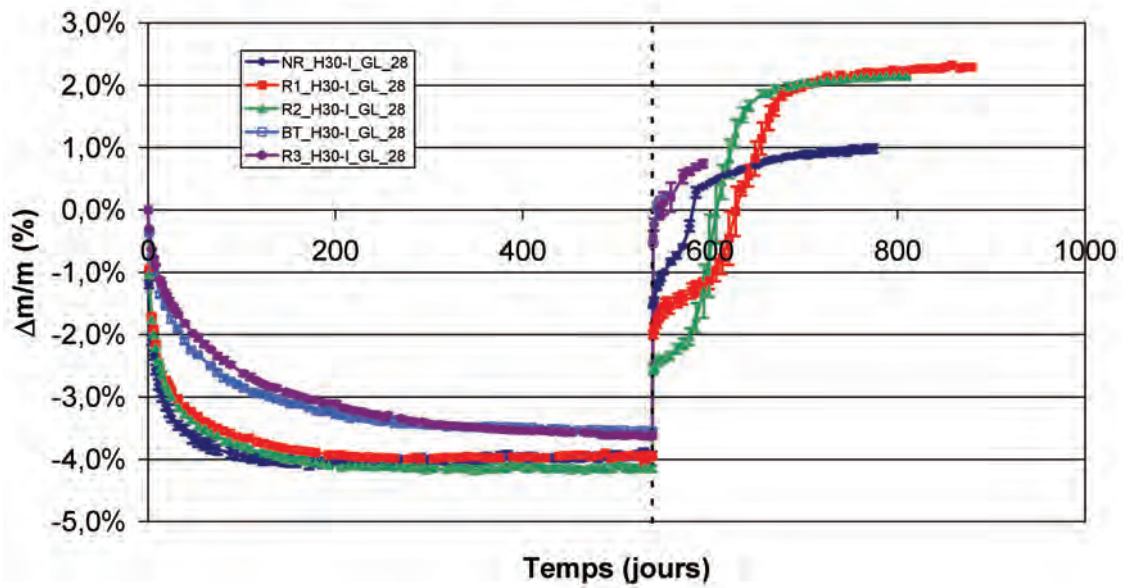


A3.4.4 Conservation H30-I

Suivi dimensionnel des éprouvettes de gonflement libre H30-I



Suivi massique des éprouvettes de gonflement libre H30-I

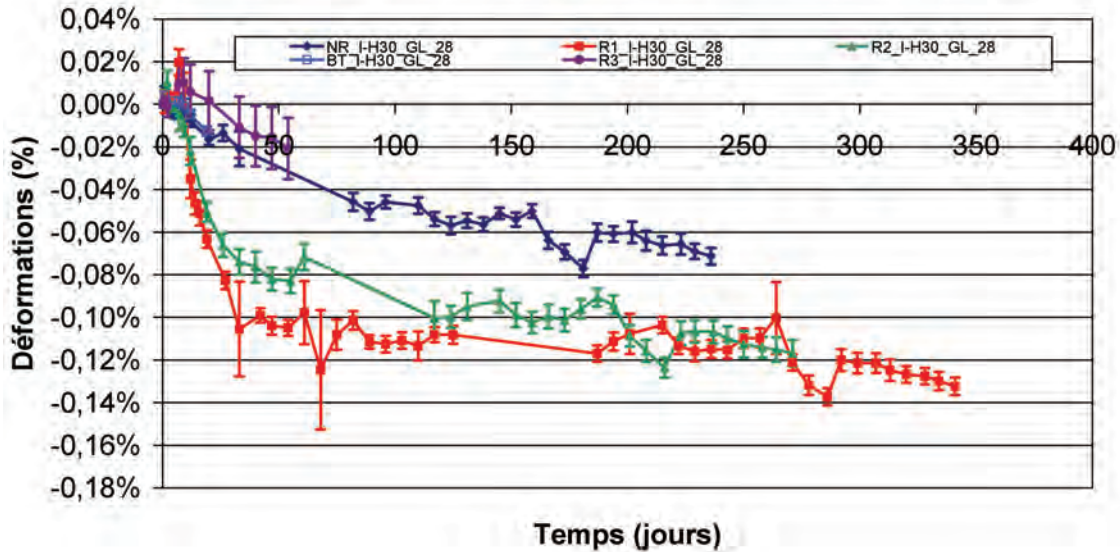


A3.5 Suivis dimensionnels recalés à l'instant du basculement des conditions de conservation

A3.5.1 Conservation I-H30

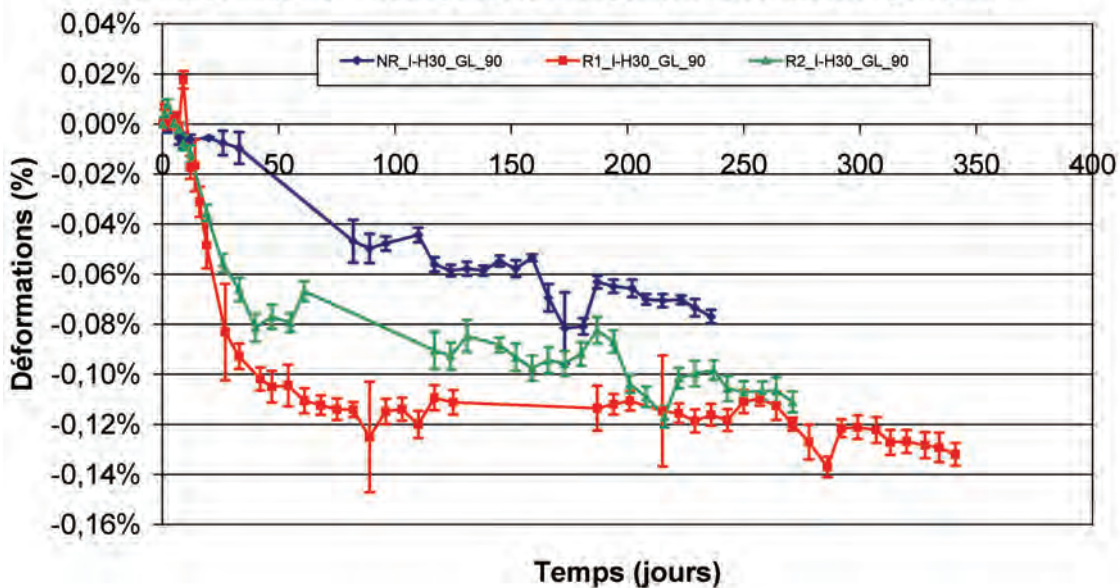
A3.5.1.1 Carottage à 28 jours

Suivi dimensionnel des éprouvettes de gonflement libre I-H30
Carottage 28 jours - Recalage après changement de conditions hydriques



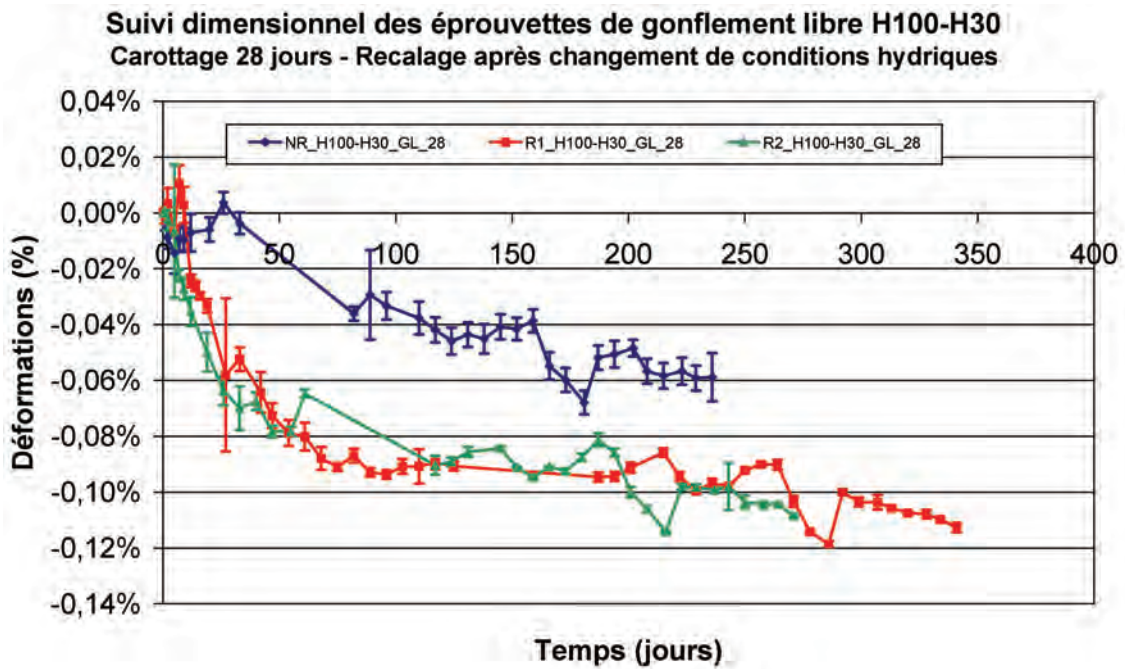
A3.5.1.2 Carottage à 90 jours

Suivi dimensionnel des éprouvettes de gonflement libre I-H30
Carottage 90 jours - Recalage après changement de conditions hydriques

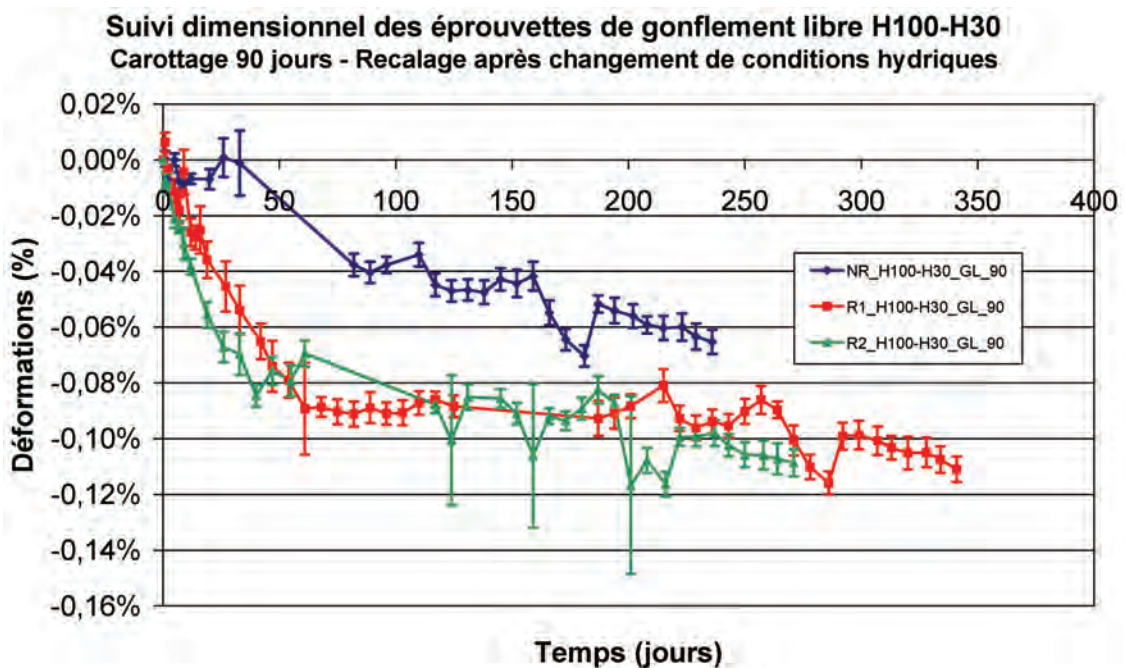


A3.5.2 Conservation H100-H30

A3.5.2.1 Carottage à 28 jours

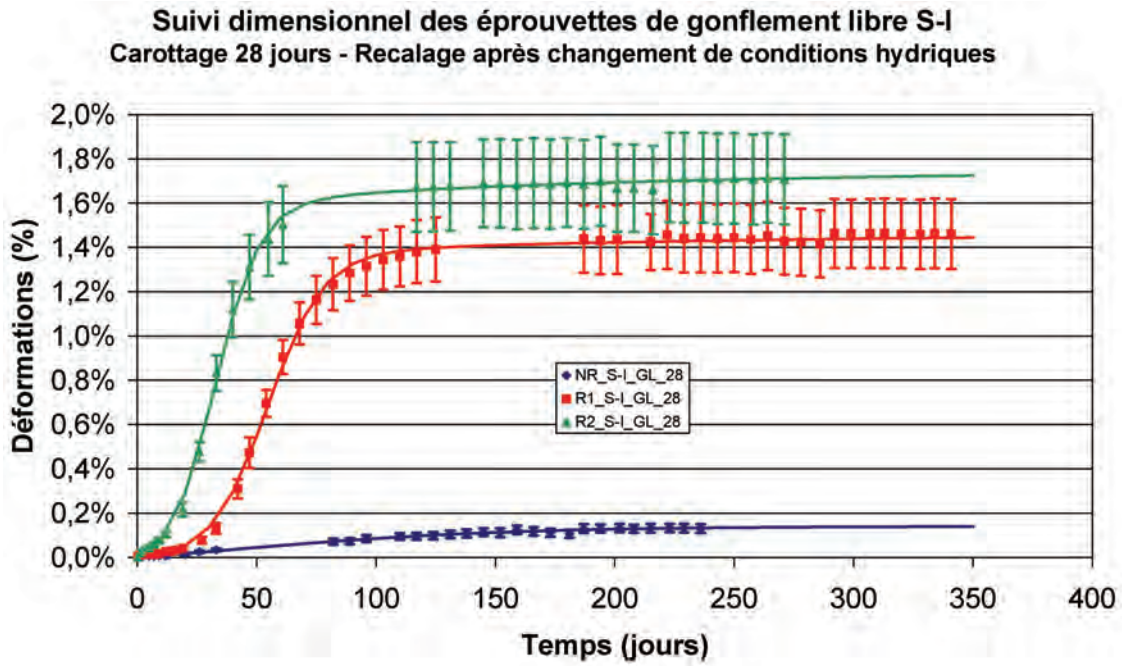


A3.5.2.2 Carottage à 90 jours

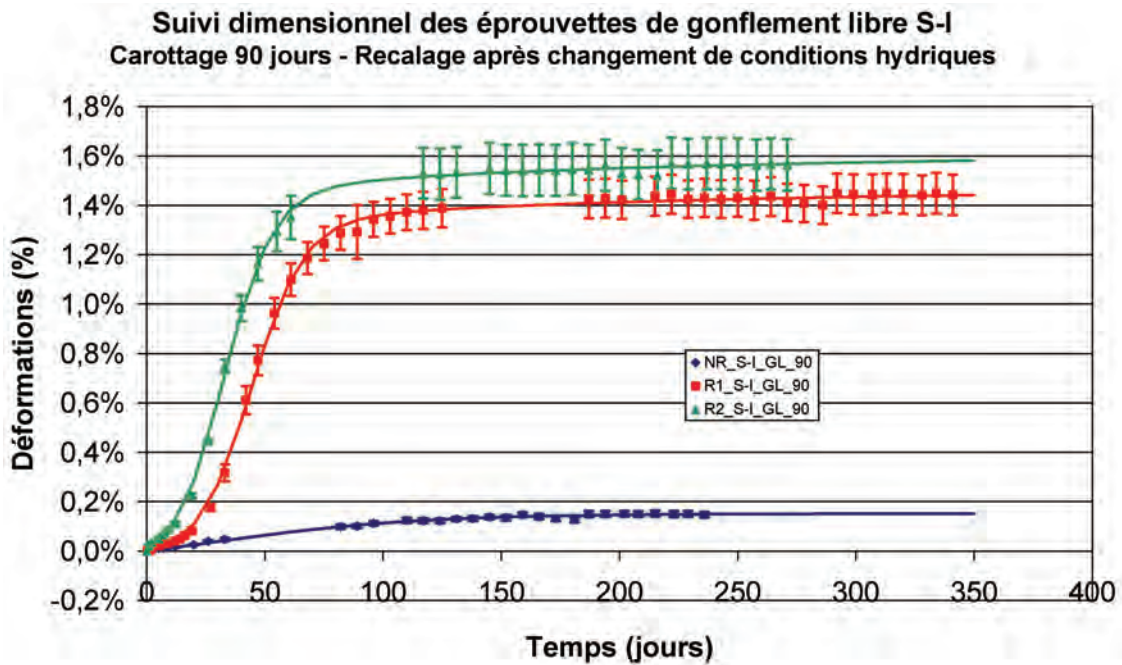


A3.5.3 Conservation S-I

A3.5.3.1 Carottage à 28 jours

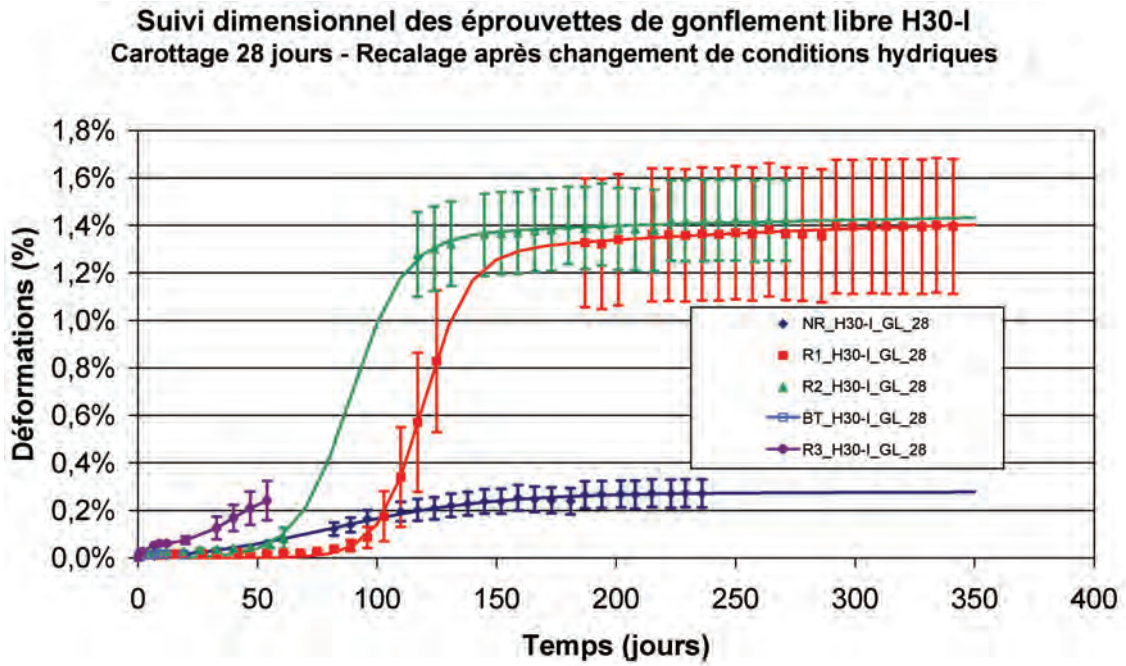


A3.5.3.2 Carottage à 90 jours

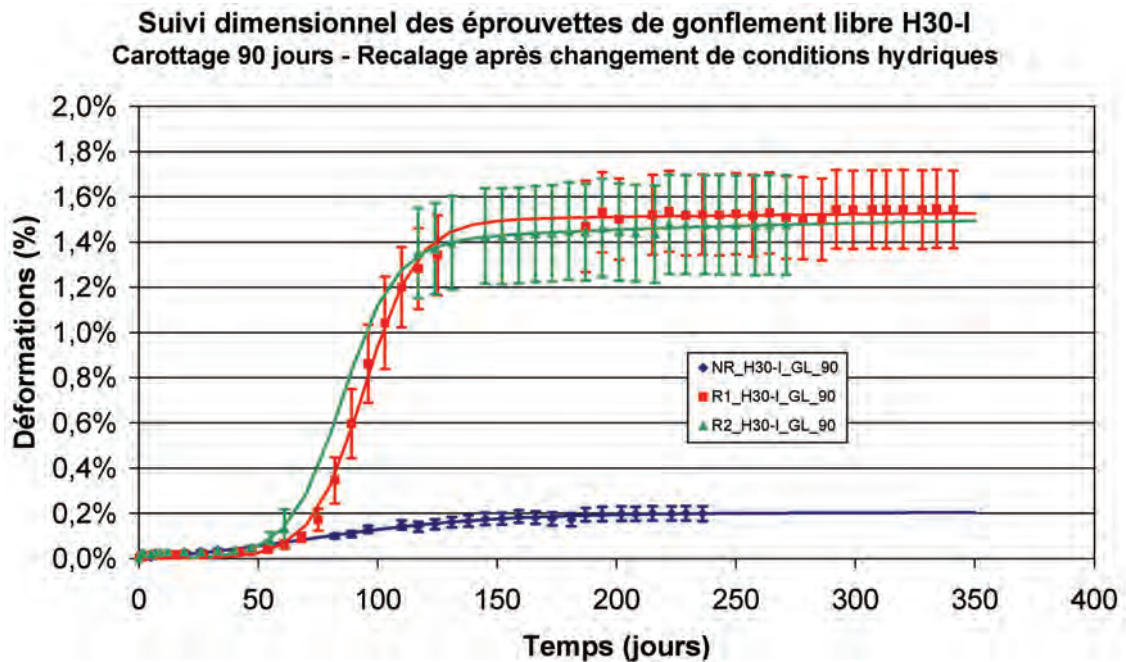


A3.5.4 Conservation H30-I

A3.5.4.1 Carottage à 28 jours



A3.5.4.2 Carottage à 90 jours



A3.6 Paramètres de modélisation des gonflements libres

Formule	NR	NR	NR	NR	R1	R1	R1	R1	R1	R2	R2	R2	R2	R2	R2
Conservation	S-I	H30-I	S-I	H30-I	S-I	H30-I	S-I	H30-I	S-I	H30-I	S-I	H30-I	S-I	H30-I	S-I
Échéance de carottage	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
ε_{∞_RSI}	0,14%	0,29%	0,15%	0,21%	1,49%	1,54%	1,51%	1,56%	1,79%	1,51%	1,65%	1,58%			
τ_{C_RSI}	58	33	44	39	12	9	11	11	9	11	10	11			
τ_{L_RSI}	33	79	26	66	54	119	44	94	32	89	32	85			
ϕ	7	13	5	9	14	40	20	10	18	23	19	25			
δ	90	90	99	90	119	111	120	119	120	119	120	119			
Erreur	7.E-08	1.E-07	9.E-08	1.E-07	2.E-06	7.E-07	1.E-06	3.E-06	1.E-06	1.E-06	1.E-06	1.E-06			8.E-07

t = âge matériau – 538 jours

Annexe 6 Synthèse des résultats des essais de gonflement sous contraintes

A1	Suivis dimensionnels – formule NR.....	527
A2	Suivis dimensionnels – formule R1.....	528
A3	Suivis dimensionnels – formule R2.....	529
A4	Suivis dimensionnels – éprouvettes L0T0_SC.....	530
A5	Suivis dimensionnels – éprouvettes L0T4_SC.....	531
A6	Suivis dimensionnels – éprouvettes L15T0_SC.....	532
A7	Suivis dimensionnels – éprouvettes L15T4_SC.....	533

A1 Suivis dimensionnels – formule NR

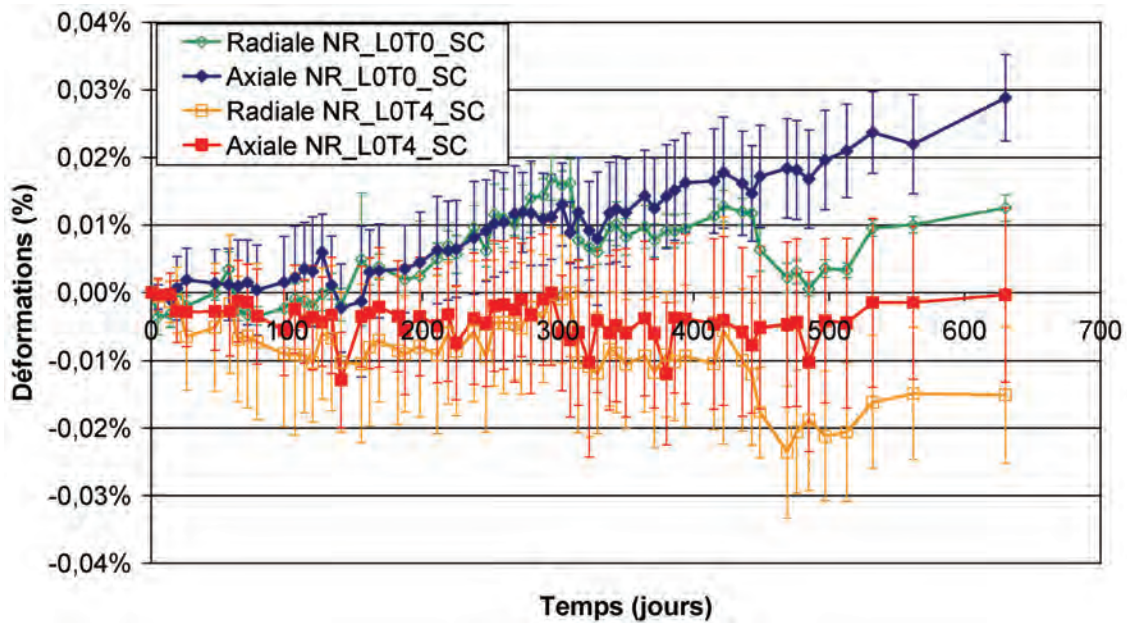


Figure A6. 1 : suivis dimensionnels des éprouvettes NR_L0T.

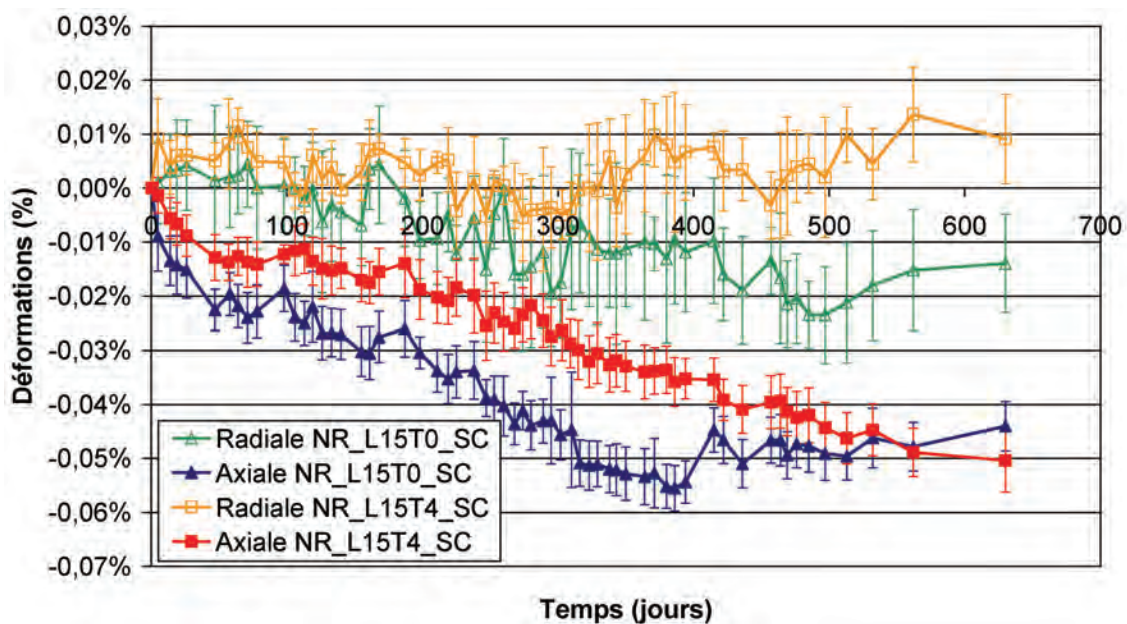


Figure A6. 2 : suivis dimensionnels des éprouvettes NR_L15T.

A2 Suivis dimensionnels – formule R1

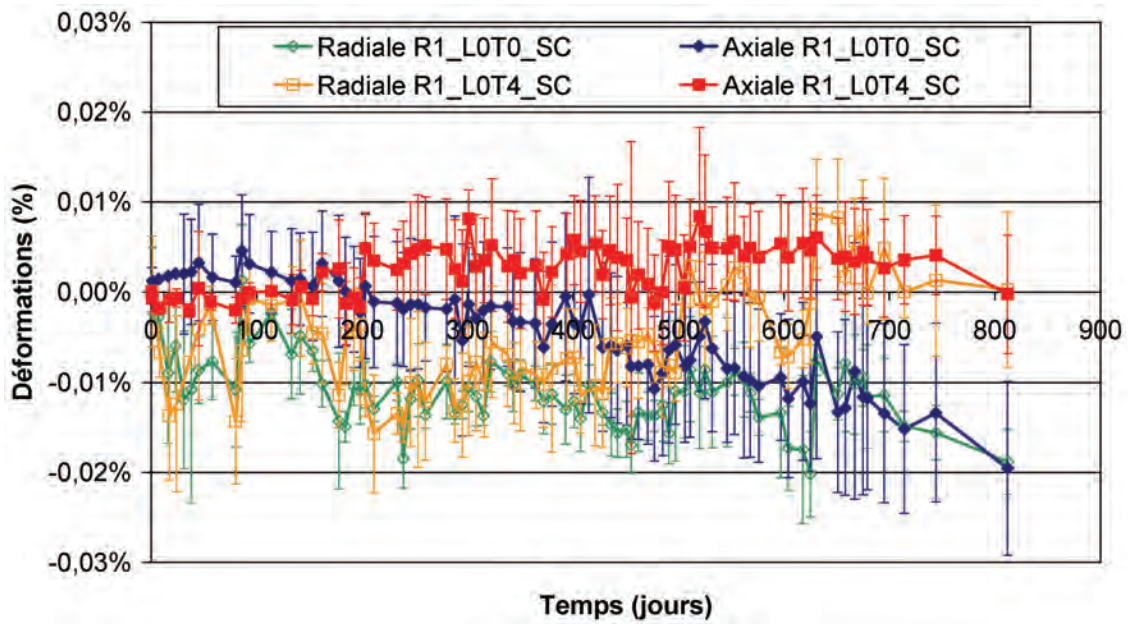


Figure A6. 3 : suivis dimensionnels des éprouvettes R1_L0T.

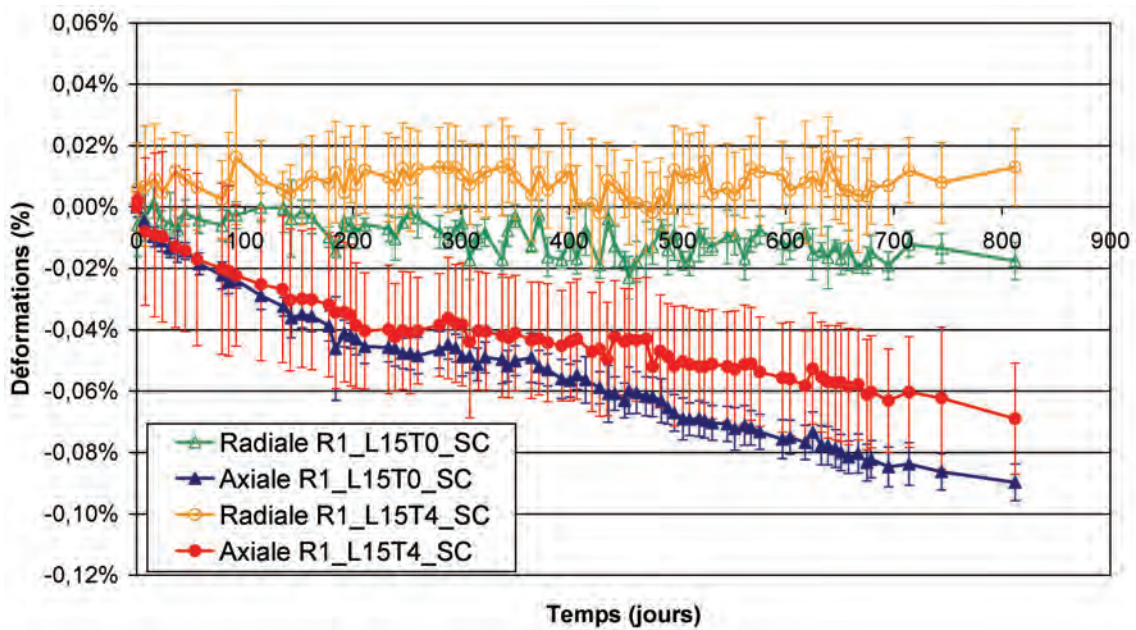


Figure A6. 4 : suivis dimensionnels des éprouvettes R1_L15T.

A3 Suivis dimensionnels – formule R2

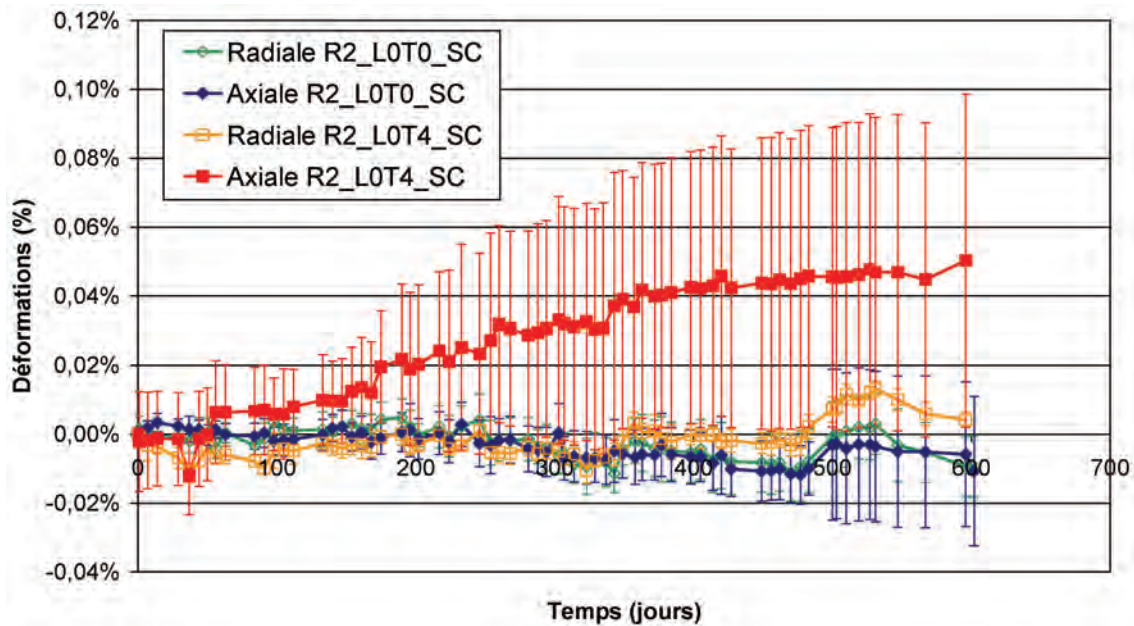


Figure A6. 5 : suivis dimensionnels des éprouvettes R2_L0T.

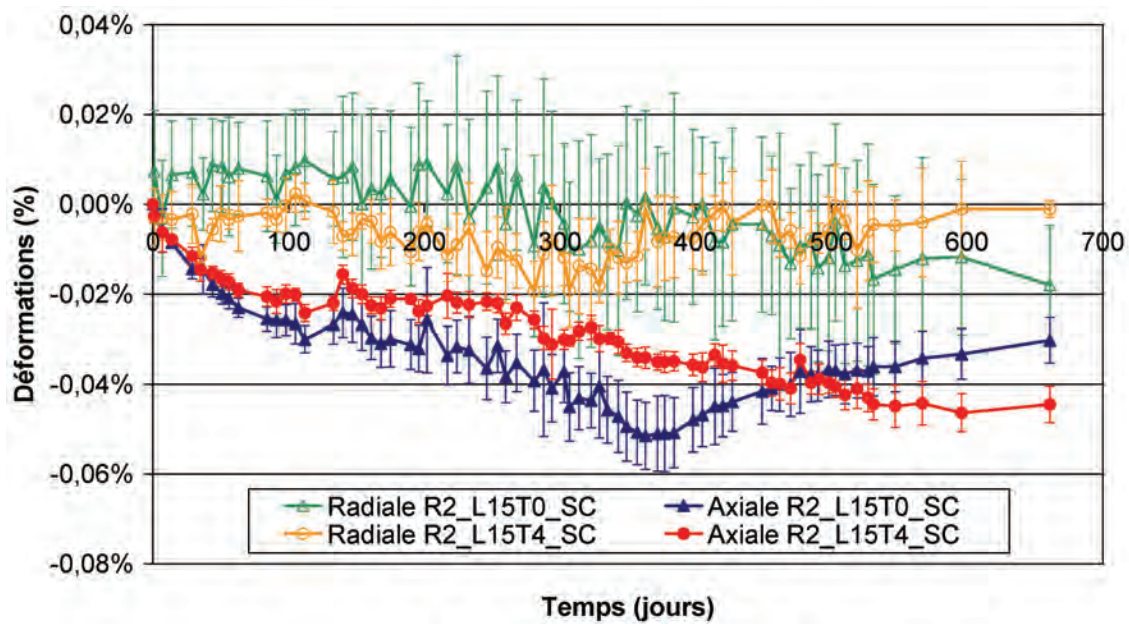


Figure A6. 6 : suivis dimensionnels des éprouvettes R2_L15T.

A4 Suivis dimensionnels – éprouvettes L0T0_SC

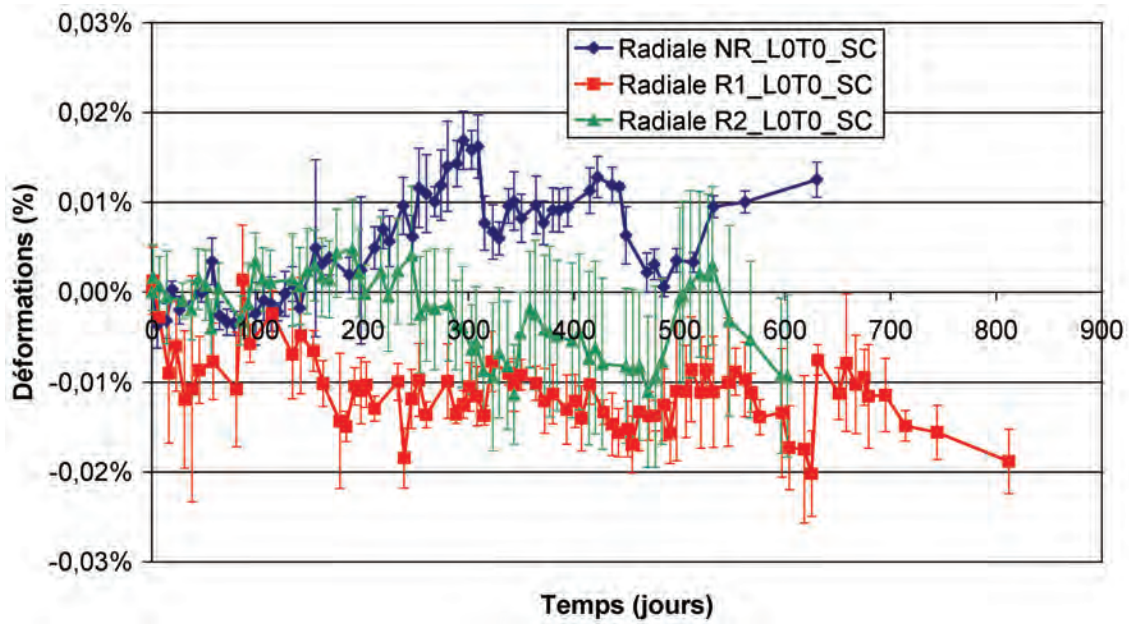


Figure A6. 7 : suivis dimensionnels radiaux des éprouvettes L0T0_SC

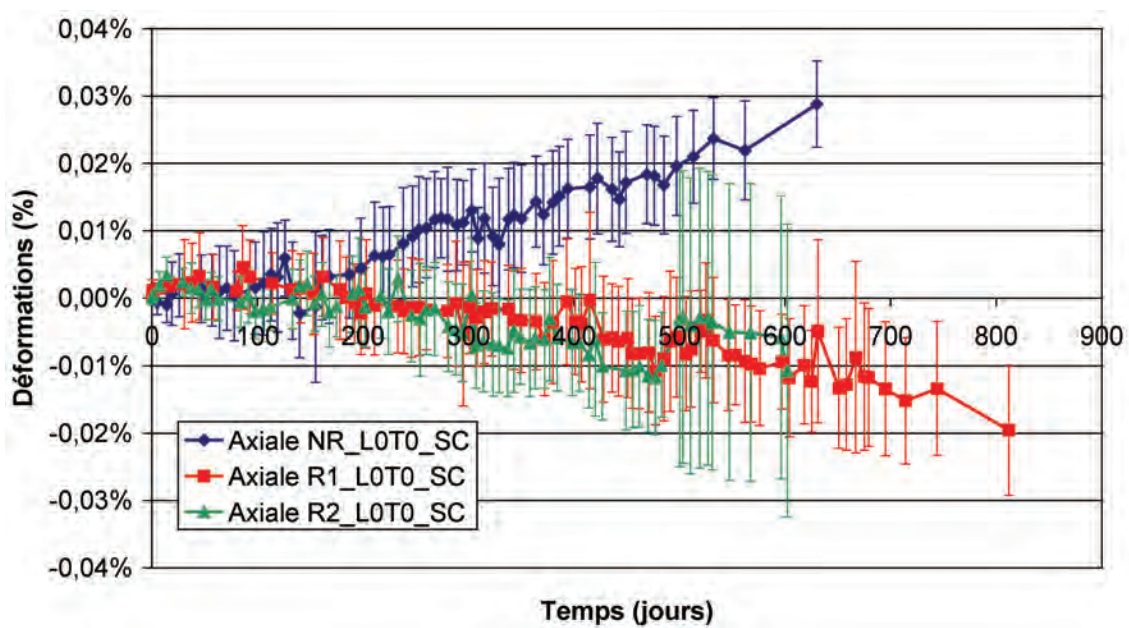


Figure A6. 8 : suivis dimensionnels axiaux des éprouvettes L0T0_SC

A5 Suivis dimensionnels – éprouvettes L0T4_SC

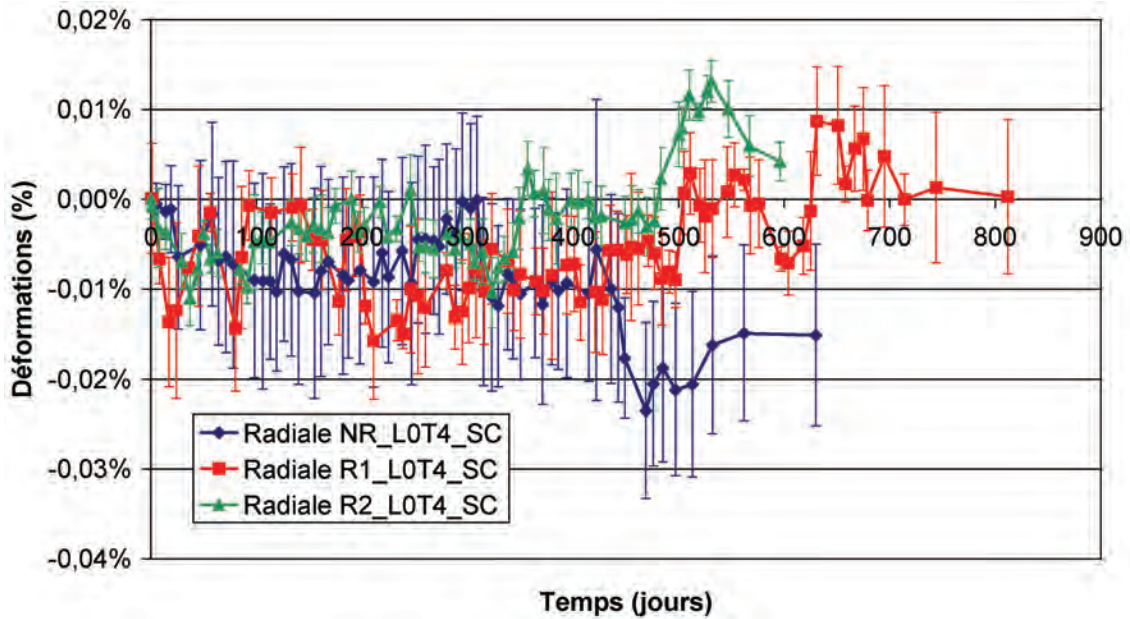


Figure A6. 9 : suivis dimensionnels radiaux des éprouvettes L0T4_SC

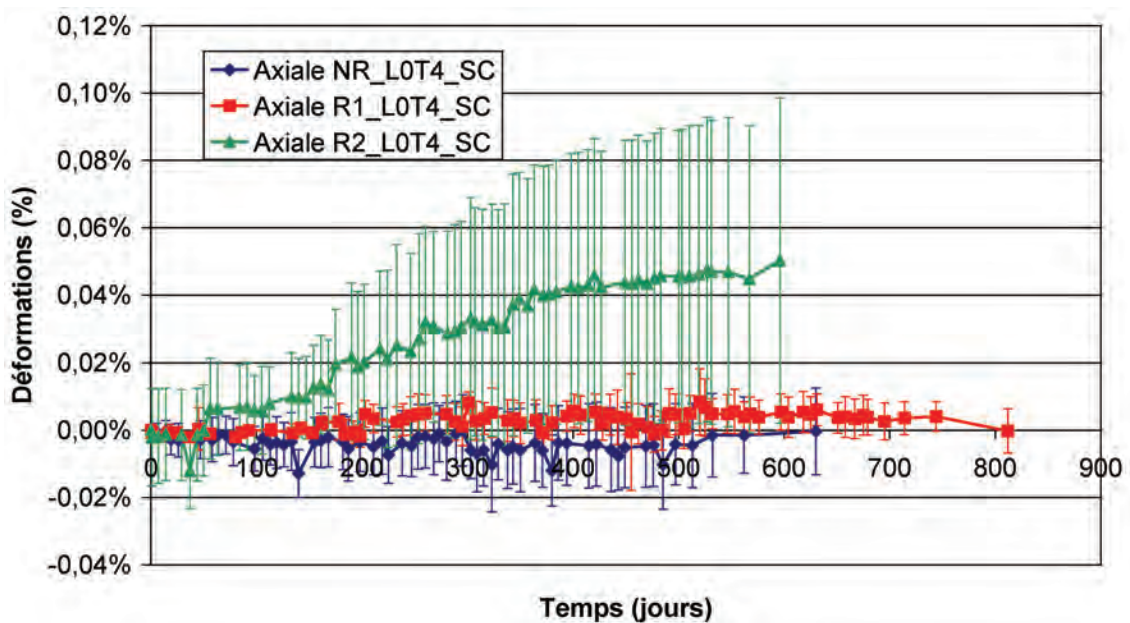


Figure A6. 10 : suivis dimensionnels axiaux des éprouvettes L0T4_SC

A6 Suivis dimensionnels – éprouvettes L15T0_SC

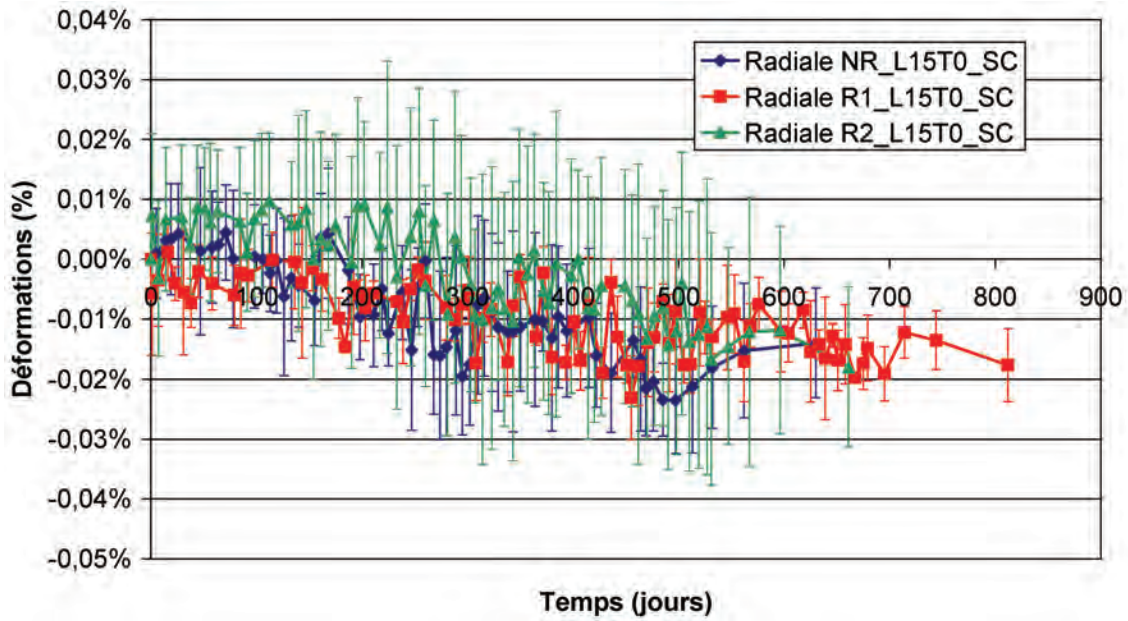


Figure A6. 11 suivis dimensionnels radiaux des éprouvettes L15T0_SC

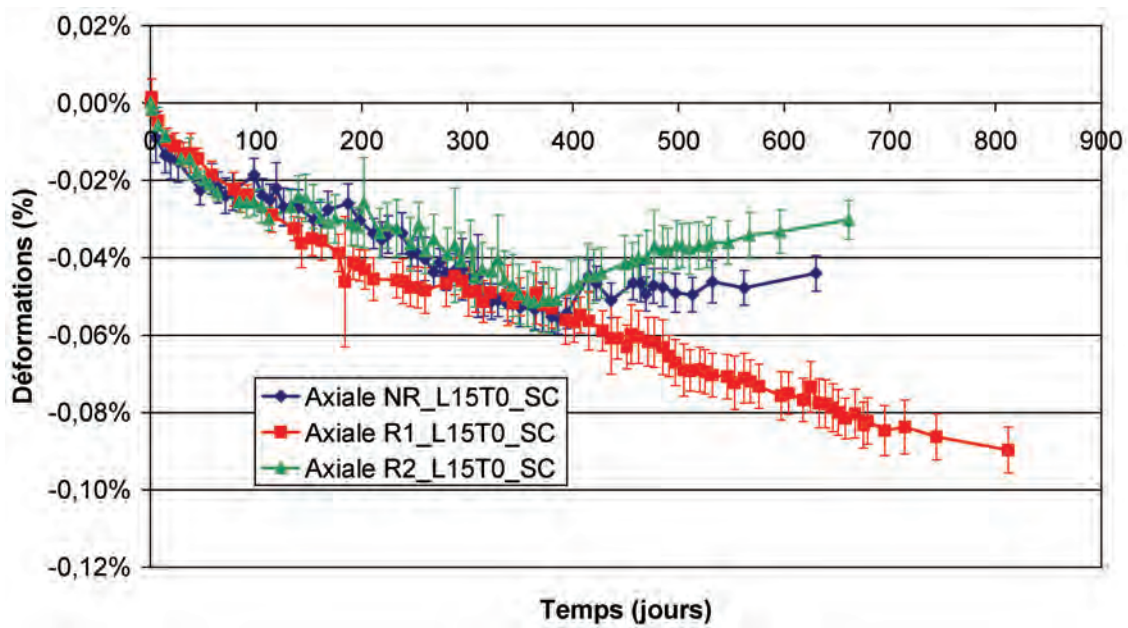


Figure A6. 12 : suivis dimensionnels axiaux des éprouvettes L15T0_SC

A7 Suivis dimensionnels – éprouvettes L15T4_SC

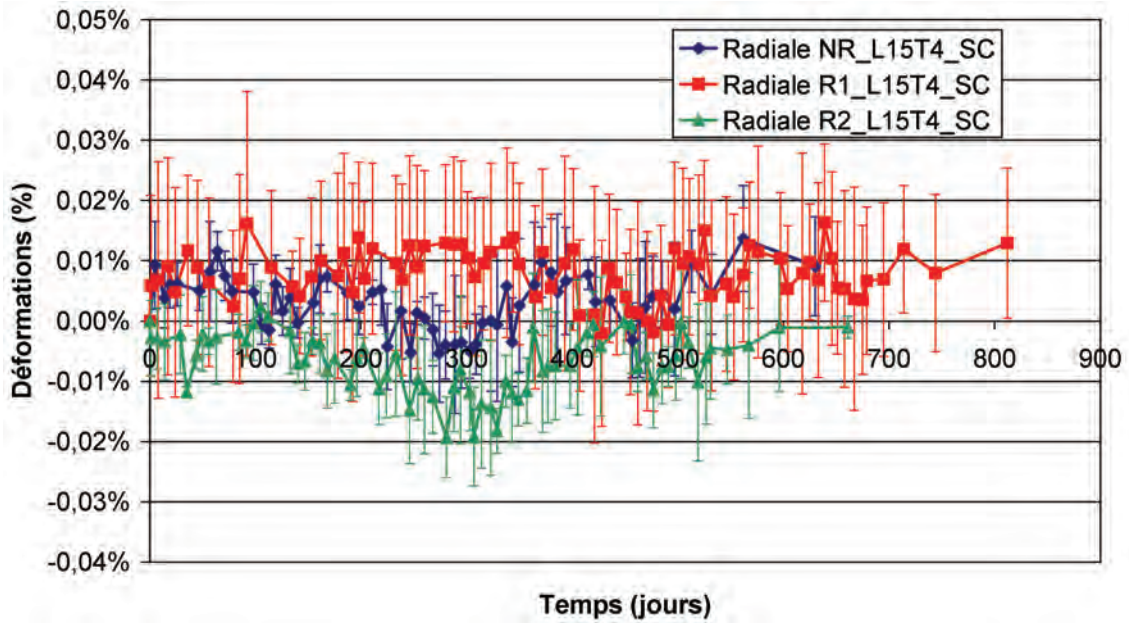


Figure A6. 13 : suivis dimensionnels radiaux des éprouvettes L15T4_SC

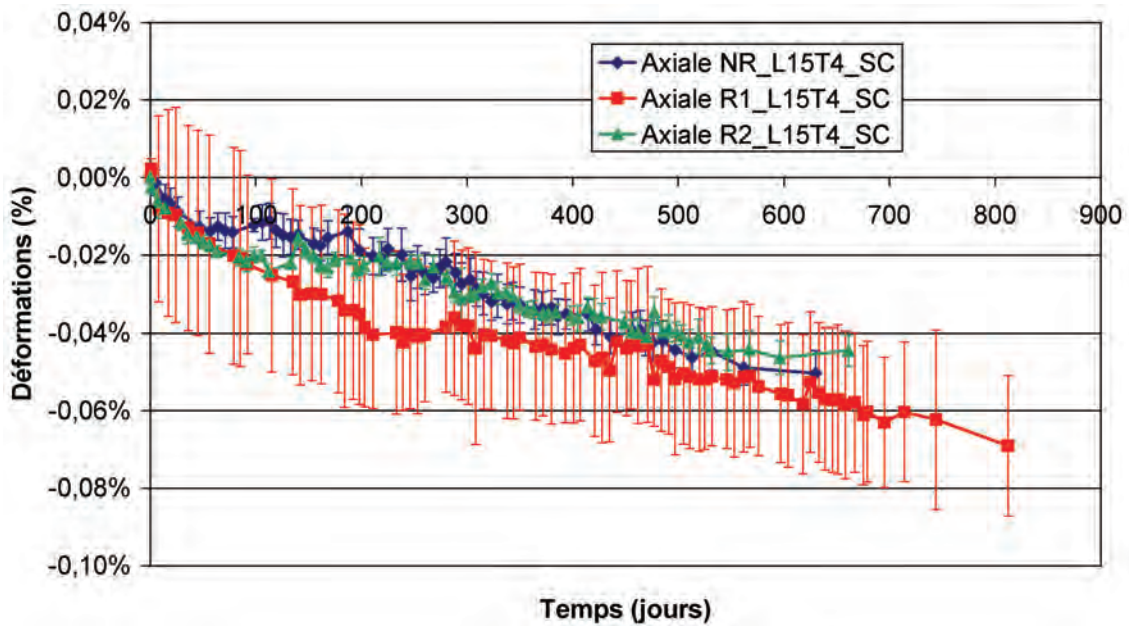


Figure A6. 14 : suivis dimensionnels axiaux des éprouvettes L15T4_SC

Annexe 7 Synthèse des essais sur poutres

A1	Suivis dimensionnels de P1.....	537
A1.1	Suivis dimensionnels locaux	537
A1.2	Suivis dimensionnels globaux.....	537
A1.3	Suivis des flèches.....	538
A1.4	Fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres	538
A2	Suivis dimensionnels de P2.....	539
A2.1	Suivis dimensionnels locaux par jauges.....	539
A2.2	Suivis dimensionnels locaux par extensomètre à cordes vibrantes	540
A2.3	Suivis dimensionnels globaux.....	541
A2.4	Suivis des flèches.....	542
A2.5	Fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres	542
A3	Suivis dimensionnels de P3.....	544
A3.1	Suivis dimensionnels locaux	544
A3.2	Suivis dimensionnels globaux.....	545
A3.3	Suivis des flèches.....	545
A3.4	Fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres	546
A4	Suivis dimensionnels de P4.....	547
A4.1	Suivis dimensionnels locaux	547
A4.2	Suivis dimensionnels globaux.....	548
A4.3	Suivis des flèches.....	548
A4.4	Fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres	549
A5	Suivis dimensionnels de P5.....	550
A5.1	Suivis dimensionnels locaux	550
A5.2	Suivis dimensionnels globaux.....	551
A5.3	Suivis des flèches.....	551
A5.4	Fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres	552
A6	Suivis dimensionnels de P6.....	553
A6.1	Suivis dimensionnels locaux	553
A6.2	Suivis dimensionnels globaux.....	554
A6.3	Suivis des flèches.....	554
A6.4	Fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres	555
A7	Synthèse du suivi des flèches.....	556
A8	Synthèse du suivi massique global.....	557

A1 Suivis dimensionnels de P1

A1.1 Suivis dimensionnels locaux

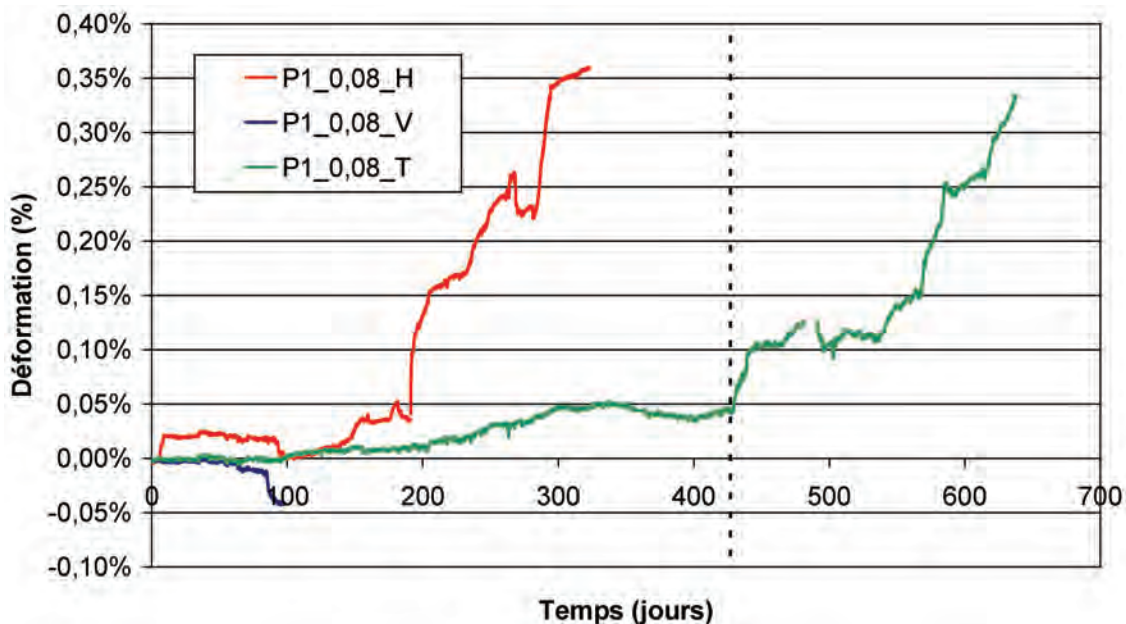


Figure A7. 1 : suivis dimensionnels locaux – poutre P1

A1.2 Suivis dimensionnels globaux

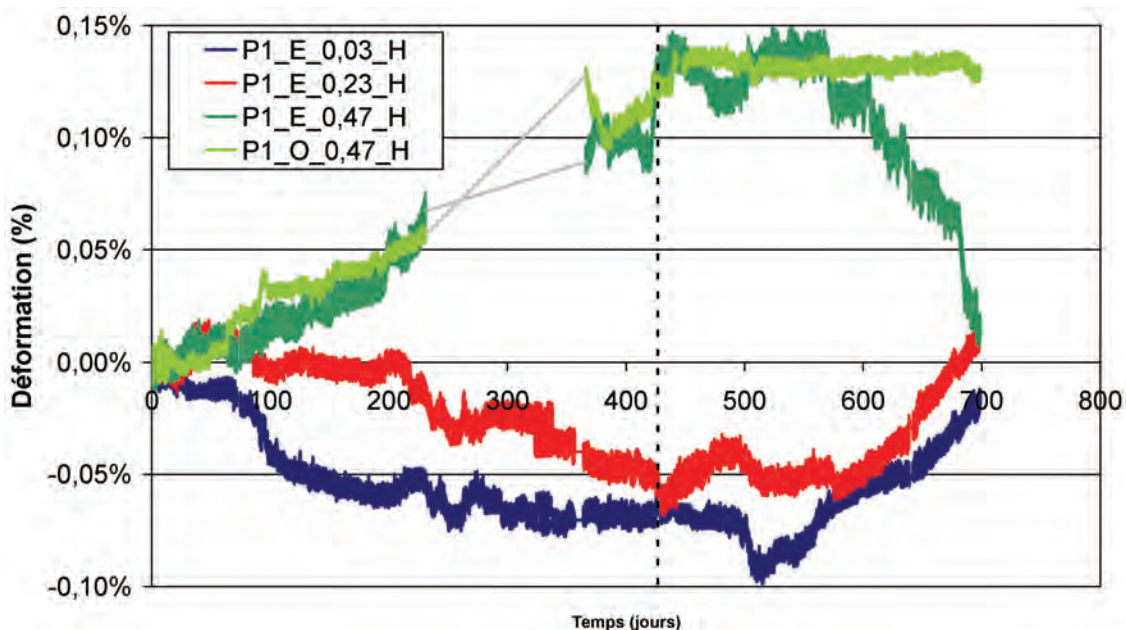


Figure A7. 2 : suivi des déformations horizontales globales – poutre P1

A1.3 Suivis des flèches

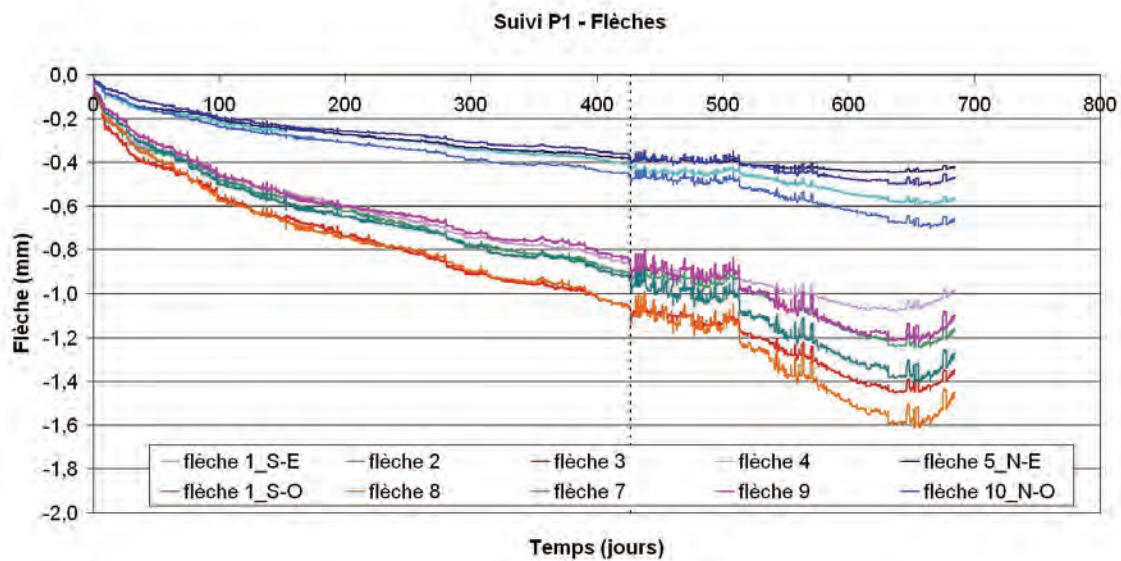


Figure A7.3 : suivi des flèches – poutre P1

A1.4 Fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres

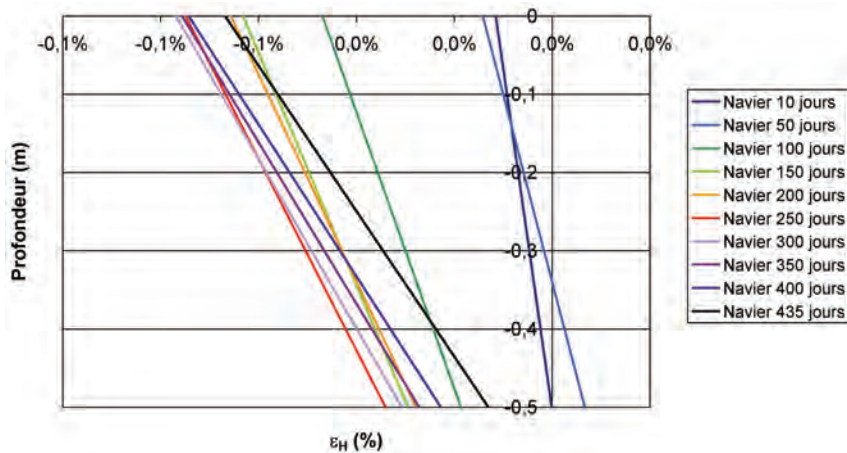


Figure A7.4 : profil de déformation horizontal moyen – poutre P1

Tableau A7.1 : profil de déformation horizontal moyen – poutre P1

Échéance (j)	Courbure χ	Déformation moyenne
10	-2,29E-04	-0,0041%
50	-4,17E-04	0,0133%
100	-5,66E-04	0,0031%
150	-6,74E-04	0,0070%
200	-7,56E-04	0,0061%
250	-8,17E-04	-0,0233%
300	-9,23E-04	-0,0207%
350	-9,69E-04	-0,0372%
400	-1,03E-03	-0,0512%
435	-1,08E-03	-0,0582%

A2 Suivis dimensionnels de P2

A2.1 Suivis dimensionnels locaux par jauges

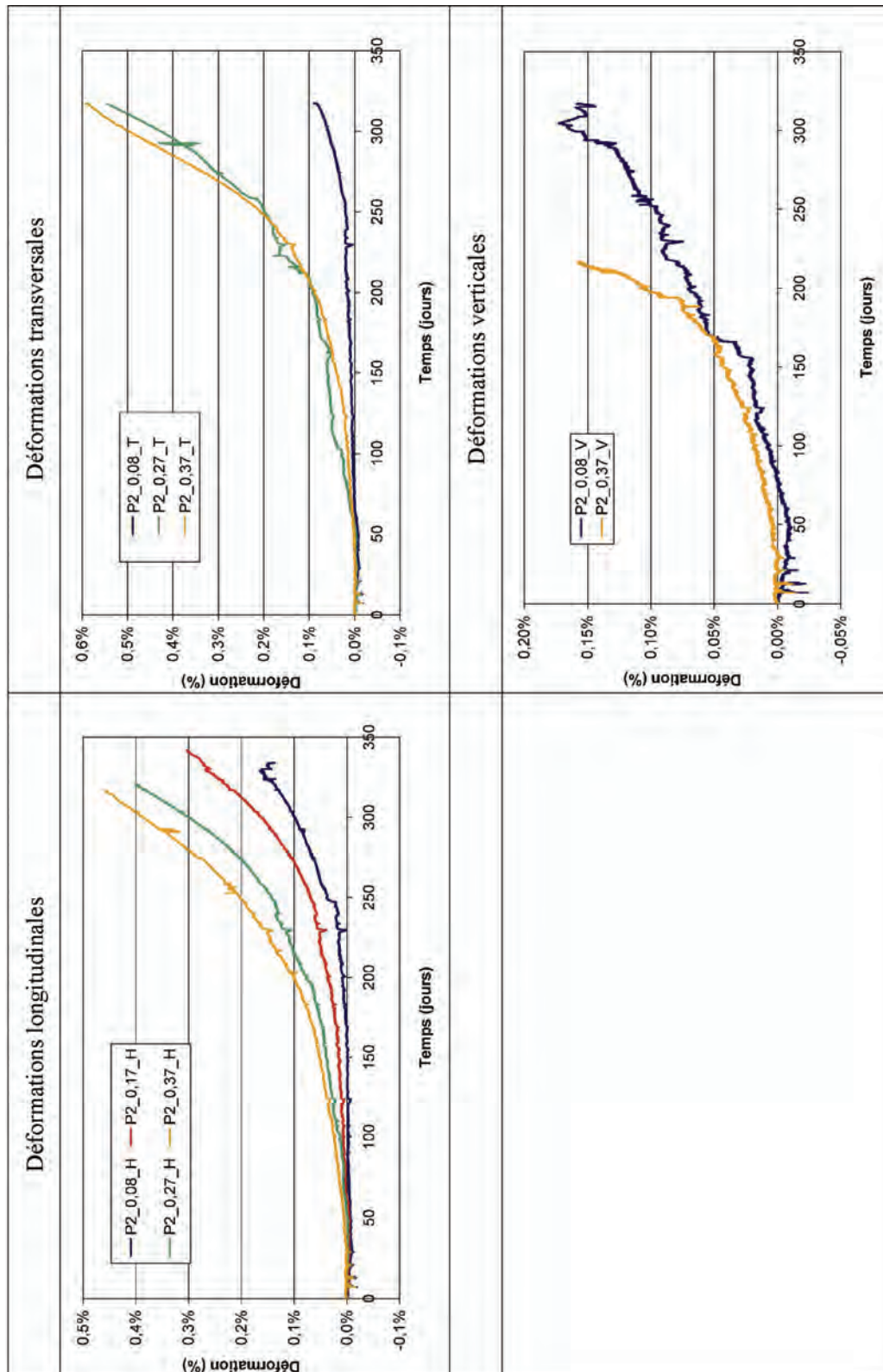


Figure A7.5 : suivis dimensionnels locaux – poutre P2 – jauges noyées

A2.2 Suivis dimensionnels locaux par extensomètre à cordes vibrantes

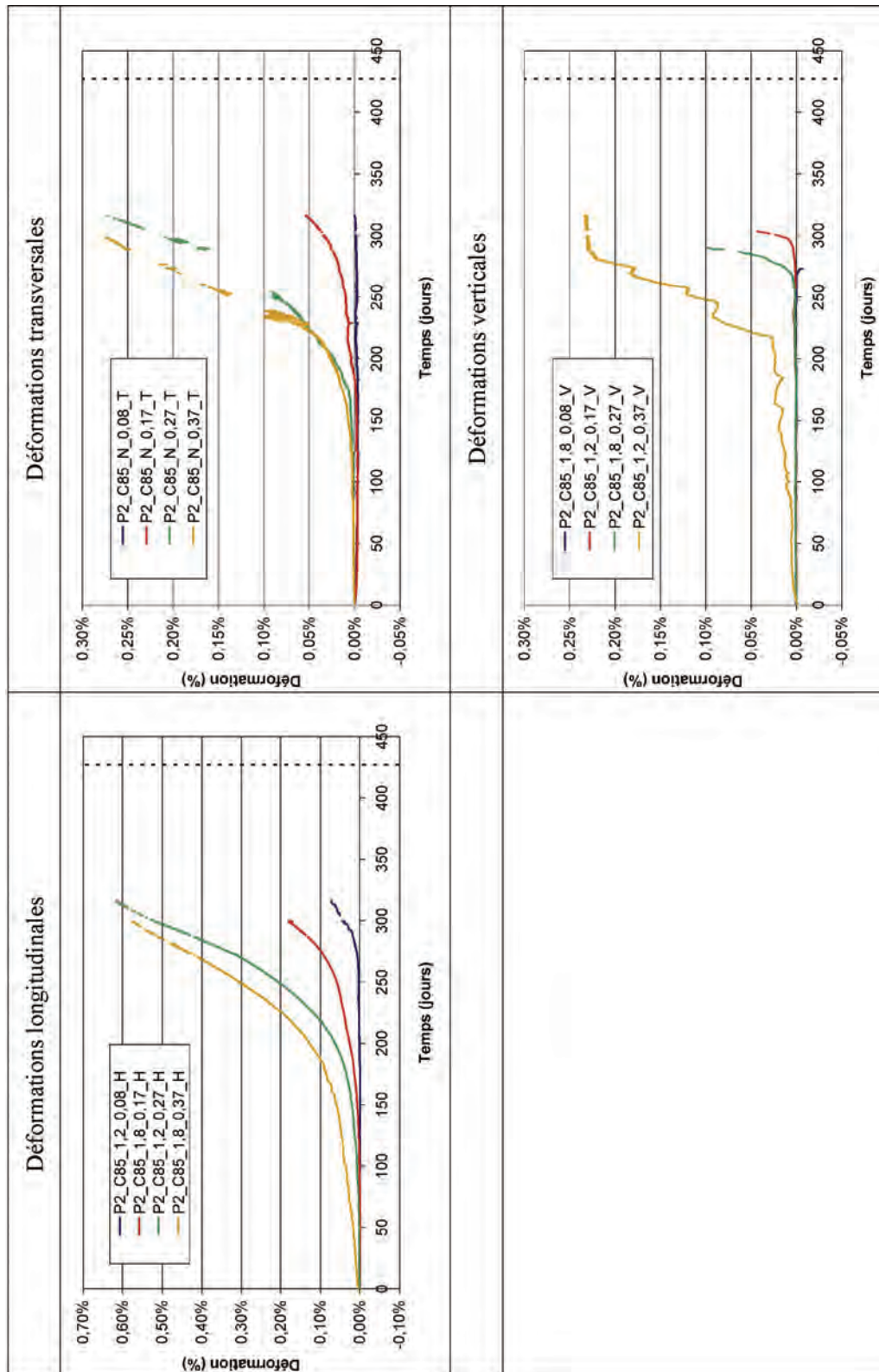


Figure A7. 6 : suivis dimensionnels locaux – poutre P2 – extensomètres à corde vibrante

A2.3 Suivis dimensionnels globaux

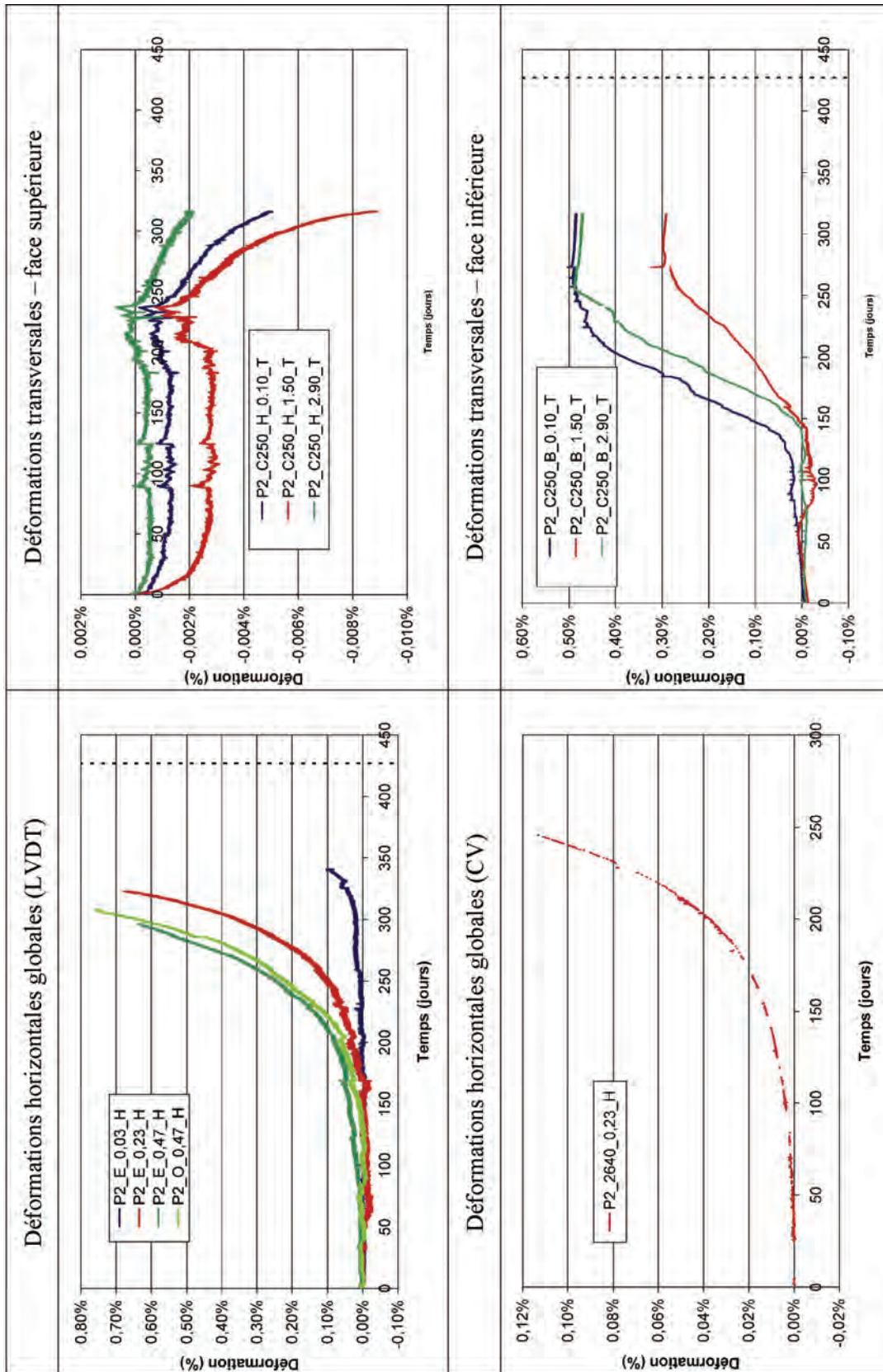


Figure A7.7 : suivis dimensionnels globaux – poutre P2

A2.4 Suivis des flèches

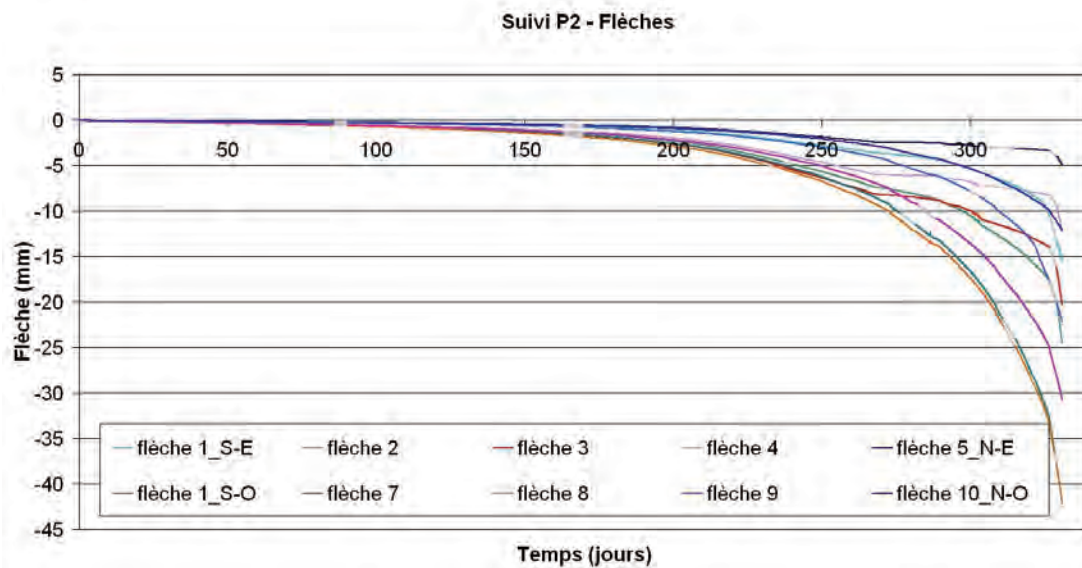


Figure A7. 8 : suivi des flèches – poutre P2

A2.5 Fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres

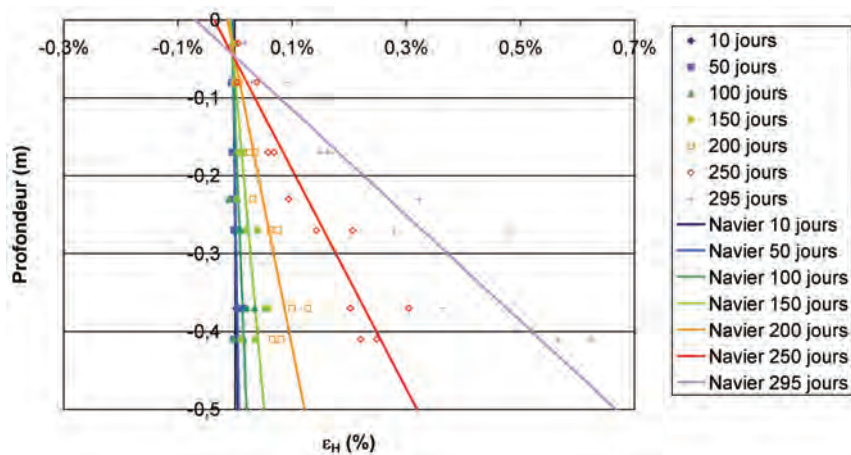


Figure A7. 9 : profil de déformation horizontale moyen – poutre P2

Tableau A7. 2 : profil de déformation horizontale moyen – poutre P2

Échéance (j)	Courbure χ	Déformation moyenne	Ecart quadratique
10	-1,68E-04	0,0003%	0,0021%
50	-2,42E-04	0,0011%	0,0047%
100	-5,43E-04	0,0069%	0,0095%
150	-1,19E-03	0,0212%	0,0139%
200	-2,70E-03	0,0543%	0,0180%
250	-7,10E-03	0,1414%	0,0338%
295	-1,47E-02	0,2991%	0,0714%

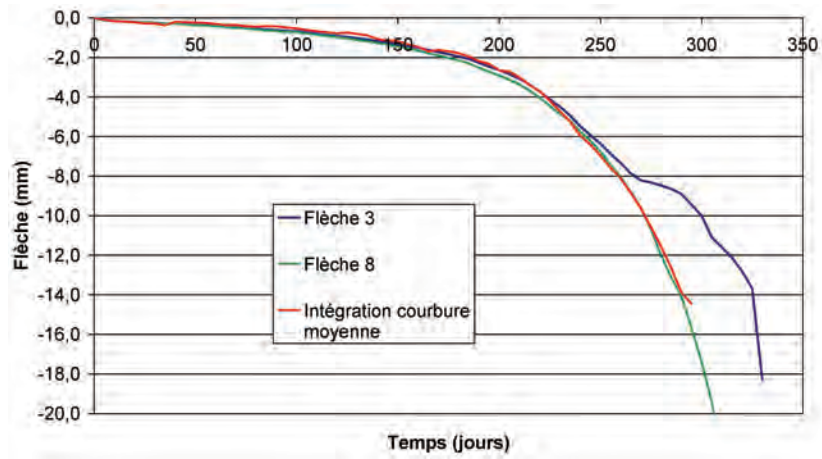


Figure A7. 10 : intégration de la courbure moyenne – poutre P2

A3 Suivis dimensionnels de P3

A3.1 Suivis dimensionnels locaux

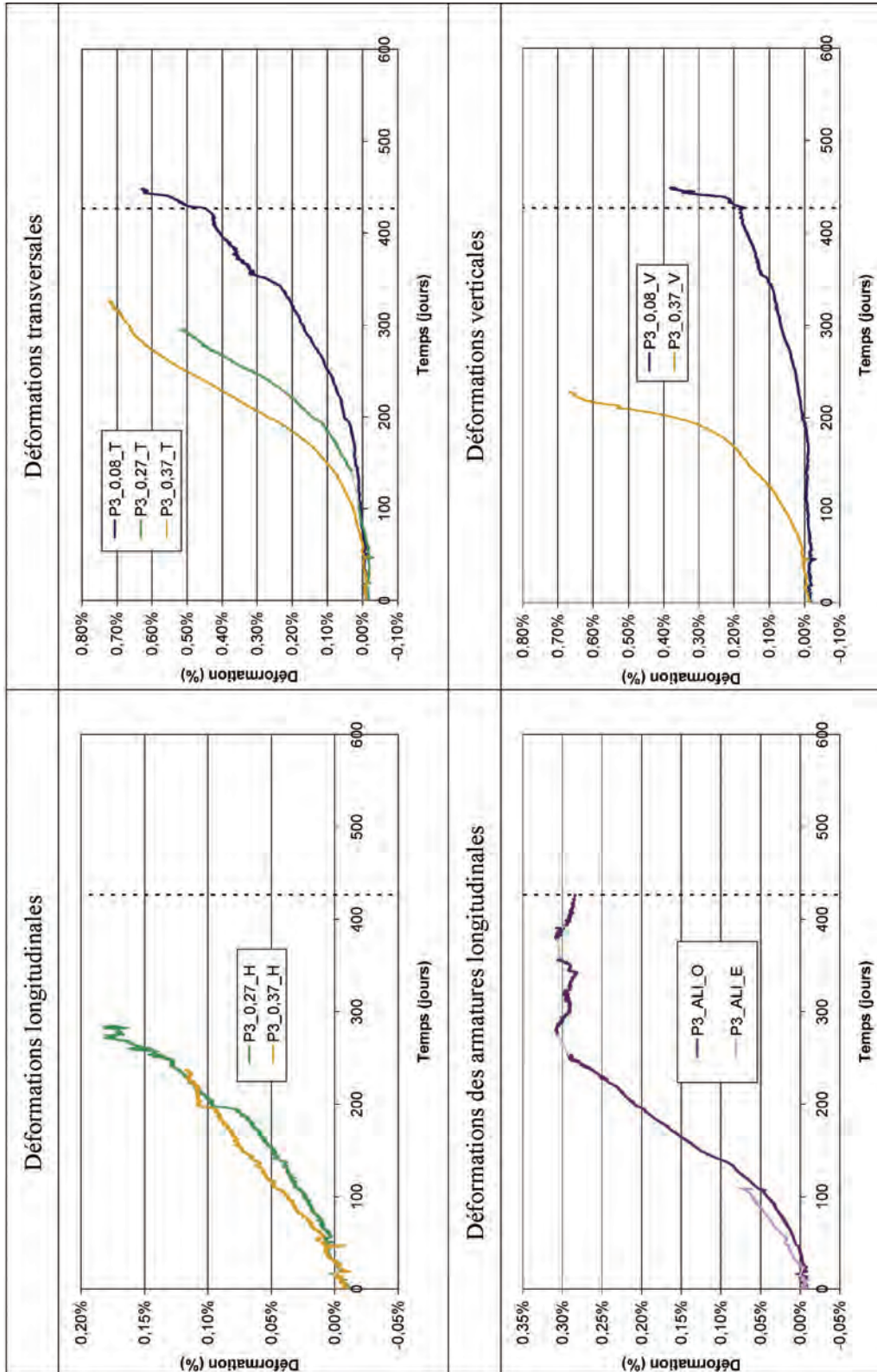


Figure A7. 11 : suivis dimensionnels locaux – poutre P3

A3.2 Suivis dimensionnels globaux

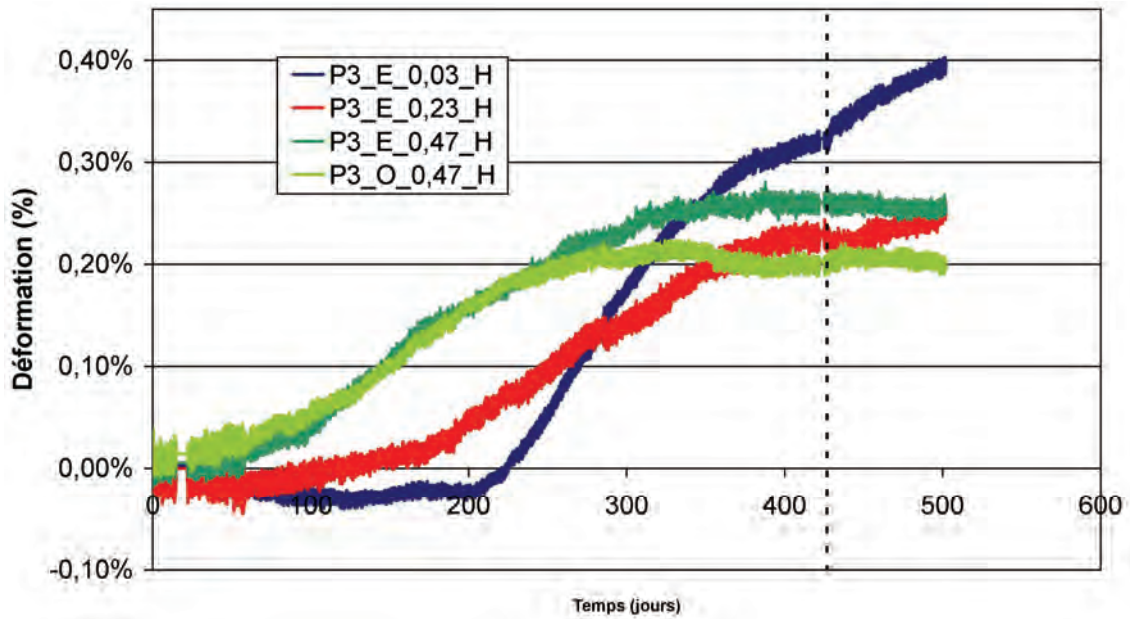


Figure A7.12 : suivi des déformations horizontales globales – poutre P3

A3.3 Suivis des flèches

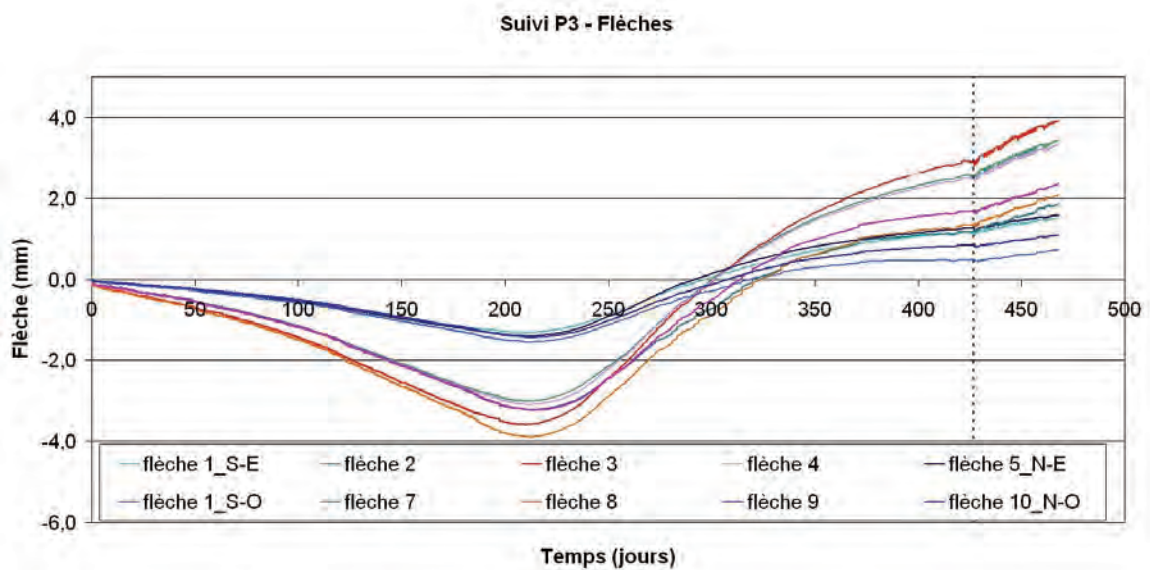


Figure A7.13 : suivi des flèches – poutre P3

A3.4 Fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres

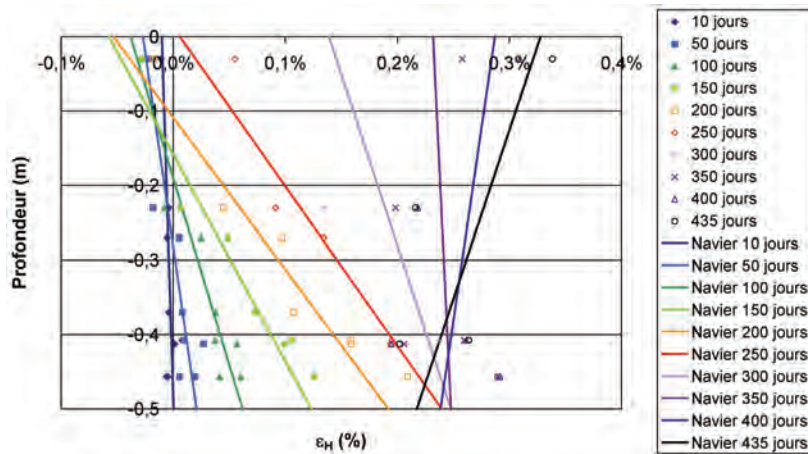


Figure A7. 14 : profil de déformation horizontale moyen – poutre P3

Tableau A7. 3 : profil de déformation horizontale moyen – poutre P3

Échéance (j)	Courbure χ	Déformation moyenne	Ecart quadratique
10	-2,10E-04	-0,0049%	0,0043%
50	-9,57E-04	-0,0031%	0,0084%
100	-2,00E-03	0,0119%	0,0095%
150	-3,61E-03	0,0330%	0,0143%
200	-4,91E-03	0,0694%	0,0211%
250	-4,67E-03	0,1229%	0,0332%
300	-2,18E-03	0,1934%	0,0394%
350	-3,18E-04	0,2399%	0,0344%
400	9,71E-04	0,2628%	0,0403%
435	2,21E-03	0,2726%	0,0383%

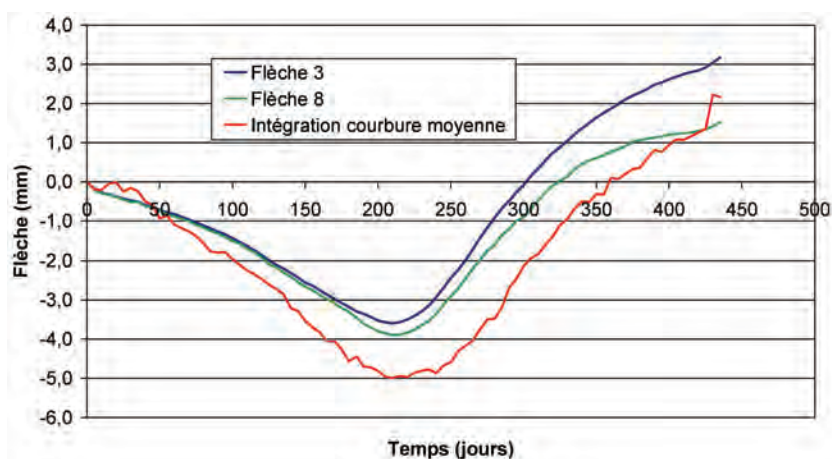


Figure A7. 15 : intégration de la courbure moyenne – poutre P3

A4 Suivis dimensionnels de P4

A4.1 Suivis dimensionnels locaux

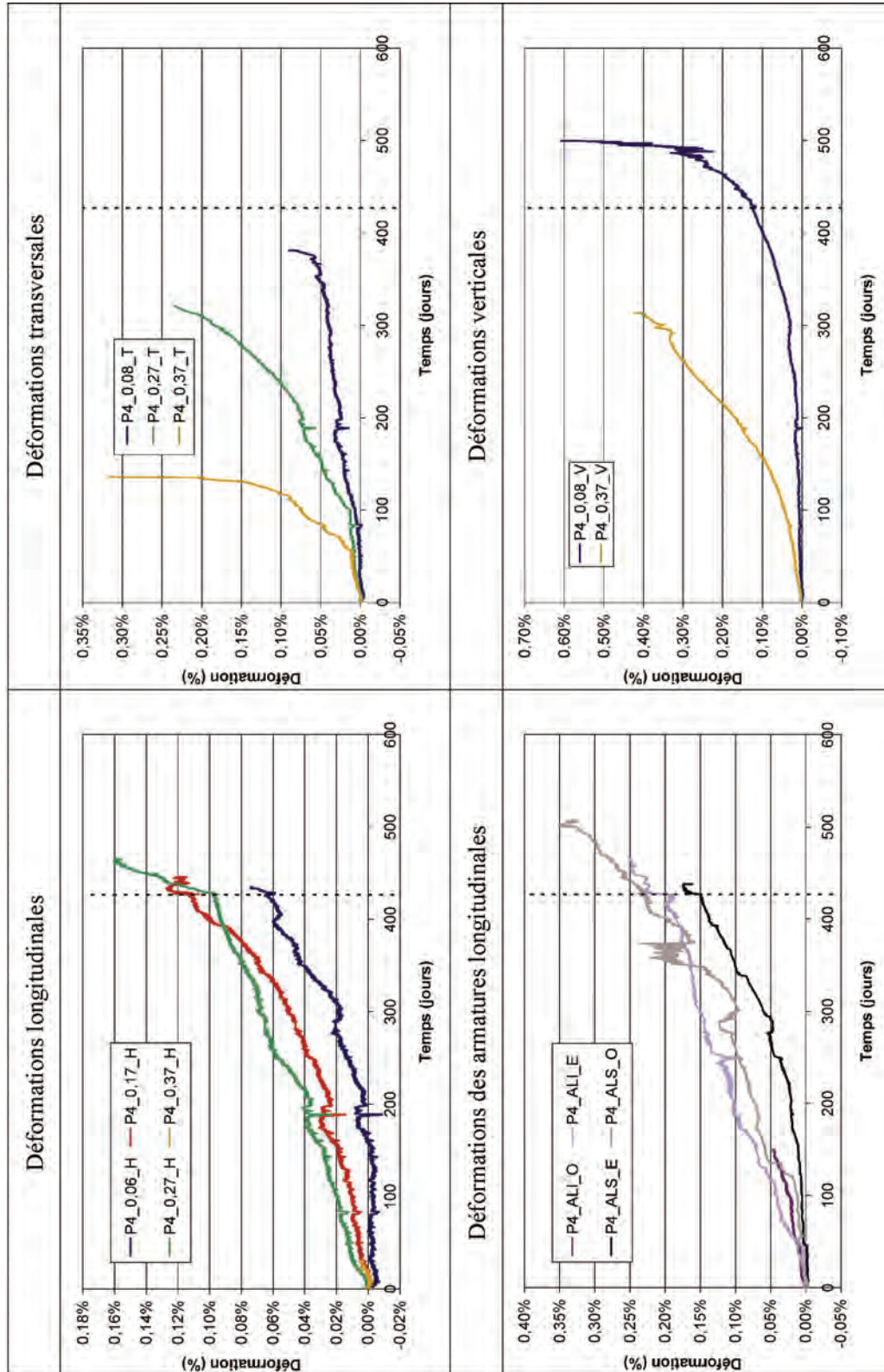


Figure A7. 16 : suivis dimensionnels locaux – poutre P4

A4.2 Suivis dimensionnels globaux

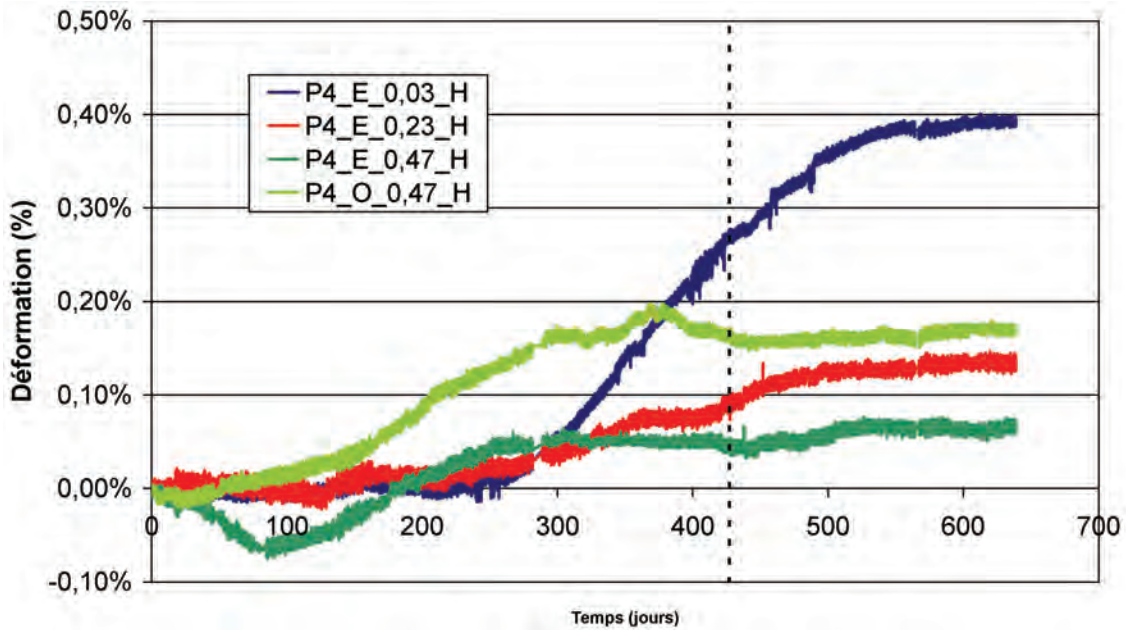


Figure A7. 17 : suivi des déformations horizontales globales – poutre P4

A4.3 Suivis des flèches

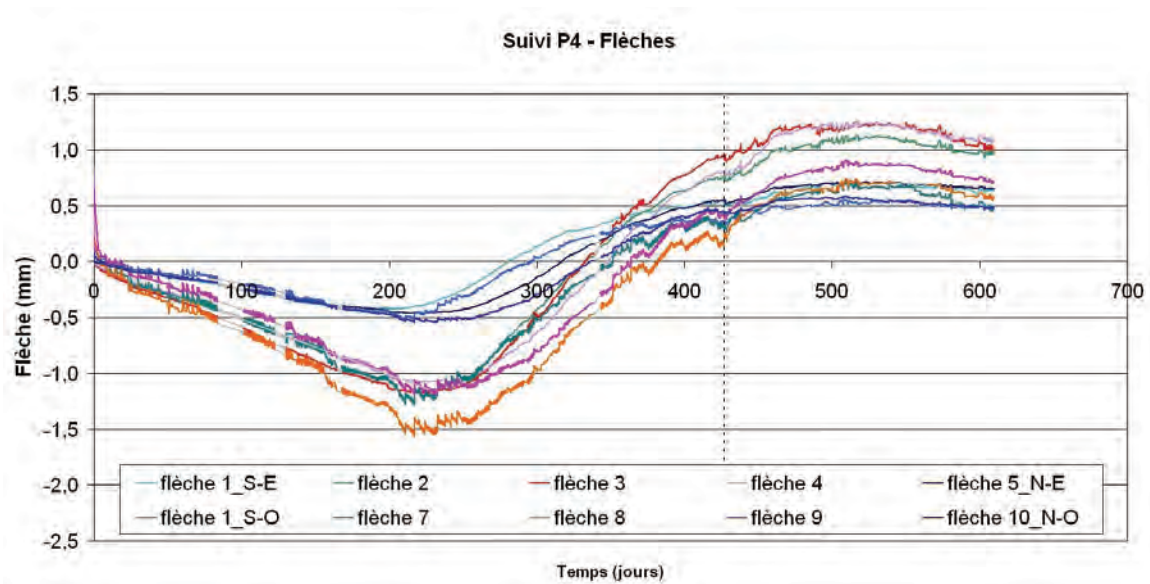


Figure A7. 18 : suivi des flèches – poutre P4

A4.4 Fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres

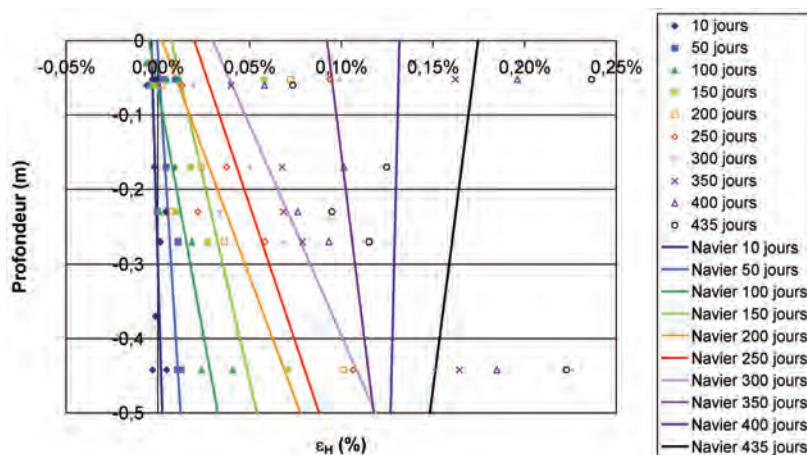


Figure A7. 19 : profil de déformation horizontale moyen – poutre P4

Tableau A7. 4 : profil de déformation horizontale moyen – poutre P4

Échéance (j)	Courbure χ	Déformation moyenne	Ecart quadratique
10	-1,21E-04	-0,0006%	0,0028%
50	-2,54E-04	0,0060%	0,0044%
100	-7,53E-04	0,0139%	0,0078%
150	-9,34E-04	0,0307%	0,0215%
200	-1,51E-03	0,0400%	0,0293%
250	-1,36E-03	0,0539%	0,0305%
300	-1,78E-03	0,0742%	0,0329%
350	-5,09E-04	0,0742%	0,0466%
400	9,61E-05	0,1293%	0,0562%
435	5,25E-04	0,1614%	0,0735%

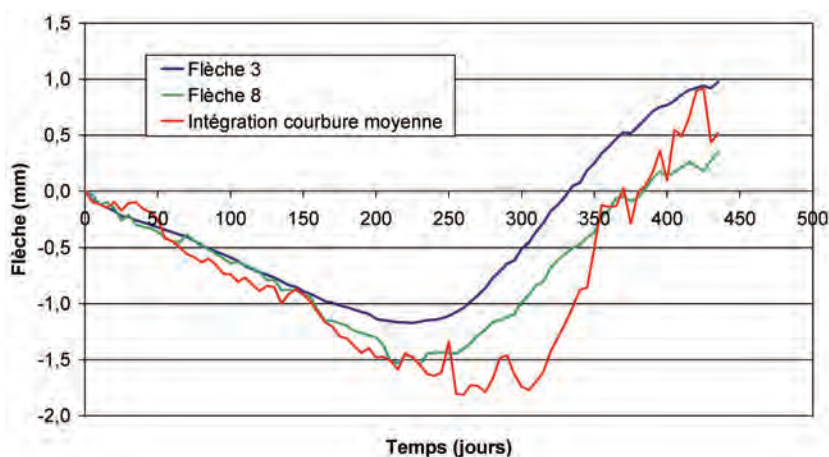


Figure A7. 20 : intégration de la courbure moyenne – poutre P4

A5 Suivis dimensionnels de P5

A5.1 Suivis dimensionnels locaux

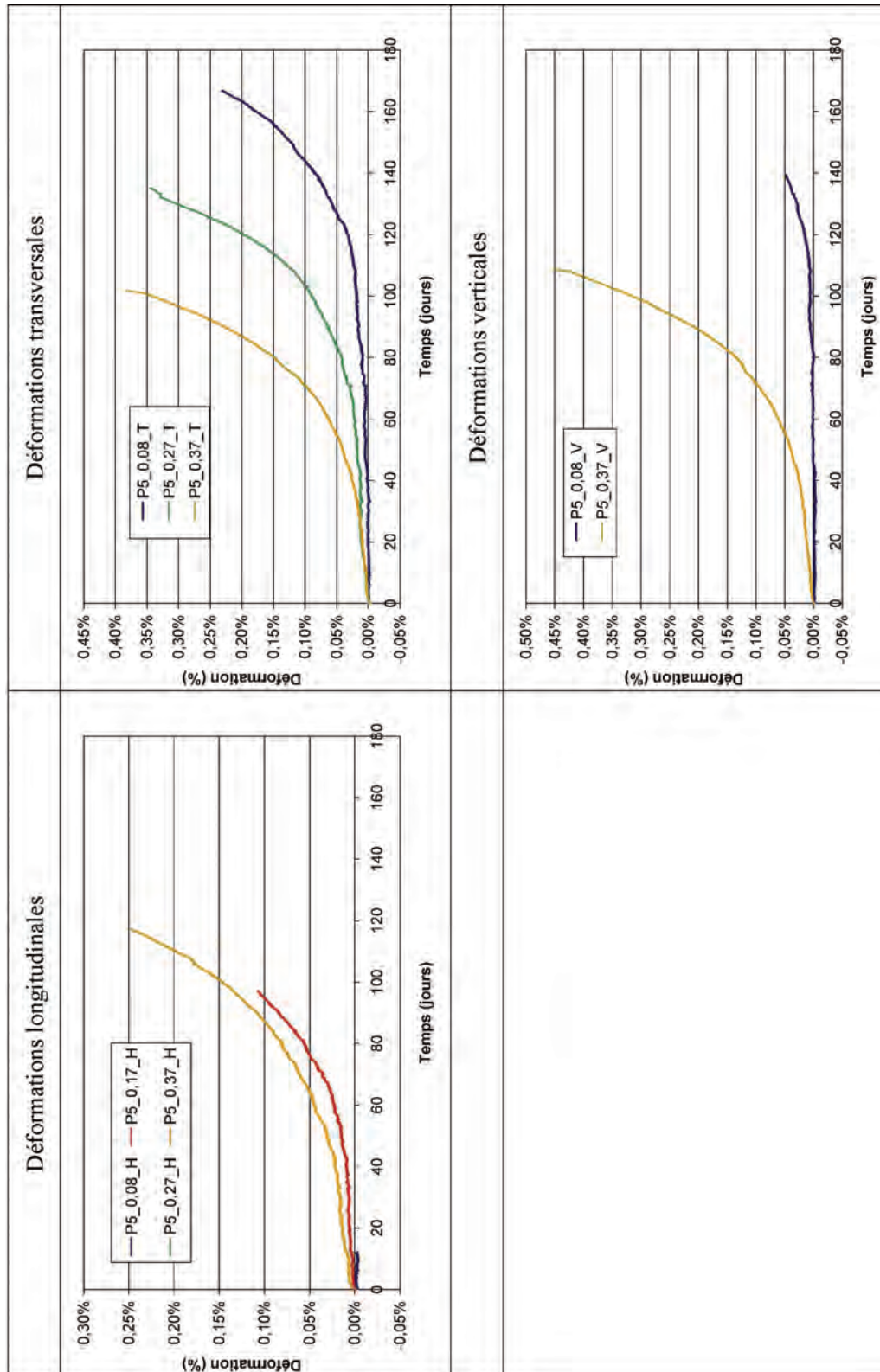


Figure A7. 21 : suivis dimensionnels locaux – poutre P5

A5.2 Suivis dimensionnels globaux

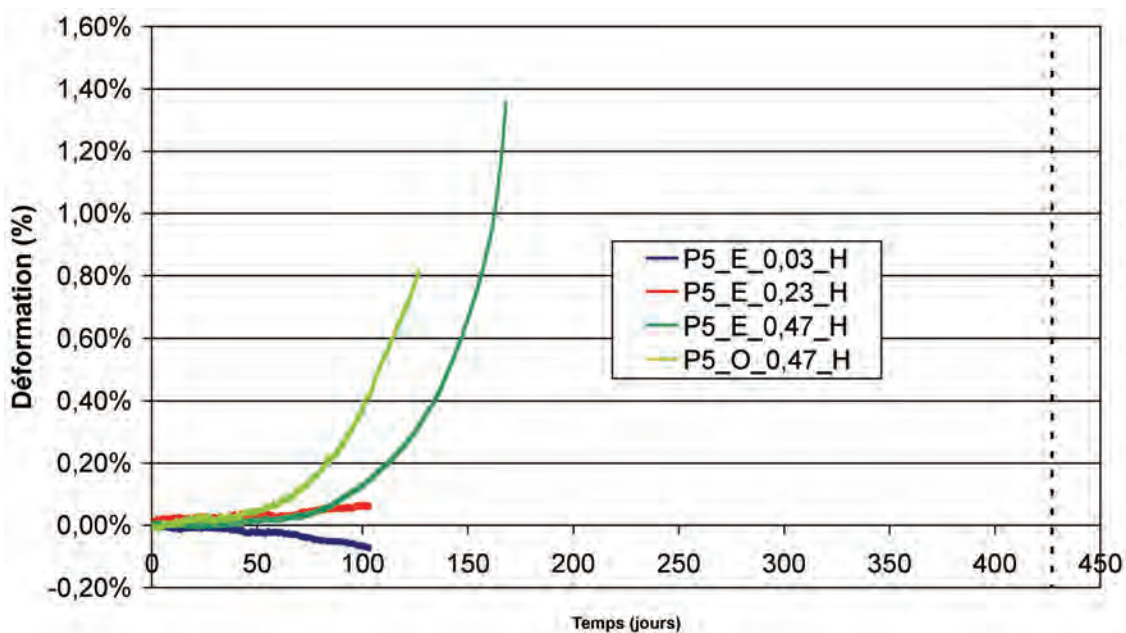


Figure A7. 22 : suivi des déformations horizontales globales – poutre P5

A5.3 Suivis des flèches

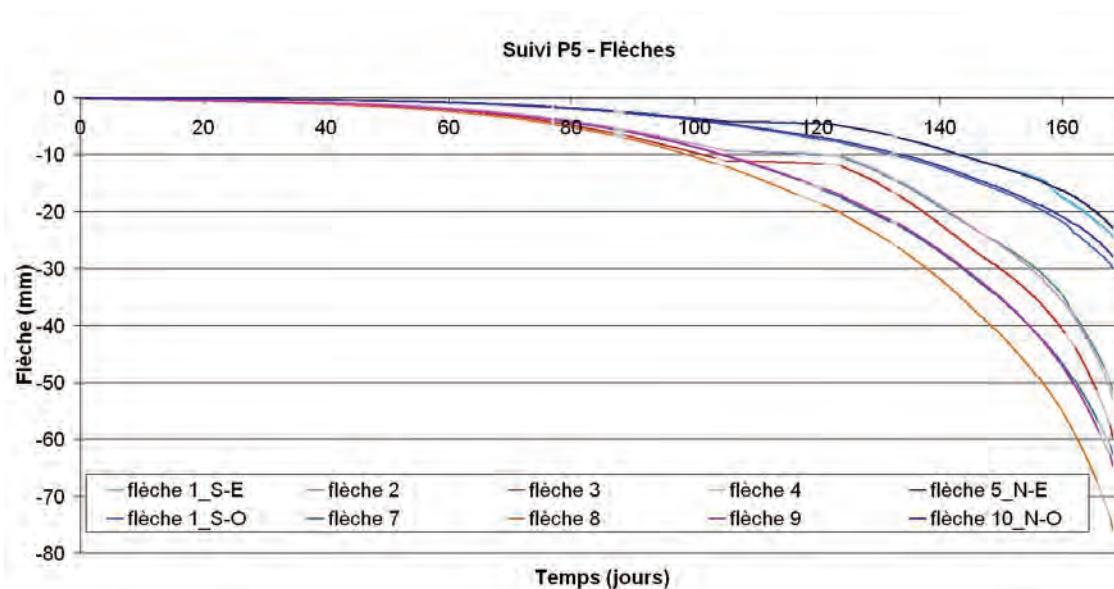


Figure A7. 23 : suivi des flèches – poutre P5

A5.4 Fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres

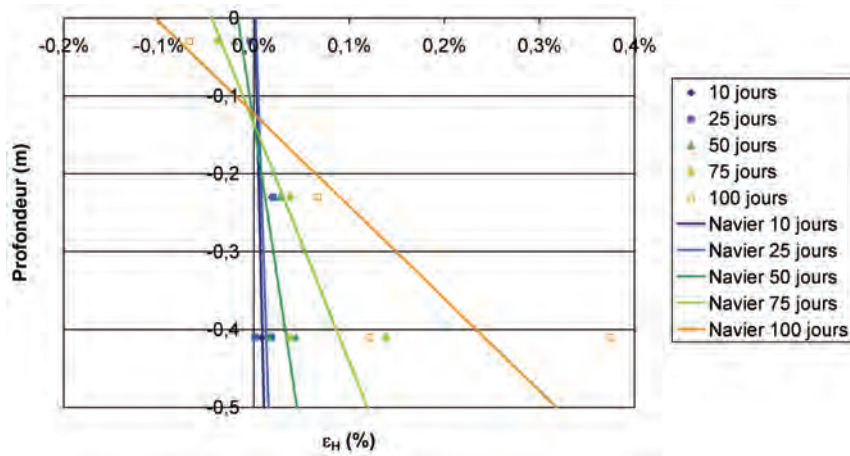


Figure A7. 24 : profil de déformation horizontale moyen – poutre P5

Tableau A7. 5 : profil de déformation horizontale moyen – poutre P5

Échéance (j)	Courbure χ	Déformation moyenne	Ecart quadratique
10	-1,91E-04	0,0058%	0,0079%
25	-2,70E-04	0,0086%	0,0093%
50	-1,25E-03	0,0141%	0,0133%
75	-3,27E-03	0,0375%	0,0361%
100	-8,44E-03	0,1071%	0,0906%

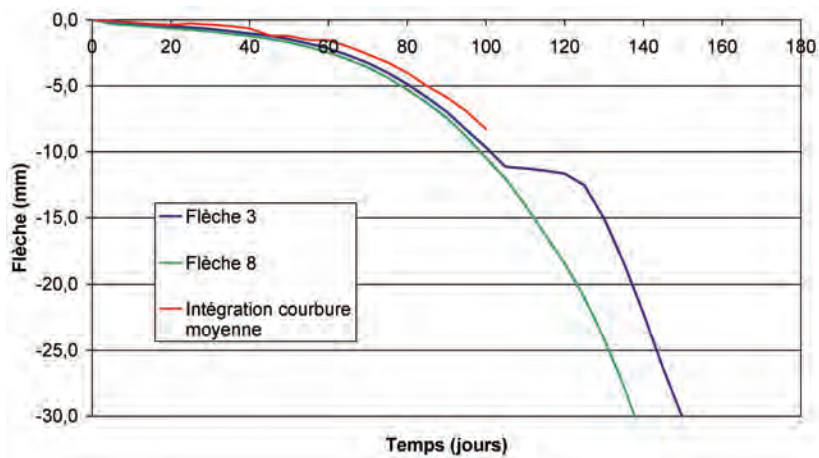


Figure A7. 25 : intégration de la courbure moyenne – poutre P5

A6 Suivis dimensionnels de P6

A6.1 Suivis dimensionnels locaux

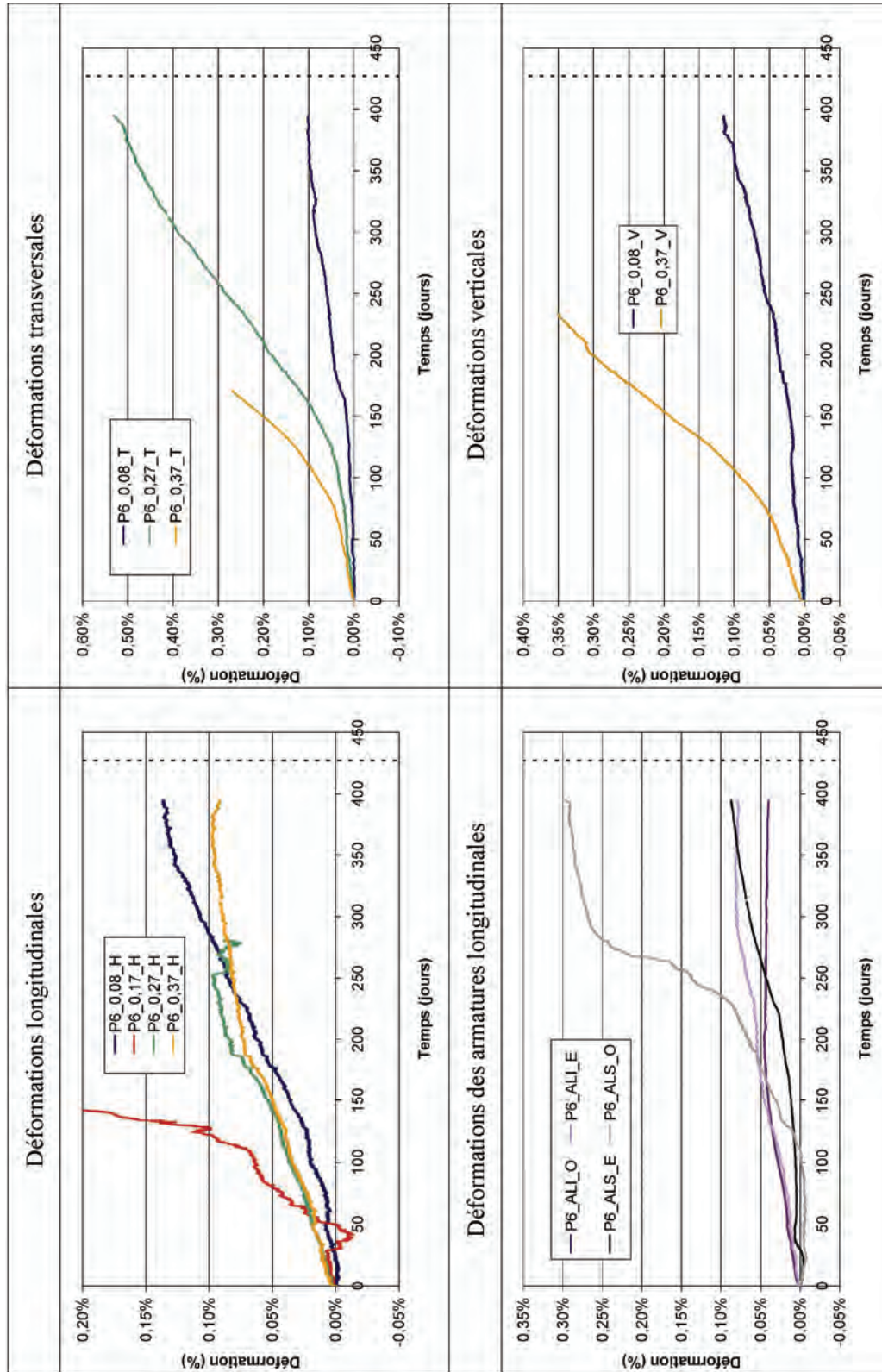


Figure A7. 26 : suivis dimensionnels locaux – poutre P6

A6.2 Suivis dimensionnels globaux

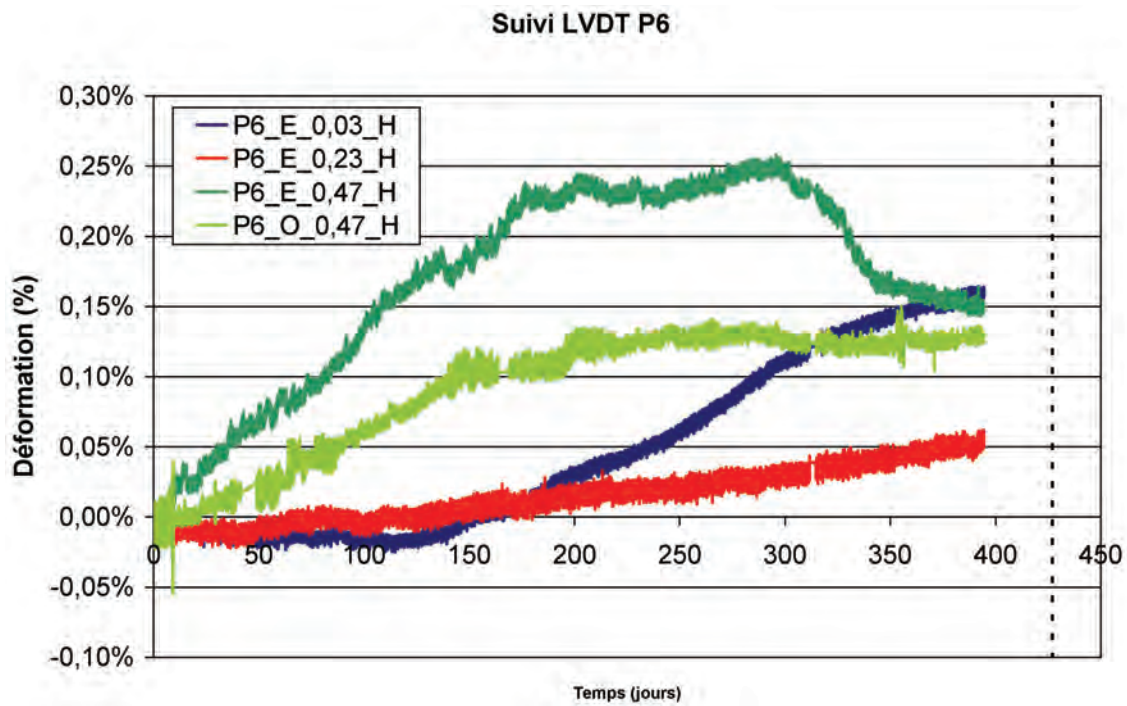


Figure A7. 27 : suivi des déformations horizontales globales – poutre P6

A6.3 Suivis des flèches

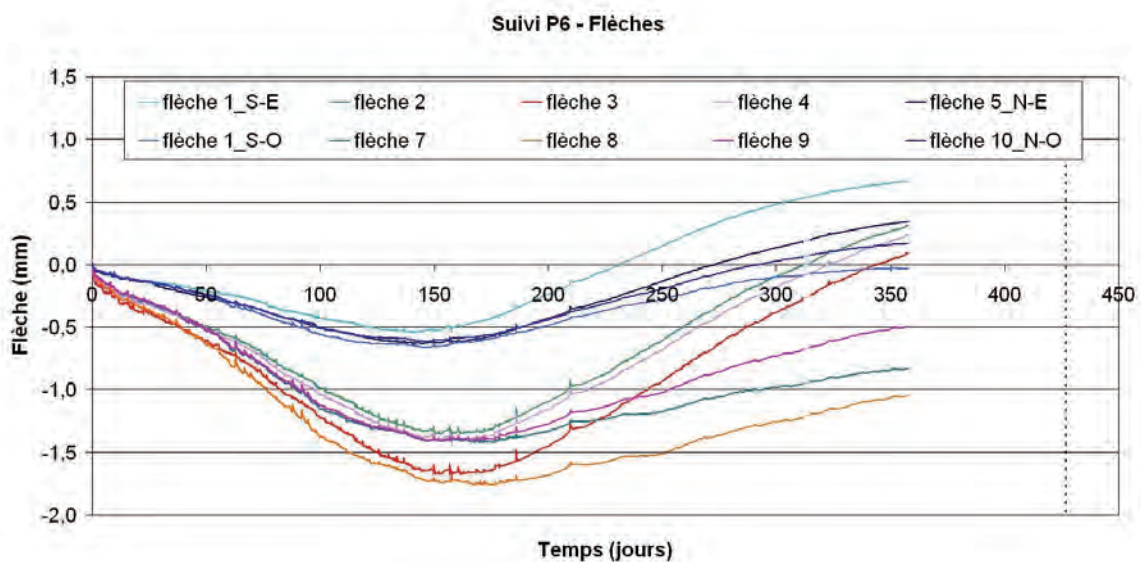


Figure A7. 28 : suivi des flèches – poutre P6

A6.4 Fonctionnement structurel dans le cadre de la théorie des poutres

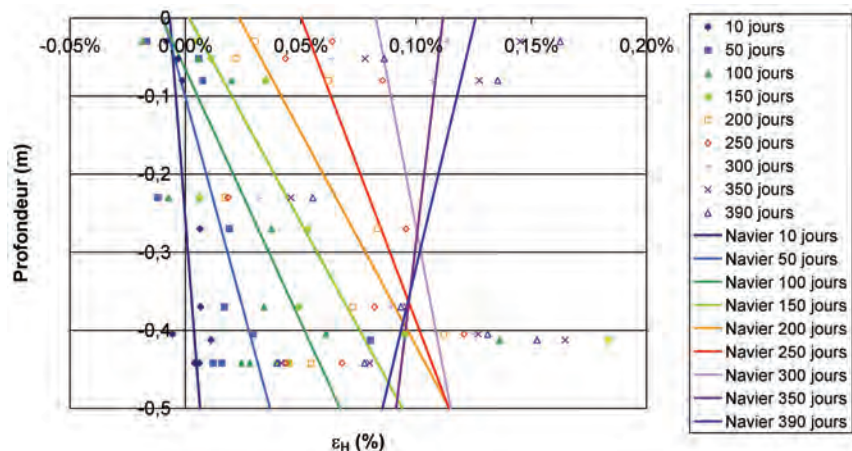


Figure A7. 29 : profil de déformation horizontale moyen – poutre P6

Tableau A7. 6 : profil de déformation horizontal moyen – poutre P6

Échéance (j)	Courbure χ	Déformation moyenne	Ecart quadratique
10	-2,62E-04	-0,0002%	0,0058%
50	-9,22E-04	0,0136%	0,0206%
100	-1,55E-03	0,0284%	0,0329%
150	-1,85E-03	0,0478%	0,0413%
200	-1,82E-03	0,0689%	0,0526%
250	-1,28E-03	0,0823%	0,0523%
300	-6,49E-04	0,0988%	0,0595%
350	4,05E-04	0,1015%	0,0402%
390	8,09E-04	0,1056%	0,0387%

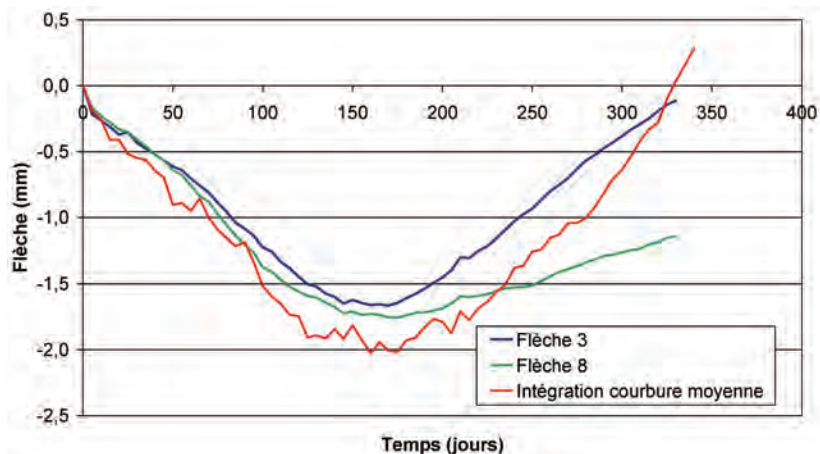


Figure A7. 30 : intégration de la courbure moyenne – poutre P6

A7 Synthèse du suivi des flèches

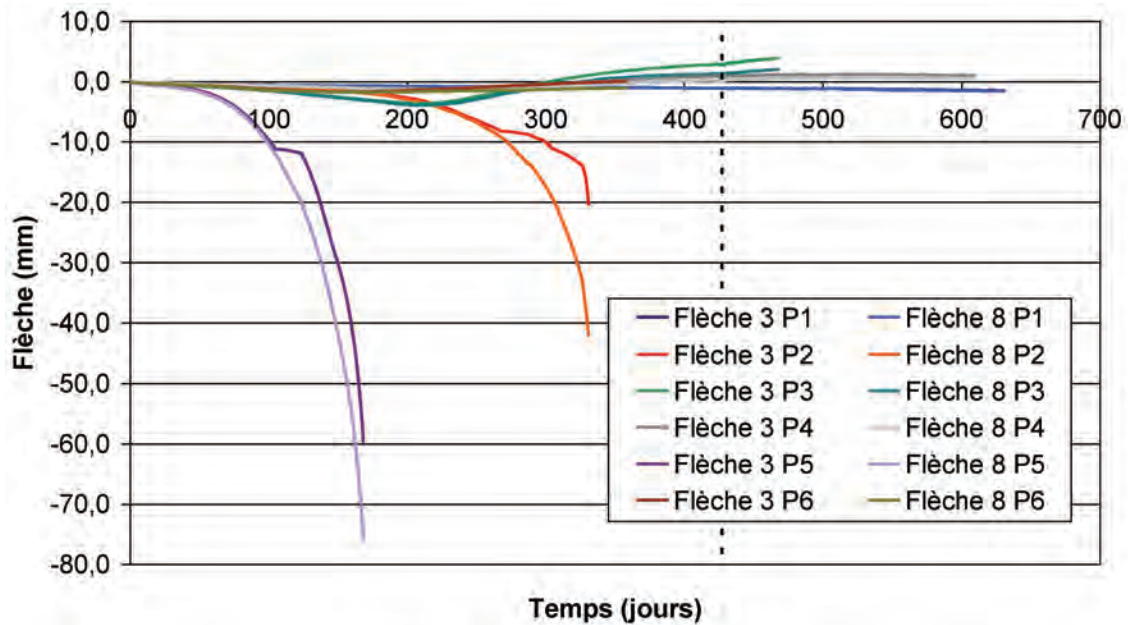


Figure A7. 31 : suivi des flèches des poutres

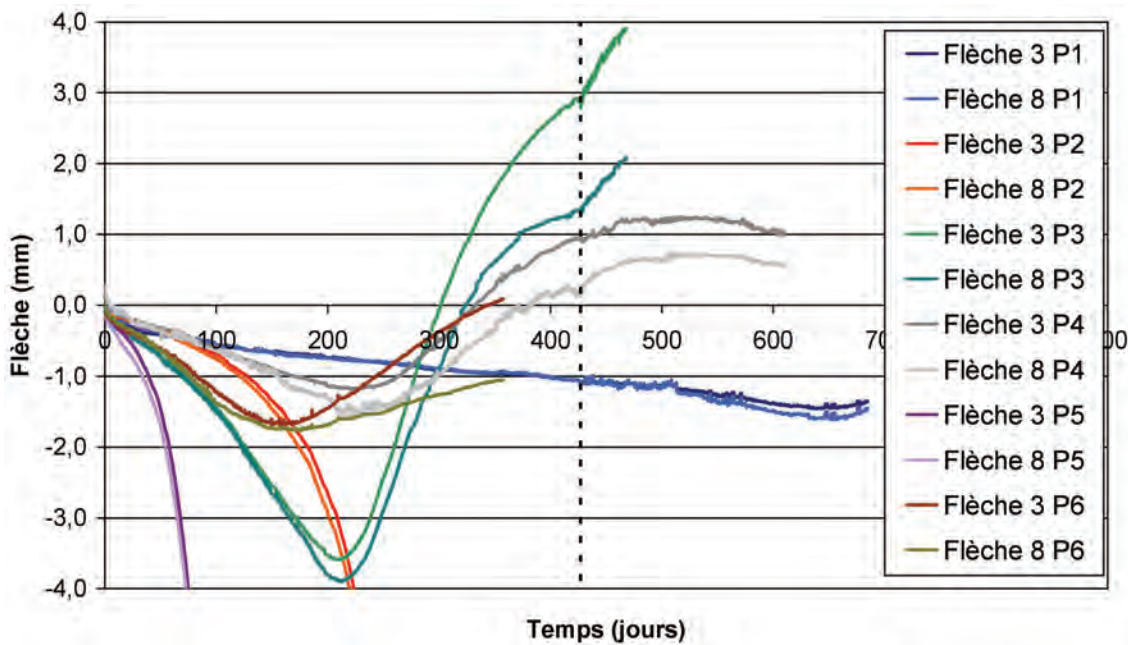


Figure A7. 32 : suivi des flèches des poutres (zoom)

A8 Synthèse du suivi massique global

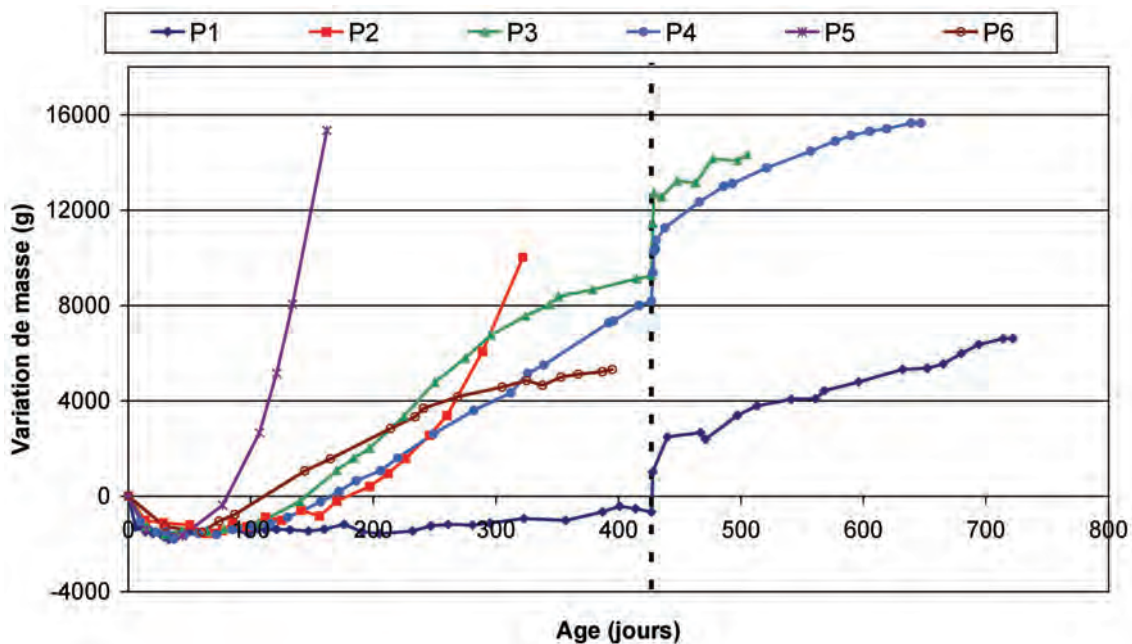


Figure A7.33 : suivi massique global des poutres

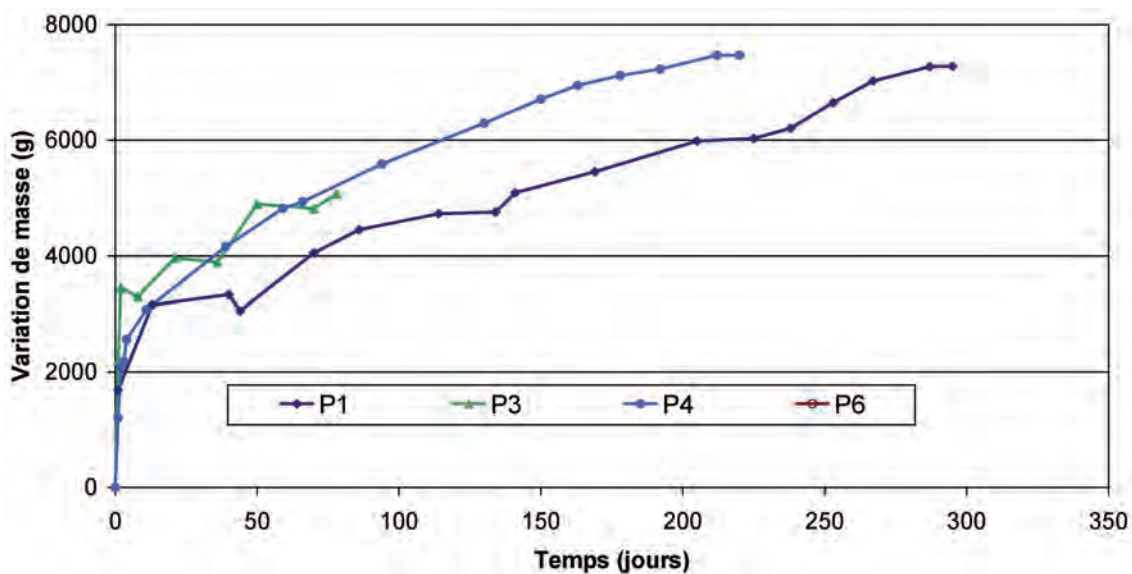


Figure A7.34 : suivi massique global des poutres après recalage du temps et des masses à l'instant de remouillage

Annexe 8 Détail des calculs de modélisation des poutres

A1	Calcul d'incertitude des modélisations hydriques	561
A1.1	Calcul d'incertitude du paramètre P du modèle de comportement hydrique binaire des poutres	561
A1.2	Calcul d'incertitude du paramètre D du modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré par la cinétique d'imbibition globale.....	563
A2	Modélisation RdM des poutres	564
A2.1	Principe de modélisation	564
A2.2	Cas d'une poutre non armée avec module d'Young considéré constant	566
A2.2.1	Résolution du système	566
A2.2.2	Incertitude sur les déformations et les flèches – modèle de comportement hydrique binaire	567
A2.2.3	Incertitude sur les déformations et les flèches – modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré	568
A2.3	Cas d'une poutre non armée avec variation du module d'Young sous les effets d'une réaction de gonflement interne	569
A2.3.1	Résolution du système	569
A2.3.2	Incertitude sur les déformations et les flèches – modèle de comportement hydrique binaire	570
A2.3.3	Incertitude sur les déformations et les flèches – modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré	572
A2.4	Cas d'une poutre armée avec module d'Young considéré constant.....	574
A2.5	Cas d'une poutre armée avec variation du module d'Young sous les effets d'une réaction de gonflement interne	575
A2.5.1	Résolution du système	575
A2.5.2	Incertitude sur les déformations et les flèches – modèle de comportement hydrique binaire	576
A2.5.3	Incertitude sur les déformations et les flèches – modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré	577

A1 Calcul d'incertitude des modélisations hydriques

Dans le Chapitre 5, on propose différentes modélisations afin de retranscrire les mouvements hydriques dans les structures. Cette section propose un calcul des incertitudes inhérentes aux différents calculs menés.

A1.1 Calcul d'incertitude du paramètre P du modèle de comportement hydrique binaire des poutres

L'expression du paramètre P du modèle de comportement hydrique binaire des poutres est donnée par la relation (1) :

$$\begin{aligned}
 P &= \left(\frac{\Delta M_{\text{global}}(t) - M_v \cdot \int_{\text{ps}} \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\gamma} (z, t) \cdot dz}{M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuve}} (\infty)} \right) \cdot \frac{1 + \exp\left(-\frac{t - \tau_{1_m}}{\tau_{c_m}}\right)}{1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_{c_m}}\right)} \\
 &= \left(\frac{\text{Pesée} - \text{Gamma}}{M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuve}} (\infty)} \right) \cdot \frac{1 + \exp\left(-\frac{t - \tau_{1_m}}{\tau_{c_m}}\right)}{1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_{c_m}}\right)} \\
 &= f \left(\text{Pesée}, \text{Gamma}, \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuve}} (\infty), \tau_{c_m}, \tau_{1_m} \right)
 \end{aligned} \tag{1}$$

Par conséquent, il vient :

$$\begin{aligned}
 dP &= \frac{\partial P}{\partial \text{Pesée}} \cdot d\text{Pesée} + \frac{\partial P}{\partial \text{Gamma}} \cdot d\text{Gamma} + \frac{\partial P}{\partial \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuve}} (\infty)} \cdot d \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuve}} (\infty) \\
 &+ \frac{\partial P}{\partial \tau_{c_m}} \cdot d\tau_{c_m} + \frac{\partial P}{\partial \tau_{1_m}} \cdot d\tau_{1_m}
 \end{aligned} \tag{2}$$

En considérant les sources d'incertitude comme indépendantes, il vient (3).

$$u_P = \sqrt{\left(\left(\frac{\partial P}{\partial \text{Pesée}} \right)^2 \cdot u_{\text{Pesée}}^2 + \left(\frac{\partial P}{\partial \text{Gamma}} \right)^2 \cdot u_{\text{Gamma}}^2 + \left(\frac{\partial P}{\partial \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuvette}}} \right)^2 \cdot u_{\left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuvette}}}^2 \right) + \left(\frac{\partial P}{\partial \tau_{c_m}} \right)^2 \cdot u_{\tau_{c_m}}^2 + \left(\frac{\partial P}{\partial \tau_{l_m}} \right)^2 \cdot u_{\tau_{l_m}}^2} \quad (3)$$

Le calcul des dérivées partielles donne les résultats suivants :

$$\frac{\partial P}{\partial \text{Pesée}} = \frac{1}{M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuvette}} (\infty)} \cdot \frac{1}{S(t)} \quad (4)$$

$$\frac{\partial P}{\partial \text{Gamma}} = - \frac{1}{M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuvette}} (\infty)} \cdot \frac{1}{S(t)} \quad (5)$$

$$\frac{\partial P}{\partial \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuvette}} (\infty)} = - \frac{\frac{\Delta M_{\text{global}}(t)}{S_p} - M_v \cdot \int_{\text{ps}} \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\gamma} (z, t) \cdot dz}{M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuvette}}^2 (\infty)} \cdot \frac{1}{S(t)} \quad (6)$$

$$\frac{\partial P}{\partial \tau_{c_m}} = \frac{\frac{\Delta M_{\text{glob}}(t)}{S_p} - M_v \cdot \int_{\text{ps}} \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\gamma} dz}{M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuvette}} (\infty)} \cdot \frac{e^{\left(\frac{t+\tau_{l_m}}{\tau_{c_m}} \right)} \cdot t - e^{\left(\frac{t+\tau_{l_m}}{\tau_{c_m}} \right)} \cdot \tau_{l_m} + e^{\left(\frac{t}{\tau_{c_m}} \right)} \cdot t + e^{\left(\frac{\tau_{l_m}}{\tau_{c_m}} \right)} \cdot \tau_{l_m}}{\left(e^{\left(\frac{t}{\tau_{c_m}} \right)} - 1 \right)^2 \cdot \tau_{c_m}^2} \quad (7)$$

$$\frac{\partial P}{\partial \tau_{l_m}} = \frac{\frac{\Delta M_{\text{global}}(t)}{S_p} - M_v \cdot \int_{\text{ps}} \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\gamma} (z, t) \cdot dz}{M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{épreuvette}} (\infty)} \cdot \frac{e^{\left(\frac{\tau_{l_m}}{\tau_{c_m}} \right)}}{\left(e^{\left(\frac{t}{\tau_{c_m}} \right)} - 1 \right) \cdot \tau_{c_m}} \quad (8)$$

Avec :

$$S(t) = \frac{1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_{c_m}}\right)}{1 + \exp\left(-\frac{t - \tau_{l_m}}{\tau_{c_m}}\right)} \quad (9)$$

Les valeurs d'incertitude des différents paramètres sont les suivantes :

$$\begin{cases} u_{\text{Pesée}} = 130 \text{ g/m}^2 \\ u_{\text{Gamma}} = 530 \text{ g/m}^2 \\ u_{\left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\text{épreuve}}(\infty)} = \text{écart type déterminé par les essais de gonflement libre} \\ u_{\tau_{c_m}} = u_{\tau_{1_m}} = 20 \text{ jours} \end{cases}$$

Les incertitudes de pesée et de gammadensimétrie sont issues des essais de qualification de ces appareils. Les incertitudes sur les paramètres τ_{c_m} et τ_{1_m} ont été prises égales à 20 jours : devant le manque de données expérimentales permettant de confirmer notre hypothèse de cinétique de remontée du front d'imbibition, il a été choisi de réaliser une estimation sécuritaire de l'incertitude en choisissant cette valeur élevée. La valeur des incertitudes est donnée dans le Chapitre 4. Pour les poutres P1, P3, P4 et P6 dont les expansions restent modérées, l'incertitude est de l'ordre de 5 cm. En revanche, pour les poutres P2 et P5, elle est de l'ordre de 20 cm et caractérise les difficultés d'évaluation de la position du front d'imbibition pour des structures aussi réactives.

A1.2 Calcul d'incertitude du paramètre D du modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré par la cinétique d'imbibition globale

L'expression du paramètre de D du modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré par la cinétique d'imbibition globale de la poutre est donnée par :

$$\begin{aligned} D &= \left(\frac{\frac{\Delta M_{\text{global}}(t)}{S_p} - M_v \cdot \int_{ps} \left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\gamma}(z, t) \cdot dz}{M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\text{épreuve}}(t)} - 0,07 \right) \cdot \frac{1}{\sqrt{t}} \\ &= \left(\frac{\text{Pesée} - \text{Gamma}}{M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\text{épreuve}}(t)} - 0,07 \right) \cdot \frac{1}{\sqrt{t}} \\ &= f \left(\text{Pesée}, \text{Gamma}, \left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\text{épreuve}}(t) \right) \end{aligned} \quad (10)$$

En considérant les sources d'incertitude comme indépendantes, il vient :

$$u_D = \sqrt{\left(\frac{\partial D}{\partial \text{Pesée}}\right)^2 \cdot u_{\text{Pesée}}^2 + \left(\frac{\partial D}{\partial \text{Gamma}}\right)^2 \cdot u_{\text{Gamma}}^2 + \left(\frac{\partial D}{\partial \left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\text{épreuve}}(t)}\right)^2 \cdot u_{\left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\text{épreuve}}(t)}^2} \quad (11)$$

Le calcul des dérivées partielles donne les résultats suivants :

$$\frac{\partial D}{\partial \text{Pesée}} = \frac{1}{M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\text{épreuve}}(t)} \cdot \frac{1}{\sqrt{t}} \quad (12)$$

$$\frac{\partial D}{\partial \text{Gamma}} = -\frac{1}{M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\text{épreuve}}(t)} \cdot \frac{1}{\sqrt{t}} \quad (13)$$

$$\frac{\partial D}{\partial \left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\text{épreuve}}(t)} = -\frac{\frac{\Delta M_{\text{global}}(t)}{S_p} - M_v \cdot \int_{ps} \left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\gamma}(z, t) \cdot dz}{M_v \cdot \left(\frac{\delta m}{m}\right)_{\text{épreuve}}^2(t)} \cdot \frac{1}{\sqrt{t}} \quad (14)$$

Tout comme pour le paramètre P, l'incertitude sur D est fonction des poutres considérées. Pour des poutres fortement armées, les incertitudes restent modérées et de l'ordre de 1 à $2 \cdot 10^{-3} \text{ m.jour}^{-1/2}$. Pour les poutres non armées dont les déformations sont bien plus conséquentes, l'incertitude est de l'ordre de $5 \cdot 10^{-3} \text{ m.jour}^{-1/2}$ et caractérise les plus fortes variations hydriques dans ces structures.

A2 Modélisation RdM des poutres

A2.1 Principe de modélisation

Par convention, l'axe suivant la hauteur de la poutre (z) est orienté vers le haut et son origine est fixée au niveau de la face supérieure de la poutre. Par conséquent, les profondeurs considérées pour les structures sont négatives.

Principe de la modélisation RdM des poutres :

1. Détermination du profil de variation massique au cours du temps : évaluation du profil de séchage et de la hauteur de remontée du front d'imbibition (les dimensions sont exprimées en m).

$$\left\{ \begin{aligned} \Delta M(t) &= M_v \cdot S \cdot \int_0^h \frac{\delta m}{m} dz \\ &= M_v \cdot S \cdot \left[\int_0^d \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{séchage}}(z, t) \cdot dz + \int_{h+P(t)}^h \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{imbibition}}(t) \cdot dz \right] \\ M_v &= \text{masse volumique} = \text{donnée d'entrée} \\ S &= 3 \cdot 0,25 = \text{section transversale} \\ \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{séchage}}(z, t) &= \text{profil de séchage (gammadensimétrie)} = \text{donnée d'entrée} \\ P(t) &= \text{hauteur de remontée du front d'imbibition} = \text{donnée d'entrée} \\ h &= -0,5 = \text{hauteur de section} \\ d &= \text{profondeur de séchage} \\ \left(\frac{\delta m}{m} \right)_{\text{imbibition}}(t) &= \text{variation massique du matériau imbibé} = \text{donnée d'entrée} \end{aligned} \right.$$

2. Détermination du profil de déformation imposée à partir du profil hydrique
a. Partie séchante :

$$\left\{ \begin{aligned} z &\in [0; d] \\ \varepsilon_{\text{imp}}(z, t) &= \frac{\varepsilon_{\text{ret}}(t)}{-0,01 - d} \cdot (z - d) \\ \varepsilon_{\text{ret}}(t) &= \text{déformation de retrait à } 0,01 \text{ m de profondeur établie à partir des} \\ &\text{résultats d'essais sur éprouvettes de gonflement libre et des variations massiques} \\ &\text{locales de la poutre établies par gammadensimétrie} \end{aligned} \right.$$

- b. Partie affectée par le front d'imbibition :

$$\left\{ \begin{aligned} z &\in [h + P(t); h] \\ \varepsilon_{\text{imp}}(t) &= \varepsilon_{\text{imp_imbibition}}(t) \\ \varepsilon_{\text{imp_imbibition}}(t) &= \text{déformation imposée dans la partie imbibée fonction} \\ &\text{de la modélisation considérée} \end{aligned} \right.$$

- c. Partie non affectée par les échanges hydriques :

$$\left\{ \begin{aligned} z &\in [d; h + P(t)] \\ \varepsilon_{\text{imp}}(t) &= \varepsilon_{\text{imp_scellé}}(t) \\ \varepsilon_{\text{imp_scellé}}(t) &= \text{déformation imposée dans la partie non soumise à un échange} \\ &\text{hydrique fonction de la modélisation considérée} \end{aligned} \right.$$

3. Ecriture et résolution des équations d'équilibre des efforts intérieurs

$$\begin{cases} N = \int_0^h \sigma(z) \cdot b \cdot dz = 0 \\ M = \int_0^h \sigma(z) \cdot z \cdot b \cdot dz = 0 \\ b = \text{largeur de la poutre} \end{cases} \quad (15)$$

Pour résoudre le problème, on pose les deux hypothèses suivantes :

- Hypothèse de chemo-élasticité :

$$\sigma(z) = E \cdot (\varepsilon(z) - \varepsilon_{\text{imp}}(z)) \quad (16)$$

- Hypothèse de validité de la théorie des poutres (les sections droites restent planes) :

$$\varepsilon = \varepsilon_0' \cdot z + \varepsilon_0 \quad (17)$$

A2.2 Cas d'une poutre non armée avec module d'Young considéré constant

A2.2.1 Résolution du système

La combinaison des relations (15), (16) et (17) aboutit au système (18) de deux équations à 2 inconnues :

$$\begin{cases} N = \int_0^h \sigma(z) \cdot b \cdot dz = 0 \\ M = \int_0^h \sigma(z) \cdot z \cdot b \cdot dz = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \varepsilon_0' \cdot \frac{h^2}{2} + \varepsilon_0 \cdot h = \int_0^h \varepsilon_{\text{imp}}(z) \cdot dz = I_n \\ \varepsilon_0' \cdot \frac{h^3}{3} + \varepsilon_0 \cdot \frac{h^2}{2} = \int_0^h \varepsilon_{\text{imp}}(z) \cdot z \cdot dz = I_m \end{cases} \quad (18)$$

La résolution du système aboutit aux relations données par (19) :

$$\begin{cases} \varepsilon_0' = -\frac{12}{h^3} \cdot \left(\frac{h}{2} \cdot I_n - I_m \right) \\ \varepsilon_0 = \frac{4}{h} \cdot I_n - \frac{6}{h^2} \cdot I_m \end{cases} \quad (19)$$

Le calcul des intégrales I_n et I_m donne les résultats suivant :

$$\begin{cases} I_n(t) = \frac{\varepsilon_{ret}(t)}{-0,01-d} \cdot \left(-\frac{d^2}{2}\right) + \varepsilon_{imp_imbib}(t) \cdot (h - P(t)) + \varepsilon_{imp_scellé}(t) \cdot (P(t) - d) \\ I_m(t) = \frac{\varepsilon_{ret}(t)}{-0,01-d} \cdot \left(-\frac{d^3}{6}\right) + \varepsilon_{imp_imbib}(t) \cdot \left(\frac{h^2}{2} - \frac{P(t)^2}{2}\right) + \varepsilon_{imp_scellé}(t) \cdot \left(\frac{P(t)^2}{2} - \frac{d^2}{2}\right) \end{cases} \quad (20)$$

A2.2.2 Incertitude sur les déformations et les flèches – modèle de comportement hydrique binaire

Dans le cas du modèle de comportement hydrique binaire (cf. section A1.1), il est possible d'écrire :

$$P(t) = h + P \cdot S(t) \quad (21)$$

Dans ce cas, il vient :

$$\begin{cases} I_n(t) = \frac{\varepsilon_{ret}(t)}{-0,01-d} \cdot \left(-\frac{d^2}{2}\right) - \varepsilon_{imp_imbib}(t) \cdot P \cdot S(t) + \varepsilon_{imp_scellé}(t) \cdot (h + P \cdot S(t) - d) \\ \quad = f(\varepsilon_{ret}, \varepsilon_{imp_imbib}, \varepsilon_{imp_scellé}, P, d) \\ I_m(t) = \frac{\varepsilon_{ret}(t)}{-0,01-d} \cdot \left(-\frac{d^3}{6}\right) + \varepsilon_{imp_imbib}(t) \cdot \left(\frac{h^2}{2} - \frac{(h + P \cdot S(t))^2}{2}\right) + \varepsilon_{imp_scellé}(t) \cdot \left(\frac{(h + P \cdot S(t))^2}{2} - \frac{d^2}{2}\right) \\ \quad = g(\varepsilon_{ret}, \varepsilon_{imp_imbib}, \varepsilon_{imp_scellé}, P, d) \end{cases} \quad (22)$$

De par l'écriture du champ de déformation, les sources d'incertitudes de I_n et I_m sont également celles de ε . Par conséquent, en considérant les sources d'incertitude comme indépendantes, il vient :

$$u_{\varepsilon(z)} = \sqrt{\left(\frac{\partial \varepsilon(z)}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} \cdot u_{\varepsilon_{imp_imbib}}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varepsilon(z)}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} \cdot u_{\varepsilon_{imp_scellé}}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varepsilon(z)}{\partial \varepsilon_{ret}} \cdot u_{\varepsilon_{ret}}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varepsilon(z)}{\partial P} \cdot u_P\right)^2 + \left(\frac{\partial \varepsilon(z)}{\partial d} \cdot u_d\right)^2} \quad (23)$$

En notant X_i chacune des sources d'incertitude, il vient :

$$u_{\varepsilon(z)} = \sqrt{\left(\sum_{i=1}^5 \frac{\partial \varepsilon(z)}{\partial X_i} u_{X_i}\right)^2} \quad (24)$$

De par l'écriture du champ de déformation, on peut écrire :

$$\frac{\partial \varepsilon(z)}{\partial X_i} = \frac{\partial \varepsilon_0}{\partial X_i} \cdot z + \frac{\partial \varepsilon_0}{\partial X_i} \quad (25)$$

Enfin, en combinant les équations (19) et (25), on obtient :

$$\begin{cases} \frac{\partial \varepsilon_0'}{\partial X_i} = -\frac{12}{h^3} \cdot \left(\frac{h}{2} \cdot \frac{\partial I_n}{\partial X_i} - \frac{\partial I_m}{\partial X_i} \right) \\ \frac{\partial \varepsilon_0}{\partial X_i} = \frac{4}{h} \cdot \frac{\partial I_n}{\partial X_i} - \frac{6}{h^2} \cdot \frac{\partial I_m}{\partial X_i} \end{cases} \quad (26)$$

Le calcul des dérivées partielles donne :

$\frac{\partial I_n}{\partial \varepsilon_{\text{imp_imbib}}} = -P \cdot S(t)$	$\frac{\partial I_m}{\partial \varepsilon_{\text{imp_imbib}}} = \frac{h^2}{2} - \frac{(h + P \cdot S(t))^2}{2}$
$\frac{\partial I_n}{\partial \varepsilon_{\text{imp_scellé}}} = h + P \cdot S(t) - d$	$\frac{\partial I_m}{\partial \varepsilon_{\text{imp_scellé}}} = \frac{(h + P \cdot S(t))^2}{2} - \frac{d^2}{2}$
$\frac{\partial I_n}{\partial \varepsilon_{\text{ret}}} = \frac{1}{-0,01 - d} \cdot \left(-\frac{d^2}{2} \right)$	$\frac{\partial I_m}{\partial \varepsilon_{\text{ret}}} = \frac{1}{-0,01 - d} \cdot \left(-\frac{d^3}{6} \right)$
$\frac{\partial I_n}{\partial P} = (-\varepsilon_{\text{imp_imbib}} + \varepsilon_{\text{imp_scellé}}) \cdot S(t)$	$\frac{\partial I_m}{\partial P} = (\varepsilon_{\text{imp_scellé}} - \varepsilon_{\text{imp_imbib}}) \cdot (h + P \cdot S(t)) \cdot S(t)$
$\frac{\partial I_n}{\partial d} = \frac{100 \cdot d \cdot (50 \cdot d + 1)}{(100 \cdot d + 1)^2} \varepsilon_{\text{ret}} - \varepsilon_{\text{imp_scellé}}$	$\frac{\partial I_m}{\partial d} = \frac{50 \cdot d^2 \cdot (200 \cdot d + 3)}{3 \cdot (100 \cdot d + 1)^2} \varepsilon_{\text{ret}} - d \cdot \varepsilon_{\text{imp_scellé}}$

A2.2.3 Incertitude sur les déformations et les flèches – modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré

Dans le cas du modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré par la cinétique d'imbibition globale de la poutre (cf. section A1.2), il est possible d'écrire :

$$P(t) = h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t} \quad (27)$$

Dans ce cas, il vient :

$$\begin{cases} I_n(t) = \frac{\varepsilon_{\text{ret}}(t)}{-0,01 - d} \cdot \left(-\frac{d^2}{2} \right) - \varepsilon_{\text{imp_imbib}}(t) \cdot (0,07 + D \cdot \sqrt{t}) + \varepsilon_{\text{imp_scellé}}(t) \cdot (h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t} - d) \\ = f(\varepsilon_{\text{ret}}, \varepsilon_{\text{imp_imbib}}, \varepsilon_{\text{imp_scellé}}, D, d) \\ I_m(t) = \frac{\varepsilon_{\text{ret}}(t)}{-0,01 - d} \cdot \left(-\frac{d^3}{6} \right) + \varepsilon_{\text{imp_imbib}}(t) \cdot \left(\frac{h^2}{2} - \frac{(h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t})^2}{2} \right) + \varepsilon_{\text{imp_scellé}}(t) \cdot \left(\frac{(h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t})^2}{2} - \frac{d^2}{2} \right) \\ = g(\varepsilon_{\text{ret}}, \varepsilon_{\text{imp_imbib}}, \varepsilon_{\text{imp_scellé}}, P, d) \end{cases} \quad (28)$$

Le calcul des dérivées partielles donne :

$\frac{\partial I_n}{\partial \varepsilon_{\text{imp_imbib}}} = -(0,07 + D \cdot \sqrt{t})$	$\frac{\partial I_m}{\partial \varepsilon_{\text{imp_imbib}}} = -\frac{(0,07 + D \cdot \sqrt{t})(2h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t})^2}{2}$
$\frac{\partial I_n}{\partial \varepsilon_{\text{imp_scellé}}} = h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t} - d$	$\frac{\partial I_m}{\partial \varepsilon_{\text{imp_scellé}}} = -\frac{\left((D \cdot \sqrt{t})^2 + 2D \cdot \sqrt{t} \cdot (h + 0,07) + h^2 \right) + 0,14h - d^2 + 0,0049}{2}$
$\frac{\partial I_n}{\partial \varepsilon_{\text{ret}}} = \frac{1}{-0,01 - d} \cdot \left(-\frac{d^2}{2} \right)$	$\frac{\partial I_m}{\partial \varepsilon_{\text{ret}}} = \frac{1}{-0,01 - d} \cdot \left(-\frac{d^3}{6} \right)$
$\frac{\partial I_n}{\partial D} = (-\varepsilon_{\text{imp_imbib}} + \varepsilon_{\text{imp_scellé}}) \cdot \sqrt{t}$	$\frac{\partial I_m}{\partial D} = (\varepsilon_{\text{imp_scellé}} - \varepsilon_{\text{imp_imbib}}) \cdot (h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t}) \cdot \sqrt{t}$
$\frac{\partial I_n}{\partial d} = -\frac{5 \cdot 10^{-5} \cdot \varepsilon_{\text{ret}}}{(d + 0,01)^2} + \frac{\varepsilon_{\text{ret}}}{2} - \varepsilon_{\text{imp_scellé}}$	$\frac{\partial I_m}{\partial d} = \frac{\varepsilon_{\text{ret}}}{600 \cdot (100d + 0,01)^2} - \frac{d \cdot (3 \cdot \varepsilon_{\text{imp_imbib}} - \varepsilon_{\text{ret}})}{3} - \frac{\varepsilon_{\text{ret}}}{600}$

A2.3 Cas d'une poutre non armée avec variation du module d'Young sous les effets d'une réaction de gonflement interne

A2.3.1 Résolution du système

En considérant le développement progressif d'une RGI, on assiste à une dégradation des performances mécaniques impliquant notamment une diminution du module d'Young au cours du temps. Ainsi, la simplification du système d'équation (15) aboutissant à l'équation (18) n'est plus possible.

On considère ici que seule la partie affectée par le front d'imbibition subit une diminution brutale du module. Ainsi, il vient :

$$E = E(z) = \begin{cases} E_b & \text{si } z \in [0; h + P(t)] \\ E_{\text{red}} & \text{si } z \in [h + P(t); h] \end{cases} \quad (29)$$

E_b = module d'Young du béton sain
 E_{red} = module d'Young dégradé suite au développement d'une RGI

En combinant les relations (15), (16), (17), et (29), il vient :

$$\left\{ \begin{array}{l} a \cdot \varepsilon'_0 + b \cdot \varepsilon_0 = I'_n = \int_0^h E(z) \cdot \varepsilon_{imp}(z) \cdot dz \\ a' \cdot \varepsilon'_0 + b' \cdot \varepsilon_0 = I'_m = \int_0^h E(z) \cdot \varepsilon_{imp}(z) \cdot z \cdot dz \\ a = E_b \cdot \frac{(h + P(t))^2}{2} + E_{red} \cdot \left(\frac{h^2}{2} - \frac{(h + P(t))^2}{2} \right) \\ b = E_b \cdot (h + P(t)) + E_{red} \cdot (-P(t)) \\ a' = E_b \cdot \frac{(h + P(t))^3}{3} + E_{red} \cdot \left(\frac{h^3}{3} - \frac{(h + P(t))^3}{3} \right) \\ b' = E_b \cdot \frac{(h + P(t))^2}{2} + E_{red} \cdot \left(\frac{h^2}{2} - \frac{(h + P(t))^2}{2} \right) \end{array} \right. \quad (30)$$

La solution de ce système est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon'_0 = \frac{b' \cdot I'_n - b \cdot I'_m}{\Delta} \\ \varepsilon_0 = \frac{a \cdot I'_m - a' \cdot I'_n}{\Delta} \\ \Delta = a \cdot b' - a' \cdot b \end{array} \right. \quad (31)$$

Le calcul des termes correspondant aux déformations imposées donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} I'_n = \frac{E_b \cdot \varepsilon_{ret}}{-0,01 - d} \cdot \left(-\frac{d^2}{2} \right) + E_b \cdot \varepsilon_{imp_scellé} \cdot (h + P(t) - d) + E_{red} \cdot \varepsilon_{imp_imbib} \cdot (-P(t)) \\ I'_m = \frac{E_b \cdot \varepsilon_{ret}}{-0,01 - d} \cdot \left(-\frac{d^3}{6} \right) + E_b \cdot \varepsilon_{imp_scellé} \cdot \frac{(h + P(t))^2 - d^2}{2} + E_{red} \cdot \varepsilon_{imp_imbib} \cdot \frac{h^2 - (h + P(t))^2}{2} \end{array} \right. \quad (32)$$

A2.3.2 Incertitude sur les déformations et les flèches – modèle de comportement hydrique binaire

La prise en compte d'une variation du module d'Young du matériau affecté par la réaction de gonflement introduit une nouvelle source d'incertitude dans les calculs réalisés. Ainsi, l'écriture de l'incertitude sur les déformations s'écrit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{u}_{\varepsilon(z)} = \sqrt{\left(\sum_{i=1}^7 \frac{\partial \varepsilon(z)}{\partial \mathbf{X}_i} \mathbf{u}_{\mathbf{X}_i} \right)^2} \\ \mathbf{X}_1 = \mathbf{P} ; \mathbf{X}_2 = \mathbf{E}_b ; \mathbf{X}_3 = \mathbf{E}_{\text{red}} ; \mathbf{X}_4 = \mathbf{d} \\ \mathbf{X}_5 = \varepsilon_{\text{imp_imbib}} ; \mathbf{X}_6 = \varepsilon_{\text{imp_scellé}} ; \mathbf{X}_7 = \varepsilon_{\text{ret}} \end{array} \right. \quad (33)$$

Les termes a , a' , b et b' faisant intervenir les grandeurs E_b et E_{red} , ils interviennent dans le calcul d'incertitude, contrairement au cas présenté en section A2.2. Ainsi, les dérivées partielles des termes ε_0 et ε_0' deviennent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial}{\partial \mathbf{X}_i} (\varepsilon_0) = \frac{\partial}{\partial \mathbf{X}_i} \left(\frac{b' \cdot I_n' - b \cdot I_m'}{\Delta} \right) \\ = - \frac{\frac{\partial b}{\partial \mathbf{X}_i} \cdot \Delta \cdot I_m' - \frac{\partial b'}{\partial \mathbf{X}_i} \cdot \Delta \cdot I_n' - \frac{\partial \Delta}{\partial \mathbf{X}_i} \cdot (b \cdot I_m' - b' \cdot I_n') + \left(b \cdot \frac{\partial I_m'}{\partial \mathbf{X}_i} - b' \cdot \frac{\partial I_n'}{\partial \mathbf{X}_i} \right) \cdot \Delta}{\Delta^2} \\ \frac{\partial}{\partial \mathbf{X}_i} (\varepsilon_0') = \frac{\partial}{\partial \mathbf{X}_i} \left(\frac{a \cdot I_m' - a' \cdot I_n'}{\Delta} \right) \\ = \frac{\frac{\partial a}{\partial \mathbf{X}_i} \cdot \Delta \cdot I_m' - \frac{\partial a'}{\partial \mathbf{X}_i} \cdot \Delta \cdot I_n' - \frac{\partial \Delta}{\partial \mathbf{X}_i} \cdot (a \cdot I_m' - a' \cdot I_n') + \left(a \cdot \frac{\partial I_m'}{\partial \mathbf{X}_i} - a' \cdot \frac{\partial I_n'}{\partial \mathbf{X}_i} \right) \cdot \Delta}{\Delta^2} \\ \frac{\partial \Delta}{\partial \mathbf{X}_i} = \frac{\partial a}{\partial \mathbf{X}_i} \cdot b' - \frac{\partial b}{\partial \mathbf{X}_i} \cdot a' - \frac{\partial a'}{\partial \mathbf{X}_i} \cdot b + \frac{\partial b'}{\partial \mathbf{X}_i} \cdot a \end{array} \right. \quad (34)$$

Le calcul des dérivées partielles donne les résultats suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial a}{\partial P} = (E_b - E_{\text{red}}) \cdot S(t) \cdot (h + P \cdot S(t)) \\ \frac{\partial a}{\partial E_b} = \frac{(h + P \cdot S(t))^2}{2} \\ \frac{\partial a}{\partial E_{\text{red}}} = - \frac{P \cdot S(t)}{2} \cdot (2 \cdot h + P \cdot S(t)) \\ \frac{\partial a}{\partial d} = \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{\text{imp_imbib}}} = \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{\text{imp_scellé}}} = \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{\text{ret}}} = 0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial a'}{\partial P} = (E_b - E_{\text{red}}) \cdot S(t) \cdot (h + P \cdot S(t))^2 \\ \frac{\partial a'}{\partial E_b} = \frac{(h + P \cdot S(t))^3}{3} \\ \frac{\partial a'}{\partial E_{\text{red}}} = - \frac{P \cdot S(t) \cdot (P^2 \cdot S(t)^2 + 3 \cdot h \cdot P \cdot S(t) + 3 \cdot h^2)}{3} \\ \frac{\partial a'}{\partial d} = \frac{\partial a'}{\partial \varepsilon_{\text{imp_imbib}}} = \frac{\partial a'}{\partial \varepsilon_{\text{imp_scellé}}} = \frac{\partial a'}{\partial \varepsilon_{\text{ret}}} = 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial b}{\partial P} = (E_b - E_{red}) \cdot S(t) \\ \frac{\partial b}{\partial E_b} = h + P \cdot S(t) \\ \frac{\partial b}{\partial E_{red}} = -P \cdot S(t) \\ \frac{\partial b}{\partial d} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{ret}} = 0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial b'}{\partial P} = (E_b - E_{red}) \cdot S(t) \cdot (h + P \cdot S(t)) \\ \frac{\partial b'}{\partial E_b} = \frac{(h + P \cdot S(t))^2}{2} \\ \frac{\partial b'}{\partial E_{red}} = -\frac{P \cdot S(t)}{2} \cdot (2 \cdot h + P \cdot S(t)) \\ \frac{\partial b'}{\partial d} = \frac{\partial b'}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = \frac{\partial b'}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = \frac{\partial b'}{\partial \varepsilon_{ret}} = 0 \end{array} \right.$$

$\frac{\partial I_n'}{\partial E_b} = \frac{2 \cdot (d + 0,01) \cdot PS(t) \cdot \varepsilon_{imp_scellé} - d^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon_{imp_scellé} - \varepsilon_{ret}) + 2d \cdot (h - 0,01) \cdot \varepsilon_{imp_scellé} + 0,02h \cdot \varepsilon_{imp_scellé}}{2 \cdot (d + 0,01)}$	
$\frac{\partial I_n'}{\partial P} = (E_b \cdot \varepsilon_{imp_scellé} - E_{red} \cdot \varepsilon_{imp_imbib}) \cdot S(t)$	$\frac{\partial I_n'}{\partial E_{red}} = -\varepsilon_{imp_imbib} \cdot P \cdot S(t)$
$\frac{\partial I_n'}{\partial d} = \frac{-5 \cdot 10^{-5} \cdot E_b \cdot \varepsilon_{ret}}{(d + 0,01)^2} - E_b \cdot \varepsilon_{imp_scellé} + \frac{E_b \cdot \varepsilon_{ret}}{2}$	$\frac{\partial I_n'}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = -E_{red} \cdot P \cdot S(t)$
$\frac{\partial I_n'}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = E_b \cdot (h + P \cdot S(t) - d)$	$\frac{\partial I_n'}{\partial \varepsilon_{ret}} = \frac{E_b \cdot d^2}{2 \cdot (d + 0,01)}$

$\frac{\partial I_m'}{\partial E_b} = \frac{\varepsilon_{imp_scellé}}{d + 0,01} \cdot \left(PS(t) \left(PS(t) \left(\frac{d}{2} + 0,005 \right) + dh + 0,01 \cdot h \right) - d \cdot \left(\frac{d^2}{2} + 0,005 \cdot d - \frac{h^2}{2} \right) + 0,005 \cdot h^2 \right) + \frac{d^3 \cdot \varepsilon_{ret}}{6(d + 0,01)}$	
$\frac{\partial I_m'}{\partial P} = (E_b \cdot \varepsilon_{imp_scellé} - E_{red} \cdot \varepsilon_{imp_imbib}) \cdot (h + P \cdot S(t)) \cdot S(t)$	$\frac{\partial I_m'}{\partial E_{red}} = -\frac{\varepsilon_{imp_imbib} \cdot P \cdot S(t) \cdot (2 \cdot h + P \cdot S(t))}{2}$
$\frac{\partial I_m'}{\partial d} = \frac{E_b \cdot \varepsilon_{ret}}{600(100d + 1)^2} - \frac{d \cdot E_b \left(3\varepsilon_{imp_scellé} - \varepsilon_{ret} \right)}{3} + \frac{E_b \cdot \varepsilon_{ret}}{600}$	$\frac{\partial I_m'}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = \frac{E_b \cdot \left((h + P \cdot S(t))^2 - d^2 \right)}{2}$
$\frac{\partial I_m'}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = -\frac{E_{red} \cdot P \cdot S(t) \cdot (2 \cdot h + P \cdot S(t))}{2}$	$\frac{\partial I_m'}{\partial \varepsilon_{ret}} = \frac{E_b \cdot d^3}{6 \cdot (d + 0,01)}$

A2.3.3 Incertitude sur les déformations et les flèches – modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré

Le calcul d'incertitude est mené de la même manière qu'en section A2.3.2. Les expressions des dérivées partielles sont données ci-après :

$\frac{\partial I_n'}{\partial E_b} = \frac{2 \cdot (d + 0,01) \cdot D\sqrt{t} \cdot \varepsilon_{imp_sc} + 2h \cdot \varepsilon_{imp_sc} \cdot (d + 0,01) + d^2 \left(2 \cdot \varepsilon_{imp_sc} - \varepsilon_{ret} \right) + (0,12d + 0,0014) \cdot \varepsilon_{imp_sc}}{2 \cdot (d + 0,01)}$
--

$\frac{\partial I_n'}{\partial D} = (E_b \cdot \varepsilon_{imp_scellé} - E_{red} \cdot \varepsilon_{imp_imbib}) \cdot \sqrt{t}$	$\frac{\partial I_n'}{\partial E_{red}} = -\varepsilon_{imp_imbib} \cdot (0,07 + D \cdot \sqrt{t})$
$\frac{\partial I_n'}{\partial d} = \frac{-5 \cdot 10^{-5} \cdot E_b \cdot \varepsilon_{ret}}{(d + 0,01)^2} - E_b \cdot \varepsilon_{imp_scellé} + \frac{E_b \cdot \varepsilon_{ret}}{2}$	$\frac{\partial I_n'}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = -E_{red} \cdot (0,07 + D \cdot \sqrt{t})$
$\frac{\partial I_n'}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = E_b \cdot (h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t} - d)$	$\frac{\partial I_n'}{\partial \varepsilon_{ret}} = \frac{E_b \cdot d^2}{2 \cdot (d + 0,01)}$

$\frac{\partial I_m'}{\partial E_b} = \frac{1}{6 \cdot (d + 0,01)} \cdot \left(\begin{aligned} &3(D\sqrt{t})^2 (d + 0,01) \cdot \varepsilon_{imp_sc} + 6D\sqrt{t} \cdot (h + 0,07) \cdot (d + 0,01) \cdot \varepsilon_{imp_sc} + 3h^2 (d + 0,01) \cdot \varepsilon_{imp_sc} \\ &+ 0,42h \cdot (d + 0,01) \cdot \varepsilon_{imp_sc} - d^3 (3 \cdot \varepsilon_{imp_sc} - \varepsilon_{ret}) - 0,03d^2 \cdot \varepsilon_{imp_sc} \\ &+ 0,0147d \cdot \varepsilon_{imp_sc} + 1,47 \cdot 10^{-4} \cdot \varepsilon_{imp_sc} \end{aligned} \right)$	
$\frac{\partial I_m'}{\partial D} = (E_b \varepsilon_{imp_sc} - E_{red} \varepsilon_{imp_imbib}) \cdot (h + 0,07 + D\sqrt{t}) \sqrt{t}$	$\frac{\partial I_m'}{\partial E_{red}} = -\frac{\varepsilon_{imp_imb} (0,07 + D\sqrt{t}) (2 \cdot h + 0,07 + D\sqrt{t})}{2}$
$\frac{\partial I_m'}{\partial d} = \frac{E_b \cdot \varepsilon_{ret}}{600(100d + 1)^2} - \frac{d \cdot E_b (3\varepsilon_{imp_scellé} - \varepsilon_{ret})}{3} - \frac{E_b \cdot \varepsilon_{ret}}{600}$	$\frac{\partial I_m'}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = \frac{E_b \cdot \left((D\sqrt{t})^2 + 2D\sqrt{t} \cdot (h + 0,07) + h^2 + 0,14h - d^2 + 0,0049 \right)}{2}$
$\frac{\partial I_m'}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = -\frac{E_{red} \cdot (0,07 + D\sqrt{t}) \cdot (2 \cdot h + 0,07 + D\sqrt{t})}{2}$	$\frac{\partial I_n'}{\partial \varepsilon_{ret}} = \frac{E_b \cdot d^3}{6 \cdot (d + 0,01)}$

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{\partial a}{\partial D} &= (E_b - E_{red}) \cdot \sqrt{t} \cdot (h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t}) \\ \frac{\partial a}{\partial E_b} &= \frac{E_{red} \cdot (0,07 + D \cdot \sqrt{t}) \cdot (2h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t})}{2 \cdot E_b} \\ \frac{\partial a}{\partial E_{red}} &= -\frac{(0,07 + D\sqrt{t}) \cdot (2h + 0,07 + D\sqrt{t})}{2} \\ \frac{\partial a}{\partial d} &= \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{ret}} = 0 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{\partial a}{\partial D} &= (E_b - E_{red}) \cdot \sqrt{t} \cdot (h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t})^2 \\ \frac{\partial a}{\partial E_b} &= \frac{E_{red} (7 + 100D \cdot \sqrt{t}) \left((100D\sqrt{t})^2 + 3 \cdot (100h)^2 + 2100h + 49 + 200D\sqrt{t} (150h + 7) \right)}{3 \cdot 10^6 \cdot E_b} \\ \frac{\partial a}{\partial E_{red}} &= -\frac{(100D\sqrt{t} + 7) \left((100D\sqrt{t})^2 + 200D\sqrt{t} \cdot (150h + 7) + 3 \cdot (100h)^2 + 2100h + 49 \right)}{3 \cdot 10^6} \\ \frac{\partial a}{\partial d} &= \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{ret}} = 0 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial b}{\partial D} = (E_b - E_{red}) \cdot \sqrt{t} \\ \frac{\partial b}{\partial E_b} = \frac{E_{red} \cdot (0,07 + D \cdot \sqrt{t})}{E_b} \\ \frac{\partial b}{\partial E_{red}} = -(0,07 + D \cdot \sqrt{t}) \\ \frac{\partial b}{\partial d} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{ret}} = 0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial b}{\partial D} = (E_b - E_{red}) \cdot \sqrt{t} \cdot (h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t}) \\ \frac{\partial b}{\partial E_b} = \frac{E_{red} \cdot (0,07 + D \cdot \sqrt{t}) \cdot (2h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t})}{2 \cdot E_b} \\ \frac{\partial b}{\partial E_{red}} = -\frac{(0,07 + D \cdot \sqrt{t}) \cdot (2h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t})}{2} \\ \frac{\partial b}{\partial d} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{ret}} = 0 \end{array} \right.$$

A2.4 Cas d'une poutre armée avec module d'Young considéré constant

Dans le cas d'une poutre armée, l'écriture des équations d'équilibre fait intervenir les efforts repris par les armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = \int_0^h \sigma(z) \cdot b \cdot dz + A \cdot \sigma_{st} + A' \cdot \sigma_{sc} = 0 \\ M = \int_0^h \sigma(z) \cdot z \cdot b \cdot dz + |e| \cdot A \cdot \sigma_{st} + |e'| \cdot A' \cdot \sigma_{sc} = 0 \\ A = \text{section des aciers longitudinaux supérieurs} \\ A' = \text{section des aciers longitudinaux inférieurs} \\ \sigma_{st} = \text{contrainte dans les aciers longitudinaux supérieurs} \\ \sigma_{sc} = \text{contrainte dans les aciers longitudinaux inférieurs} \\ e = \text{position des aciers longitudinaux supérieurs} \\ e' = \text{position des aciers longitudinaux inférieurs} \end{array} \right. \quad (35)$$

Afin de résoudre ce système, on pose les deux hypothèses complémentaires suivantes :

- Comportement élastique des aciers :

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (36)$$

- Adhérence parfaite acier-béton

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = E_s \cdot (\varepsilon_0' \cdot e + \varepsilon_0) \\ \sigma_{sc} = E_s \cdot (\varepsilon_0' \cdot e' + \varepsilon_0) \end{array} \right. \quad (37)$$

Le système régissant le fonctionnement d'une poutre armée s'écrit alors :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 a \cdot \varepsilon_0' + b \cdot \varepsilon_0 = I_n = \int_0^h \varepsilon_{imp}(z) \cdot dz \\
 a' \cdot \varepsilon_0' + b' \cdot \varepsilon_0 = I_m = \int_0^h \varepsilon_{imp}(z) \cdot z \cdot dz \\
 a = \frac{h^2}{2} + \frac{n}{b} \cdot (e \cdot A + e' \cdot A') \\
 b = h + \frac{n}{b} \cdot (A + A') \\
 a' = \frac{h^3}{3} + \frac{n}{b} (|e| \cdot e \cdot A + |e'| \cdot e' \cdot A') \\
 b' = \frac{h^2}{2} + \frac{n}{b} \cdot (|e| \cdot A + |e'| \cdot A') \\
 n = \text{coefficient d'équivalence acier - béton}
 \end{array} \right. \quad (38)$$

En considérant qu'il n'y a pas d'incertitude sur les données relatives aux aciers, les déformations imposées (i.e. les termes I_n et I_m) sont identiques. Par conséquent, les incertitudes se calculent de la même manière qu'en section A2.2.2 et A2.2.3.

A2.5 Cas d'une poutre armée avec variation du module d'Young sous les effets d'une réaction de gonflement interne

A2.5.1 Résolution du système

On considère une variation du module d'Young sur la hauteur de la poutre telle qu'elle est définie par la relation (29).

Dans ce cas, l'écriture du système devient :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 a \cdot \varepsilon_0' + b \cdot \varepsilon_0 = \frac{I_n'}{E_b} = \frac{1}{E_b} \cdot \int_0^h E(z) \cdot \varepsilon_{imp}(z) \cdot dz \\
 a' \cdot \varepsilon_0' + b' \cdot \varepsilon_0 = \frac{I_m'}{E_b} = \frac{1}{E_b} \cdot \int_0^h E(z) \cdot \varepsilon_{imp}(z) \cdot z \cdot dz \\
 a = \frac{(h + P(t))^2}{2} + \frac{E_{red}}{E_b} \cdot \left(\frac{h^2}{2} - \frac{(h + P(t))^2}{2} \right) + \frac{A}{b} \cdot n \cdot e + \frac{A'}{b} \cdot n' \cdot e' \\
 b = (h + P(t)) + \frac{E_{red}}{E_b} \cdot (-P(t)) + \frac{n}{b} \cdot A + \frac{n'}{b} \cdot A' \\
 a' = \frac{(h + P(t))^3}{3} + \frac{E_{red}}{E_b} \cdot \left(\frac{h^3}{3} - \frac{(h + P(t))^3}{3} \right) + \frac{|e|}{b} \cdot A \cdot n \cdot e + \frac{|e'|}{b} \cdot A' \cdot n' \cdot e' \\
 b' = \frac{(h + P(t))^2}{2} + \frac{E_{red}}{E_b} \cdot \left(\frac{h^2}{2} - \frac{(h + P(t))^2}{2} \right) + \frac{|e|}{b} \cdot A \cdot n + \frac{|e'|}{b} \cdot A' \cdot n' \\
 n = \text{coefficient d'équivalence acier - béton sain} \\
 n' = \text{coefficient d'équivalence acier - béton dégradé}
 \end{array} \right. \quad (39)$$

A2.5.2 Incertitude sur les déformations et les flèches – modèle de comportement hydrique binaire

Comme en section A2.3.2, on considère que les incertitudes proviennent des paramètres P , d , E_b , E_{red} , ε_{imp_imbib} , $\varepsilon_{imp_scellé}$ et ε_{ret} . Le calcul des incertitudes se fait suivant une méthode identique à celle présentée dans cette section. Les déformations imposées aux structures étant identiques, les dérivées partielles des termes I_n' et I_m' sont identiques. Les dérivées partielles des coefficients du système régissant les variations de ε_0 et ε_0' sont données ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial a}{\partial P} = \frac{\left(E_b - E_{red}\right) \cdot S(t) \cdot \left(h + P \cdot S(t)\right)}{E_b} \\ \frac{\partial a}{\partial E_b} = \frac{\left(h + P \cdot S(t)\right)^2}{2 \cdot E_b} - \frac{A}{b \cdot E_b} \cdot n \cdot e \\ \frac{\partial a}{\partial E_{red}} = -\frac{P \cdot S(t)}{2 \cdot E_b} \cdot \left(2 \cdot h + P \cdot S(t)\right) \\ \quad - \frac{A}{b \cdot E_{red}} \cdot n \cdot e \\ \frac{\partial a}{\partial d} = \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{ret}} = 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial a'}{\partial P} = \frac{\left(E_b - E_{red}\right) \cdot S(t) \cdot \left(h + P \cdot S(t)\right)^2}{E_b} \\ \frac{\partial a'}{\partial E_b} = \frac{\left(h + P \cdot S(t)\right)^3}{3 \cdot E_b} - \frac{A}{b \cdot E_b} \cdot n \cdot e \cdot |e| \\ \frac{\partial a'}{\partial E_{red}} = -\frac{P \cdot S(t) \cdot \left(P^2 \cdot S(t)^2 + 3 \cdot h \cdot P \cdot S(t) + 3 \cdot h^2\right)}{3} \\ \quad - \frac{A}{b \cdot E_{red}} \cdot n \cdot e \cdot |e| \\ \frac{\partial a'}{\partial d} = \frac{\partial a'}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = \frac{\partial a'}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = \frac{\partial a'}{\partial \varepsilon_{ret}} = 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial b}{\partial P} = \frac{\left(E_b - E_{red}\right) \cdot S(t)}{E_b} \\ \frac{\partial b}{\partial E_b} = \frac{h + P \cdot S(t)}{E_b} - \frac{A}{b \cdot E_b} \cdot n \\ \frac{\partial b}{\partial E_{red}} = -\frac{P \cdot S(t)}{E_b} - \frac{A}{b \cdot E_{red}} \cdot n \\ \frac{\partial b}{\partial d} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{ret}} = 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial b'}{\partial P} = \frac{\left(E_b - E_{red}\right) \cdot S(t) \cdot \left(h + P \cdot S(t)\right)}{E_b} \\ \frac{\partial b'}{\partial E_b} = \frac{\left(h + P \cdot S(t)\right)^2}{2 \cdot E_b} - \frac{A}{b \cdot E_b} \cdot n \cdot |e| \\ \frac{\partial b'}{\partial E_{red}} = -\frac{P \cdot S(t)}{2} \cdot \left(2 \cdot h + P \cdot S(t)\right) - \frac{A}{b \cdot E_{red}} \cdot n \cdot |e| \\ \frac{\partial b'}{\partial d} = \frac{\partial b'}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = \frac{\partial b'}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = \frac{\partial b'}{\partial \varepsilon_{ret}} = 0 \end{array} \right.$$

A2.5.3 Incertitude sur les déformations et les flèches – modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré

Les sollicitations sont inchangées par rapport au cas de la section A2.3.3. Les dérivées partielles utiles au calcul des incertitudes suivant la méthode de la section A2.5.2 sont données ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial a}{\partial D} = \frac{(E_b - E_{red}) \cdot \sqrt{t} \cdot (h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t})}{E_b} \\ \frac{\partial a}{\partial E_b} = \frac{E_{red} \cdot (0,07 + D \cdot \sqrt{t}) \cdot (2h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t})}{2 \cdot E_b^2} \\ \quad - \frac{A}{b \cdot E_b} \cdot n \cdot e \\ \frac{\partial a}{\partial E_{red}} = - \frac{(0,07 + D \cdot \sqrt{t}) \cdot (2h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t})}{2 \cdot E_b} \\ \quad - \frac{A}{b \cdot E_{red}} \cdot n \cdot e \\ \frac{\partial a}{\partial d} = \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{ret}} = 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial a}{\partial D} = \frac{(E_b - E_{red}) \cdot \sqrt{t} \cdot (h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t})^2}{E_b} \\ \frac{\partial a}{\partial E_b} = \frac{E_{red} (7 + 100D \cdot \sqrt{t}) \left((100D\sqrt{t})^2 + 3 \cdot (100h)^2 + 2100h + 49 + 200D\sqrt{t}(150h + 7) \right)}{3 \cdot 10^6 \cdot E_b^2} \\ \quad - \frac{A}{b \cdot E_b} \cdot n \cdot e \cdot |e| \\ \frac{\partial a}{\partial E_{red}} = - \frac{(100D\sqrt{t} + 7) \left((100D\sqrt{t})^2 + 200D\sqrt{t} \cdot (150h + 7) + 3 \cdot (100h)^2 + 2100h + 49 \right)}{3 \cdot 10^6} \\ \quad - \frac{A}{b \cdot E_{red}} \cdot n \cdot e \cdot |e| \\ \frac{\partial a}{\partial d} = \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = \frac{\partial a}{\partial \varepsilon_{ret}} = 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial b}{\partial D} = \frac{(E_b - E_{red}) \cdot \sqrt{t}}{E_b} \\ \frac{\partial b}{\partial E_b} = \frac{E_{red} \cdot (0,07 + D \cdot \sqrt{t})}{E_b^2} - \frac{A}{b \cdot E_b} \cdot n \\ \frac{\partial b}{\partial E_{red}} = - \frac{(0,07 + D \cdot \sqrt{t})}{E_b} - \frac{A}{b \cdot E_{red}} \cdot n \\ \frac{\partial b}{\partial d} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{ret}} = 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial b}{\partial D} = \frac{(E_b - E_{red}) \cdot \sqrt{t} \cdot (h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t})}{E_b} \\ \frac{\partial b}{\partial E_b} = \frac{E_{red} \cdot (0,07 + D \cdot \sqrt{t}) \cdot (2h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t})}{2 \cdot E_b^2} \\ \quad - \frac{A}{b \cdot E_b} \cdot n \cdot |e| \\ \frac{\partial b}{\partial E_{red}} = - \frac{(0,07 + D \cdot \sqrt{t}) \cdot (2h + 0,07 + D \cdot \sqrt{t})}{2 \cdot E_b} \\ \quad - \frac{A}{b \cdot E_{red}} \cdot n \cdot |e| \\ \frac{\partial b}{\partial d} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{imp_imbib}} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{imp_scellé}} = \frac{\partial b}{\partial \varepsilon_{ret}} = 0 \end{array} \right.$$