



HAL
open science

Comportement à long terme d'un ouvrage hydraulique atteint de réaction alcali-granulats

Clement Lacombe

► **To cite this version:**

Clement Lacombe. Comportement à long terme d'un ouvrage hydraulique atteint de réaction alcali-granulats. Matériaux. Université Paul Sabatier - Toulouse III, 2022. Français. NNT : 2022TOU30211 . tel-04075434

HAL Id: tel-04075434

<https://theses.hal.science/tel-04075434v1>

Submitted on 20 Apr 2023

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

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

Université Fédérale



Toulouse Midi-Pyrénées

THÈSE

En vue de l'obtention du
DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE
Délivré par l'Université Toulouse 3 - Paul Sabatier

Présentée et soutenue par
Clément LACOMBE

Le 27 septembre 2022

Comportement à long terme d'un ouvrage hydraulique atteint de
Réaction Alkali Granulats

Ecole doctorale : MEGEP - Mécanique, Energétique, Génie civil, Procédés

Spécialité : Génie civil

Unité de recherche :

LMDC - Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions de Toulouse

Thèse dirigée par
Alain SELLIER et Thierry VIDAL

Jury

M. Farid BENBOUDJEMA, Président du jury
M. Boumediene NEDJAR, Rapporteur
M. Matthieu BRIFFAUT, Rapporteur
M. Anton SCHLEISS, Examineur
Mme Christine NORET, Examinatrice
M. Patrice ANTHINIAC, Examineur
M. Alain SELLIER, Directeur de thèse
M. Thierry VIDAL, Co-directeur de thèse

REMERCIEMENTS

Mon rêve le plus candide était sûrement celui de faire une thèse. En me lançant dans cette aventure je ne savais pas trop à quoi m'attendre. Avec du recul, le réaliser n'a pas été une chose facile, mais une chose est sûre, cela aurait été impossible sans mon encadrement universitaire, MM. Alain SELLIER et Thierry VIDAL. Je ne peux pas remercier l'un avant l'autre, tant c'est leur complémentarité et leur bienveillance commune qui m'a permis d'arriver au bout de ces trois années de recherche. Ces deux personnes ont toujours cru en moi et m'ont permis de me dépasser. Alors, si aujourd'hui je suis fier de ce travail de thèse, c'est grâce à eux, car ce travail est, pour rappel, aussi le leur. Merci à vous deux pour ces trois années inoubliables.

Plus personnellement, Alain je te remercie pour m'avoir transmis cette volonté et cette passion de vouloir comprendre la physique des mécanismes avec l'objectif de les modéliser par des équations toujours plus complexes, qui grâce à ta pédagogie, paraissent presque simples. Thierry, je souhaite te remercier pour ta rigueur expérimentale et scientifique, qui n'a d'égale, que ton envie d'aider les autres. Je tiens aussi à m'excuser pour les cheveux blancs, que tu t'es fait en relisant les premières versions de ce manuscrit.

Cette thèse n'aurait pas été possible sans le financement de Tractebel (Coyne et Bellier). Cela s'est traduit par un encadrement industriel de la thèse effectué par Mme. Christine NORET et M. Patrice ANTHINIAC. Je les remercie d'avoir cru en moi dès le départ, mais surtout de m'avoir transmis leur passion pour les barrages. Leur expertise sur ces ouvrages est à l'image des réservoirs que les barrages forment ... Gigantesque. Christine, si un jour je suis amené à me rendre sur le barrage de Kariba, j'espère que ça sera en ta présence, car la connaissance que tu peux m'apporter est inestimable. Patrice, merci pour tous ces bons moments passés à l'agence de Toulouse, que ce soit autour d'un café ou autour d'un tableau bien griffonné.

J'apporte aussi de sincères remerciements aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail. Ces remerciements vont à M. Farid BENBOUDJEMA, pour avoir présidé le jury, à MM. Matthieu BRIFFAUT et Boumediene NEDJAR pour leurs rapports et M. Anton SCHLEISS, pour la représentation du monde des barrages qu'il a amené avec sa présence lors de la soutenance. Je tiens aussi à remercier MM. Vincent LANTICQ et Jean-Marie HENAULT pour leur aide mais surtout leur bienveillance dans mes débuts avec la fibre optique. Si le programme expérimental de cette thèse est une réussite, c'est grâce à eux.

J'aimerais remercier l'ensemble du personnel et toutes les personnes croisées aux LMDC au cours de ces trois années. Je sais que j'en oublie mais je pense particulièrement à Jean-Paul et Carole pour leur aide précieuse et leur soutien durant les débuts avec la fibre optique; Sylvain pour ses épissures de champion du monde; Maud pour son enthousiasme; Ghislaine pour son professionnalisme; Yoann et Céline pour avoir retrouvé plus d'une fois ma tasse de café; aux joggeurs du midi pour la motivation; Stéphane et Aurélie pour leurs apports mutuels à ce travail; aux enseignants-chercheurs qui un jour m'ont amené des connaissances en cours mais qui m'ont surtout appris que la recherche ce sont des moments de partage et pour cela je pense particulièrement à Alexandra et Jérôme mais je n'oublie pas les autres (Arthur, Camille, Fabrice, Franck, sans oublier Alain et Thierry). Enfin, je ne peux pas oublier de remercier Josiane de la compta pour les points météo, les verres avec vue et les choccos devant le MEB, sans qui, mes trois années passées au sein du LMDC aurait été différentes, mais surtout, bien moins amusantes.

Je tiens aussi à remercier la division transfert du LMDC (Pierre x2, Fred, Marlène) pour m'avoir pris sous leur aile dès le début. Ils m'ont autant apporté scientifiquement qu'humainement, mais surtout appris qu'une entreprise peut aussi être une petite famille. Je sais que les arbres aux abords du laboratoire se porteront toujours bien tant qu'ils seront là.

Mes repas durant ces trois ans n'auraient pas été les mêmes, mais surtout bien plus ternes, sans Agathe, Bernard, Cédric, Daniela, Pierre et Marie, et avec qui, le café était plus qu'un moment de convivialité. Mes remerciements vont aussi aux autres doctorants que j'ai pu croiser et tout particulièrement à Elsa, qui bien qu'ayant commencé sa thèse après moi, l'aura terminée avant, et sans qui la modélisation n'aurait pas été aussi plaisante ; Romain pour m'avoir apporté plus qu'une aide précieuse sur CAST3M ; Nina pour m'avoir appris que l'on pouvait faire plus que manger des champignons ; Lucas pour les pauses entre deux de ses soudures ; et Kevin pour m'avoir montré que l'on pouvait garder sa bonne humeur dans les moments les plus durs d'une thèse.

Mes remerciement vont aussi à mes colocataires de Jean Jaurès : Amélie pour avoir assuré ma ponctualité lorsque mon réveil ne fonctionnait pas, Kévin pour sa bonne humeur et sa joie de vivre et son copain Arnaud, pour m'avoir motivé lors de la rédaction.

Je ne peux aussi oublier mes anciens colocataires de François Verdier : Remi pour ce temps de vie commune, qui a été trop court à mon goût, et Arnaud, pour n'avoir jamais oublié mon anniversaire, mais surtout d'avoir supporté toutes mes bêtises et en particulier celles de la paillotte.

J'aimerais aussi remercier mes amis de l'UPSSITECH : Brice, François, Nathan, Olivier, Sophia (ma partenaire de mathématiques), Antoine (mon copilote du bout du monde) et Mathieu (mon conducteur de D11 préféré). Les amis qui me suivent depuis le lycée (Johan, Mathieu et Corentin), depuis l'école (Matthieu) ou depuis la maternelle (Marion). Je pense aussi à Sylviane, Laura, Charles-Antoine, Chloé, Etienne, la bande de Blagnac, ceux d'Odysseus et j'en oublie.

Je tiens aussi à remercier Alix, Pauline et Salomé qui sont plus que des amies, et qui ont montré un soutien sans faille plus d'une fois et sur qui je pourrais toujours compter, même dans les moments les plus durs.

Je ne pourrais pas finir ces remerciements sans penser à ma famille et tout particulièrement à Claire, ma grande sœur, qui a toujours gardé un œil sur moi, et mes parents, qui sont une source d'inspiration.

Enfin, Alicia, merci pour tout ce que tu m'apportes et qui est bien plus que de l'amour.

RESUME

Dans le contexte actuel, où la production d'énergie doit être décarbonée et la gestion des ressources en eau potable est vitale, la durabilité des ouvrages hydrauliques est un enjeu crucial. Cependant, une partie du parc mondial des barrages en béton est atteint de Réaction Alkali-Granulat (RAG). Cette réaction chimique entre les différents constituants du béton engendre la production de gels expansifs dans les granulats, ce qui provoque un gonflement et une diminution des propriétés mécaniques du béton. Dans un ouvrage hydroélectrique, ces effets modifient le champ des contraintes initiales, ce qui peut compromettre la stabilité de l'ouvrage, mais aussi entraîner un dysfonctionnement des organes de gestion des crues et de production électrique. Lorsque la sécurité de l'ouvrage n'est plus assurée, le maître d'ouvrage doit entreprendre d'importants travaux de confortement, voire se résoudre à l'arrêt de son exploitation. Il doit donc disposer d'outils d'aide à la décision performants, tels que des modèles capables de calculer le comportement de l'ouvrage et de l'extrapoler en fonction de l'état d'avancement de la pathologie. Cette thèse a pour objectif de proposer un modèle d'homogénéisation non-linéaire permettant le calcul à l'échelle de l'ouvrage. Ce modèle est basé sur des hypothèses de mécanismes se produisant à l'échelle mésoscopique, émises à partir des données issues d'un programme expérimental original.

Ce programme expérimental a consisté en l'étude en laboratoire du couplage entre la RAG et le fluage dans le cas représentatif d'un ouvrage réel. Deux bétons qui ne se différencient que par la réactivité de leurs gravillons, ont été formulés. Les éprouvettes cylindriques 11x22 cm ont été conservées dans une solution d'hydroxyde de sodium pendant la totalité du programme expérimental afin d'assurer un développement continu de la réaction. Après les 28 premiers jours de cure à 20°C, elles ont été maintenues à 38°C afin d'accélérer la réaction. Une fois 75% du potentiel de gonflement du béton réactif atteint, une partie des éprouvettes a été placée sous chargement constant de compression uniaxiale correspondant à 30% de la résistance en compression des bétons. Des capteurs à fibre optique résistants aux conditions de conservation sévères ont été utilisés pour enregistrer les déformations longitudinales et orthoradiales des éprouvettes. Les résultats montrent que le fluage du béton réactif est plus important quand la réaction est en cours de développement. Le chargement entraîne non seulement un arrêt du gonflement mais aussi sa résorption d'environ 50% de la valeur avant la mise en charge. Ce gonflement, empêché et partiellement résorbé, est reporté dans les directions libres, où des déformations supérieures au cas non chargé sont observées. Bien que la réaction chimique soit achevée, un surplus de gonflement volumique de 8% a été observé après décharge sur les éprouvettes réactives.

Ces comportements peuvent s'expliquer par un état de contraintes dans la matrice qui diffère au voisinage du granulat et dans les zones plus éloignées. L'originalité du modèle d'homogénéisation non-linéaire qui a été développé réside d'une part dans la prise en compte analytique d'un fluage non homogène de la matrice et d'autre part de critères de fissuration locaux à l'interface matrice-inclusions. Ce modèle permet le couplage des réactions de gonflement interne avec les déformations différées du béton et la micro-fissuration pour tout type de chargement. Une fois implanté dans un logiciel de calcul aux éléments finis, les résultats du modèle sont comparés avec ceux issus d'un modèle mésoscopique purement numérique comportant les lois de comportement local. Le modèle a fait l'objet de deux applications. La première a permis de reproduire les résultats du programme expérimental et la deuxième le comportement d'un ouvrage réel.

Mots clés : Réaction Alkali-Granulats / Fluage / Capteurs à fibre optique / Modèle numérique / Homogénéisation / Micro-mécanique

ABSTRACT

Nowadays, the production of a low-carbon energy and fresh water management are essential. Consequently, the sustainability of hydropower schemes is a vital issue. However, some concrete dams around the world are affected by Alkali-Aggregates Reaction (AAR). This chemical reaction between the concrete components generates an expansive gel in the aggregates, that induces a swelling and the decrease of the mechanical properties of the concrete. The AAR development in the structure can change its initial stress field, which compromises the stability, but also the failure of the spillway and hydropower production. A critical safety of the structure leads the site supervision to engage important reinforcement works and if needed, to stop the operations. So, performance models and decision-support tools are needed. These tools must be able to compute and extrapolate the behavior of the structure during AAR. The main objective of this PhD thesis is to propose a non-linear homogenization model which couples creep and AAR at mesoscale while allowing the structural computing. This model rests on assumptions on the mesoscopic behavior made thanks to data provided from an original experimental program.

The chronology of this experimental program was designed to be representative of a real case. To study the effects of the AAR on the creep of the concrete, two concretes were designed in order to be similar except for the reactivity of larger particles. The immersion of 11x22 cylinder specimens in a sodium-hydroxide solution during all the program allows the continuous development of the reaction. After a curing of 28 days at 20°C, the velocity of the reaction was accelerated by an increase of the temperature at 38°C. Once reached 75% of the total free swelling potential, some specimens were studied under a constant uniaxial loading corresponding to 30% of the compressive strength at the date of the loading. The strains evaluation in the longitudinal and orthoradial directions was performed by optic fiber sensors resistant to the severe conditions of the program. The strains evolutions show that during AAR, the creep of the reactive concrete is faster than the non-reactive one. The swelling in the loading direction was stopped by the load application and induced a resorption of about 50% of the free swelling. This inhibited and resorbed swelling was reported in the free to swell directions, where higher swelling of the loaded specimens than the unloaded was reported. After unloading, we observed a volumetric swelling 8% higher than for reactive concrete specimens.

The behavior of the reactive concrete can be explained by stress in the matrix that is different around the aggregates and in zones further away. The model's originality consists in considering analytically this non-homogeneous stress state on the creep of matrix and on its permanent strains. To this end, cracks criteria are defined at the interfacial zone between the matrix and the aggregates, the coupling between chemical swellings, long terms strains and non-linear local behavior were then automatically considered. Once implemented in a finite elements analysis software and its results verified by comparison with a mesoscopic numerical model, the model was used in two applications. The first one managed to reproduce the results found in the experimental program, while the second one consisted of computing and extrapolating the behavior of a real dam affected by AAR.

Key-words : Alkali Aggregates Reaction / Creep / Optic fiber sensors / Numerical modeling / Homogenization / Micro-mechanic

TABLE DES MATIERES

RESUME / ABSTRACT	5
LISTE DES FIGURES	11
LISTE DES TABLEAUX	15
CONTEXTE GENERAL	17
1 ETAT DE L'ART	23
1.1 Introduction	25
1.2 La Réaction Alkali-Granulats : du mécanisme aux conséquences sur le comportement différé du béton	26
1.2.1 Mécanismes réactionnels	26
1.2.2 Conditions nécessaires	28
1.2.3 Facteurs influents	29
1.2.4 Manifestations mésoscopiques	30
1.2.5 Conséquences sur le comportement mécanique du béton	32
1.3 Modélisation actuelle de la Réaction Alkali-Granulats	36
1.3.1 Modèles basés sur la réaction chimique	37
1.3.2 Modèles basés sur les gonflements du béton	37
1.3.3 Modèles basés sur les pressions internes	39
1.3.4 Modèles basés sur le développement du gel	40
1.3.5 Discussions sur les différents types de modélisation	42
1.4 Le comportement différé des bétons	43
1.4.1 Les déformations différées libres	43
1.4.2 Les déformations différées sous charge	47
1.4.3 Discussions sur la modélisation des déformations différées	59
1.5 Quantification en laboratoire des phénomènes	61
1.5.1 Systèmes de mesures usuels	61
1.5.2 Systèmes de mesures utilisant la fibre optique	64
1.6 Conclusions	72
2 PROGRAMME EXPERIMENTAL	75
2.1 Contexte expérimental	77
2.2 Description du programme expérimental	78
2.2.1 Selection et chronologie prévisionnelle des conditions d'essais	78
2.2.2 Définition des configurations d'essais pour l'analyse des phénomènes	82
2.2.3 Cahier des charges du programme expérimental	83
2.3 Moyen de mise en œuvre du programme expérimental	84
2.3.1 Matériaux d'étude	84
2.3.2 Dispositif d'essais	87
2.3.3 Suivi des déformations longitudinales et orthoradiales	90
2.3.4 Confections des éprouvettes	94
2.4 Récapitulatif du programme expérimental et des moyens de mise en œuvre	95
2.5 Résultats du programme expérimental	96
2.5.1 Evolutions des propriétés mécaniques avant fluage	96
2.5.2 Evolutions des déformations longitudinales et orthoradiales durant les différentes phases	97
2.6 Conclusions	115

3	MODELE D'HOMOGENEISATION	117
3.1	Contexte numérique	119
3.2	Présentation du modèle	120
3.2.1	Choix du volume élémentaire représentatif	120
3.2.2	Etape de localisation en contexte élasto-plastique	121
3.2.3	Etape d'homogénéisation	129
3.2.4	Adaptation du modèle à un béton atteint de réactions de gonflement interne	130
3.2.5	Implémentation dans un code aux Eléments Finis	137
3.3	Validation du modèle	139
3.3.1	Présentation du modèle mésoscopique	139
3.3.2	Comparaison avec les résultats du modèle mésoscopique	140
3.3.3	Bilan sur la validation du modèle	148
3.4	Applications du modèle d'homogénéisation	149
3.4.1	Application aux essais en laboratoire	149
3.4.2	Application au barrage de Kariba	156
3.5	Conclusions	172
	CONCLUSION ET PERSPECTIVES	175
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	181
	ANNEXES A : Compléments sur le programme expérimental	191
	ANNEXES B : Compléments sur les résultats expérimentaux	203
	ANNEXES C : Compléments sur la validation du modèle d'homogénéisation	215

LISTE DES FIGURES

1.1	Processus d'attaque chimique des granulats amenant à la formation du gel (Dans Godart & Le Roux (2008) d'après Poole (1992))	26
1.2	Schématisation des différentes hypothèses sur le développement des gels d'après Godart & Le Roux (2008)	27
1.3	Déformations longitudinales d'éprouvettes cylindriques à 23°C et 38°C (Larive 1998)	29
1.4	Observation par micro-tomographie de l'évolution de la microfissuration engendrée par la Réaction Alkali-Granulats (RAG) (Shakoorioskooie et al. 2021)	30
1.5	Courbes caractéristiques de gonflement libre de RAG du béton (Sigmoide d'équation 1.5 d'après Larive (1998))	31
1.6	Schéma explicatif des gonflements différentiels amenant à un faïençage de la surface d'après Forster et al. (1998)	32
1.7	Évolutions des propriétés mécaniques du béton en fonction du gonflement macroscopique d'après Capra & Sellier (2003)	32
1.8	Fluage propre du béton non-réactif (BNR) et réactif (BR) sous chargement uniaxial constant de 10 et 20 MPa d'après Multon (2003)	33
1.9	Courbes d'expansion libres (a), de retrait et déformations totales sous charge (b,c) de bétons avec des potentiels de gonflements différents (Reinhardt et al. 2019)	34
1.10	Courbes d'atténuation de la vitesse de gonflement en fonction de la contrainte de compression axiale appliquée d'après Charlwood (1994)	37
1.11	Pondération de la déformation volumique de RAG par direction pour différents cas de chargement d'après Saouma & Perotti (2006)	38
1.12	Exemple de distribution des inclusions réactives dans des bétons numériques	40
1.13	Modèle rhéologique du module visco-elasto-plastique (VEP) d'après Grimal et al. (2008a) (a) Partie sphérique du module VEP; (b) module VEP; (c) Partie déviatorique du module VEP	41
1.14	Progression de l'endommagement dans la matrice et les inclusions en fonction de la vitesse de la réaction (Giorla et al. 2015)	41
1.15	Système d'auto-contraintes induit par le retrait de dessiccation d'après Pons (1998)	44
1.16	Retrait total du béton en fonction de la fraction volumique de granulats (Eguchi & Teranishi 2005)	45
1.17	Décomposition conventionnelle des déformations différées sous charge (Pons & Torrenti 2008)	48
1.18	Schéma explicatif du fluage propre à court terme par migration de l'eau dans la porosité intrahydrate d'après Ulm et al. (1999)	48
1.19	Mécanisme de glissement des feuillets de C-S-H expliquant le fluage propre à long terme d'après Ulm et al. (1999)	49
1.20	Schématisation du principe de consolidation d'après Manzoni (2019)	50
1.21	Superposition des états de contraintes entre une éprouvette libre et sous charge d'après Pons (1998)	50
1.22	Influence du volume de granulat (exprimé en $\log(\frac{1}{1-g})$) sur le coefficient de fluage (exprimé en $\log(10^6 c)$) d'après Neville (1964)	52
1.23	Influence de la nature minéralogique du granulat sur le fluage total d'après Troxell et al. (1958)	52
1.24	Formes des inclusions testées pour étudier leur influence sur le fluage grâce à des simulations de béton numérique (Bernachy-Barbe & Bary 2019)	53
1.25	Influence de l'humidité relative sur le fluage d'après Neville (1996)	53
1.26	Influence de la température sur le fluage d'après Neville (1996)	54
1.27	Schématisation de la DTT (Déformation Thermique Transitoire) d'après Illston & Sanders (1973)	54

1.28	Evolution du fluage sous une charge de compression modérée (1) ou intense (2) (Pons & Torrenti 2008)	55
1.29	Influence du taux de chargement ($\sigma_0/\sigma_{rupture}$) sur les déformations différées d'après Acker & Barral (1983)	56
1.30	Représentation rhéologique des chaînes de Maxwell (a) et de Kelvin-Voigt (b)	56
1.31	Représentation rhéologique du modèle de Sellier et al. (2016)	58
1.32	Déformations uniaxiales sous charge pour divers taux de chargement, obtenues expérimentalement par Roll (1964) et calages avec le modèle de Sellier et al. (2016)	60
1.33	Déformations de fluage en dessiccation dans le cas de cycles hydriques variables, obtenues expérimentalement par Cagnon (2015) avec ou sans retrait séchant préalable au chargement et calages avec le modèle de Sellier et al. (2016) (Cagnon 2015)	60
1.34	Mise en place et descriptif d'un extensomètre à corde vibrante	61
1.35	Mise en place et type de jauges résistives d'après Asch (2010)	62
1.36	Schéma électrique équivalent simplifié d'un capteur LVDT d'après Asch (2010)	63
1.37	Positionnement possible des capteurs LVDT pour l'évaluation des déformations de fluage	63
1.38	Constitution et types de fibre optique d'après López-Higuera (2002)	64
1.39	Principe de détermination des variations thermiques par réseau de Bragg à l'aide d'une échelle spectrale d'après Ferdinand (2008a)	66
1.40	Spectre de diffusion dans les fibres optiques en silice (Ferdinand 2008a)	67
1.41	Exemples de câbles présents sur le marché	70
1.42	Méthodologies de détermination des Fonction de Transfert Mécanique (FTM) des câbles à fibre optique	71
2.1	Chronologie des essais du programme expérimental avec $t_1=0$ date du coulage	79
2.2	Etude préliminaire d'évaluation du potentiel de gonflement libre (a) complétée d'analyses MEB (b,c,d)	81
2.3	Schéma de principe de l'analyse des phénomènes couplés	82
2.4	Courbes granulométriques issues des fiches techniques (F.T.) et du programme expérimental	85
2.5	Moyens techniques de maintien de la charge en ambiance thermo-hydrique contrôlée	87
2.6	Plans techniques et opérationnels de la solution technique permettant d'assurer le maintien en solution des éprouvettes	88
2.7	Chaînes d'acquisition des différents capteurs	91
2.8	Distribution spatiale théorique (a,b,c,d) des capteurs fibres optiques et mise en place (e,f)	92
2.9	Système de mesures des déformations sous charge par capteur LVDT	93
2.10	Système de mesures des déformations libres par capteur LVDT	94
2.11	Détermination de la zone d'exploitation du capteur longitudinal de l'éprouvette non-réactive libre (NR-FREE)	98
2.12	Evolutions des déformations longitudinales et orthoradiales des bétons réactif (R) et non-réactif (NR), des déformations induites par la réaction ($\Delta\varepsilon(t_0 = 40j)$) et de la trace du tenseur des déformations correspondant ($\text{tr}(E)$) (durant la totalité du programme expérimental depuis la date de coulage)	101
2.13	Evolutions des déformations longitudinales et orthoradiales moyennes des éprouvettes non-réactives (NR) et réactives (R) durant la cure en solution à 20°C (Phase 1) depuis la date de coulage	102
2.14	Evolutions des déformations longitudinales et orthoradiales moyennes des éprouvettes non-réactives (NR) et réactives (R) en solution à 20°C puis 38°C (Phase 2) depuis la date de coulage	103
2.15	Déformations longitudinales et orthoradiales moyennes induites par la réaction durant la phase 2 du programme expérimental	104
2.16	Evolutions des déformations totales longitudinales et orthoradiales des éprouvettes (A) et celles uniquement induites par la réaction (B) durant la phase 3 du programme expérimental, avec mise en évidence des déformations élastiques (ε^{elas}) et de fluage s'étant produites durant cette phase (ε^{fluage})	105
2.17	Déformations longitudinales et orthoradiales des éprouvettes après décharge durant la phase 4 en solution à 38°C, avec mise en évidence des déformations de recouvrance élastique (ε^{elas}) et de recouvrance différée (ε^{diff}) à la fin de la phase 4)	108
2.18	Hypothèses d'évolution de la fissuration induite par la RAG (à gauche) en fonction de l'évolution des déformations induites par la RAG dans le cas des éprouvettes maintenues non chargées durant la totalité du programme expérimental (à droite)	111

2.19	Profil de déformations mesuré suivant la longueur développée du capteur FO orthoradial de l'éprouvette réactive laissée non chargée durant la totalité du programme expérimental à plusieurs échéances après coulage	112
2.20	Profil de déformations mesuré par le capteur longitudinal de l'éprouvette réactive chargée durant la phase 3 du programme expérimental à plusieurs échéances	113
2.21	Hypothèses sur l'évolution de la fissuration induite par la RAG pour les éprouvettes avant chargement, puis sous chargement (à gauche) en fonction des déformations induites par la RAG sur les éprouvettes chargées durant la phase 3 du programme expérimental (à droite)	114
3.1	Représentation 3D et 2D du problème élémentaire, avec une inclusion i de rayon R enrobée d'une matrice infinie m , \vec{n} étant la normale à l'interface sortant par rapport à l'inclusion	121
3.2	Représentation du repère sphérique (a) et visualisation des points d'intérêt du problème dans ce repère (b)	122
3.3	(a) Schématisation de la solution de Dewey (1947) avec localisation des déformations élastiques à l'infini et dans l'inclusion, (b) schématisation de la déformée élastique dans un cas de traction triaxiale (b)	123
3.4	Schématisation de l'écoulement anélastique à l'interface	126
3.5	Principe de superposition des champs anélastiques selon la direction 3	127
3.6	Influence du coefficient de fluage de Maxwell (k^{fLM}) et du temps caractéristique de fluage (τ^{fl}) sur la cinétique de fluage	132
3.7	Schématisation des types de fissuration localisée possibles en traction dans le modèle pour une direction (\vec{k})	133
3.8	Schématisation des contraintes hydriques (σ^{hyd}) et effectives (σ') dans chacune des phases	135
3.9	Schématisation de la pression chimique dans les phases ($\sigma^{ch,j}$) et de la fissuration accessible pour les gels gonflants néoformés en fonction de la phase considérée	136
3.10	Algorithme simplifié du modèle implanté dans un code aux Elements finis pour la résolution d'un pas de temps	138
3.11	Maillage du modèle mésoscopique dans le cas d'un arrangement cubique centré pour une fraction volumique égale à 40%	140
3.12	Comparaison des contraintes obtenues par le modèle mésoscopique (σ_{xx}) et le modèle d'homogénéisation (σ_1) en fonction de la distance au centre d'inclusion dans le cas d'un chargement sphérique pour un comportement élastique de la matrice et des inclusions	141
3.13	Comparaison des contraintes obtenues par le modèle mésoscopique ($\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$) et le modèle d'homogénéisation ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) en fonction de la distance au centre de l'inclusion dans le cas d'un chargement purement déviatorique pour un comportement élastique de la matrice et des inclusions	142
3.14	Comparaison des déformations du VER et des contraintes radiales et orthoradiales obtenues par les modèles d'homogénéisation et mésoscopique dans le cas d'un chargement uniaxial sous température variable pour un comportement élastique de la matrice et des inclusions	144
3.15	Comparaison des déformations du VER et des déformations de fluage obtenues par les modèles d'homogénéisation et mésoscopique dans le cas d'un chargement cyclique de compression uniaxiale de 10 MPa pour un comportement élastique des inclusions et visco-élastique de la matrice	145
3.16	Evolution de la contrainte dans la direction \vec{e}_x en fonction des déformations imposées dans cette même direction et des déformations laissées libres (direction \vec{e}_z) pour les modèles mésoscopique et d'homogénéisation dans le cas d'une matrice élasto-plastique et d'inclusions élastiques	147
3.17	Evolutions expérimentales des déformations du béton non-réactif libre de tout chargement durant la totalité du programme expérimental, et calage du modèle	150
3.18	Evolutions expérimentales des déformations orthoradiales et longitudinales du béton non-réactif chargé en compression uniaxiale entre 138 et 369 jours, et calage du modèle	151
3.19	Evolutions expérimentales des déformations du béton réactif libre de tout chargement durant la totalité du programme expérimental, et calage du modèle	152
3.20	Evolutions expérimentales des déformations du béton réactif libre de tout chargement puis soumis tardivement à une compression uniaxiale maintenue, et confrontation avec les prédictions du modèle	153
3.21	Evolution des contraintes, des déformations de fluage et de fissuration à l'interface inclusion-matrice et dans l'inclusion pour les quatre configurations expérimentales	155
3.22	Photographie depuis la rive droite du barrage de Kariba (Source interne à Tractebel, 2015)	156
3.23	Visualisation de la totalité du maillage utilisé dans l'application du modèle au barrage de Kariba	157

3.24	Différentes vues faisant apparaître les paramètres intervenant dans les équations définissant les géométries des parements amont et aval du barrage de Kariba	158
3.25	Maillage détaillé du barrage et de l'évacuateur du modèle numérique du barrage de Kariba	159
3.26	Evolution réelle de la cote de retenue journalière relevée par ZRA et évolution modélisée .	160
3.27	Positions des nœuds pour lesquels les déplacements seront calculés par le modèle, puis comparés aux déplacements réels	163
3.28	Evolutions des déplacements radiaux totaux du point T434 et des composantes hydrostatique (H en bleu), saisonnière (S en rouge) et irréversible (T en vert).	164
3.29	Exhaussement des points de nivellement situés sur la crête de l'ouvrage	164
3.30	Calage de l'avancement chimique normalisé (courbes rouges, avec trait continu pour le barrage et trait discontinu pour l'évacuateur) sur les déformations normalisées de l'exhaussement moyen de la crête (courbe noire) et des points au niveau de l'évacuateur (courbe verte)	165
3.31	Calage des évolutions des déplacements irréversibles radiaux du point T434 (a) et des exhaussements (b) du modèle sur les évolutions des déplacements irréversibles mesurés sur le barrage	167
3.32	Déplacements radiaux irréversibles du point T434 sur la totalité de la période traitée dans cette application (1963-2010), avec calage entre 1963 et 1995 et prédiction entre 1995 et 2010 du modèle d'homogénéisation	168
3.33	Exhaussement de la crête en fonction du temps sur la totalité de la période modélisée dans cette application (1963-2010)	169
3.34	Valeurs d'exhaussement de la crête mesurées et prédites par le modèle d'homogénéisation en différents points localisés en fonction sa longueur développée à plusieurs échéances . . .	169
3.35	Evolution du champ de contrainte principale majeure de compression au niveau des parements aval et amont pour plusieurs échéances	170
3.36	Champ de contrainte principale de compression au niveau du parement aval pour l'année 2010 pour des modélisations avec et sans fluage	171
A.1	Photographie de l'éprouvette instrumentée avec le capteur orthoradial à fibre optique et les jauges résistives	201
A.2	Déformations orthoradiales théoriques et mesurées par capteur FO noyé et les jauges de déformations en fonction de la longueur développée de la fibre optique (gauche) ou de la contrainte de compression appliquée (droite)	202
C.1	Maillage des distributions régulières possibles d'inclusions sphériques dans un cube pour une fraction volumique correspondant à 30% du volume	217
C.2	Contrainte radiale au centre de l'inclusion ($r=0$) et à l'interface ($r=R$) dans le cas d'un chargement sphérique de 10 MPa en fonction de la distribution spatiale des inclusions . . .	218

LISTE DES TABLEAUX

1.1	Classement des modèles de RAG selon la phénoménologie d'entrée (Esposito & Hendriks 2019)	36
1.2	Propriétés métrologiques des différentes techniques de mesures réparties par fibre optique d'après Bassil (2019)	69
2.1	Propriétés mécaniques des roches d'origine	84
2.2	Formulation des deux bétons étudiés en kg/m^3 de béton et fraction volumique correspondante des constituants (ϕ_i)	86
2.3	Évolutions des propriétés mécaniques des éprouvettes de caractérisation entre la fin de la phase 1 et la fin de la phase 2	96
2.4	Évolutions des propriétés mécaniques avant et après fluage sous une charge de compression uniaxiale de 13,6 MPa	110
3.1	Paramètres élastiques et thermiques de l'inclusion et de la matrice utilisés dans validation du modèle	141
3.2	Paramètres de fluage de la matrice utilisés lors du test avec une matrice au comportement visco-élastique	145
3.3	Paramètres de fluage de la matrice utilisés lors du test avec une matrice au comportement visco-élastique	147
3.4	Paramètres élastiques, thermiques et physiques des phases utilisées pour modéliser le comportement du béton non-réactif étudié lors du programme expérimental	150
3.5	Propriétés de viscosité de la matrice utilisées pour caler le modèle sur le comportement du béton non-réactif sous charge du programme expérimental	151
3.6	Propriétés des phases utilisées pour la modélisation du béton réactif	152
3.7	Paramètres matériaux utilisés pour la fondation	161
3.8	Paramètres du joint au contact de type Mohr-Coulomb	161
3.9	Paramètres de formulation, élastiques et plastiques du béton du barrage et de l'évacuateur	162
3.10	Paramètres de fluage et chimique du béton du barrage et de l'évacuateur	166

CONTEXTE GENERAL

Le sixième rapport du GIEC (Groupe d'Experts Intergouvernemental sur l'Evolution du Climat) fait état d'une situation alarmante quant aux conséquences qu'aura, dans les prochaines années, le dérèglement climatique sur l'environnement (IPCC 2021). Afin de limiter ses effets, déjà présents et en partie irréversibles, il est nécessaire que la production d'énergie de demain soit moins carbonée. Cela passe par le développement et la généralisation de l'utilisation des énergies renouvelables, telles que le photovoltaïque, l'éolien, l'hydro-électricité, et le nucléaire.

En 2020 en France, le parc hydroélectrique représente une puissance de production de 25,7 GW, soit 20% de la production nationale (Gouvernement Français 2022). Il est donc nécessaire de développer cette production, mais surtout d'assurer la durabilité des installations déjà en exploitation sur le territoire. Il existe divers moyens de production hydroélectrique. Les installations dites « centrales de lac » sont celles qui permettent une production d'électricité avec une moindre dépendance aux conditions hydrologiques, puisqu'elles disposent de réservoirs de stockage fermés par des barrages.

Cependant, les barrages ne sont pas utilisés que pour la production hydroélectrique. En effet, ils sont aussi un rouage majeur des réseaux d'irrigation et d'approvisionnement en eau potable. Ainsi en France métropolitaine, sur les 512 barrages dont la hauteur dépasse 15 mètres, 50% sont exploités pour des fins de production hydroélectrique, 19% pour de l'irrigation et 18% pour l'alimentation en eau. Le reste se répartit à l'écrêtement des crues, le loisir et la navigation. Cependant, ce parc hydraulique est vieillissant puisque seulement 16% des ouvrages ont moins de 30 ans et 55% ont plus de 50 ans (CFBR 2012). La durabilité de ces ouvrages d'art, qu'ils soient anciens ou plus récents, est donc une nécessité environnementale, en renforçant la production d'énergie non carbonée, mais aussi sociétale, en assurant le stockage d'eau douce et la sécurité des populations en aval des retenues d'eau.

Un barrage est caractérisé par sa hauteur, son type (poids, voûtes, contreforts) mais aussi par son matériau constitutif. Dans le monde, les barrages en remblais sont les plus courants. En France, la répartition est plus égalitaire et les ouvrages en béton représentent 55% du parc français de barrage de plus de 15 mètres de haut. Le béton est un matériau composite constitué de granulats et d'une matrice cimentaire qui se rigidifie suite à l'hydratation du ciment. Dans certains cas, le béton peut être atteint d'une pathologie que l'on nomme Réaction Alkali-Granulats ou RAG. En synthétisant, il s'agit d'une réaction chimique entre certains types de granulats et les alcalins (sodium et potassium) apportés par le ciment. Cette réaction ne se développe que lorsque le béton est suffisamment humide. Il en résulte la formation d'un gel expansif. En se développant, ce gel va entraîner un gonflement du béton et une dégradation de ses propriétés mécaniques.

La découverte des premiers cas de RAG date de 1942 (Stanton 1942), suite à l'observation de dégradations de voiries en béton. Malgré cette découverte ancienne, les mécanismes physico-chimiques la réaction n'ont été identifiés avec précision qu'au milieu des années 70 (Diamond 1975). Cette identification, associée à une compréhension plus poussée des mécanismes, a abouti au début des années 90 à la rédaction des premières recommandations pour prévenir l'apparition de la RAG, par exemple en France celles du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC)(1994). Bien que la majorité des barrages ait été construite avant ces recommandations, le nombre d'ouvrages atteints de cette pathologie demeure toutefois, et heureusement, restreint, avec 78 cas identifiés à travers le monde en 1992, dont 5 en France (Charlwood 1994). Les chiffres actuels ne sont pas disponibles, mais ces nouveaux cas restent limités aux ouvrages construits avant la parution des diverses recommandations et pour lesquels la présence de RAG n'était pas encore authentifiée en 1994.

Les premiers signes de RAG sur les barrages ne sont visibles, généralement a minima, qu'une dizaine d'années après la construction de l'ouvrage. La présence de la pathologie se traduit par des déplacements irréversibles de l'ouvrage, qui sont la conséquence du gonflement du béton induit par la réaction. Ces déplacements peuvent perdurer pendant plus de 50 ans et sont quantifiables par les dérives qui sont observées sur les mesures effectuées avec les divers systèmes d'auscultation. De plus, quand les gonflements deviennent significatifs, des désordres peuvent apparaître et compromettre l'exploitation de l'ouvrage. Dans le cas des barrages hydroélectriques, les gonflements peuvent ainsi venir désaxer les turbines. Comme en 1977 dans l'usine de Moxoto (Brésil), ils peuvent alors être à l'origine du blocage des turbines, ce qui entraîne une incapacité de production d'énergie. Cependant ces dommages sont mineurs en comparaison des effets que peut provoquer la réaction vis-à-vis de la sûreté de l'ouvrage. Par exemple, dans le cas du barrage de Mactaquac (Canada), les effets de la RAG ne se sont pas restreints à une perturbation de la production électrique, le développement de la pathologie a aussi affecté le fonctionnement des organes d'évacuation des crues. En effet, pour cet ouvrage, les vannes mobiles de l'évacuateur de crue étaient bloquées par le gonflement du béton induit par la RAG. Dans le cas des barrages voûtes, où la stabilité

de l'ouvrage repose sur la transmission de la poussée hydrostatique aux appuis de rives, des modifications de l'état de contraintes se produisent avec le développement de la RAG. Elles peuvent amener à l'ouverture de fissures dans le béton à proximité de ce contact, et remettre en question la stabilité de l'ouvrage. Dans ces barrages, le développement de RAG se traduit par une dérive des données d'auscultation, un exhaussement de la crête ainsi que le déplacement/basculement vers l'amont de l'ouvrage. Pour les barrages poids, les gonflements entraînent une augmentation des contraintes au sein de l'ouvrage et un exhaussement de la crête. Dans ce type de barrage, la réaction peut aussi amener à une fissuration du contact horizontal entre la fondation et l'ouvrage. Les sous-pressions qui sont induites par cette ouverture peuvent alors provoquer le glissement de l'ouvrage (Charlwood 1994).

Lorsque les gonflements de RAG modifient le comportement de l'ouvrage et risquent de remettre en cause sa stabilité des travaux de grandes ampleurs peuvent être entrepris. Par exemple, dans le cas du barrage poids du Chambon (France), Electricité de France (EDF) a mis en œuvre d'importants travaux de confortement dans les années 90. Ces derniers ont consisté à injecter les fissures en pied du parement aval avec du mortier, cela afin de rétablir la stabilité de l'ouvrage, et à construire un nouvel évacuateur de crue, l'ancien ayant été totalement bétonné suite à des signes d'un futur dysfonctionnement. Une membrane étanche a également été installée sur le parement amont, afin d'éviter des pressions interstitielles dans les fissurations induites par les gonflements du béton. Enfin, 8 traits de scies verticaux ont été effectués afin de relâcher les contraintes au sein de l'ouvrage qui menaçaient la stabilité de l'appui en rive gauche. Des campagnes d'investigation effectuées entre 2007 et 2010 et un calcul aux Eléments Finis de l'ouvrage, ont montré les effets bénéfiques de ces travaux de confortement (Chulliat et al. 2013b). Cependant, les résultats ont aussi remis en cause la stabilité de l'ouvrage au séisme, ainsi des travaux supplémentaires ont été menés entre 2013 et 2014.

Les maîtres d'ouvrage doivent justifier de la stabilité de leurs ouvrages auprès d'organismes gouvernementaux, par exemple en France, les Directions Régionales de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement (DREAL). Dans le cas où les relevés d'auscultation montrent des dérives importantes ou un comportement inexplicable par de simples effets hydrostatiques (liés aux variations du niveau d'eau du réservoir) et thermiques (liés aux variations de température de la structure), des calculs de justification d'ouvrage peuvent être effectués. Dans la majorité des cas, ils consistent à un calcul aux Eléments Finis de l'ouvrage où le modèle numérique permet d'expliquer le comportement réel de l'ouvrage, et de justifier ou non de sa stabilité. Ces calculs permettent aussi de prédire le comportement de l'ouvrage dans les années futures. Dans certains cas, des données matériaux sont manquantes pour effectuer ce calcul numérique, une campagne d'essais en laboratoire sur des carottes prélevées sur l'ouvrage est alors associée à ce calcul afin de compléter les données. En effet, ces prélèvements permettent de déterminer les caractéristiques mécaniques du béton et de confirmer la présence d'une pathologie ainsi que son état d'avancement. Ces résultats permettent alors de justifier certaines hypothèses prises dans le modèle numérique. Sur la base de ces simulations, différentes décisions peuvent être prises : abaisser le niveau de retenue, et par conséquent assumer une perte de production hydroélectrique, entreprendre des travaux mineurs de réfection, ou des réparations de grandes ampleurs, voire mettre l'ouvrage hors service.

Les logiciels de calcul aux Eléments Finis sont donc des outils d'aide à la décision très importants. Il est par conséquent primordial que le modèle utilisé soit en capacité de reproduire les comportements observés avec le plus de réalisme possible. A l'heure actuelle, il existe de nombreux modèles plus ou moins sophistiqués et réalistes. Néanmoins, si certains d'entre eux sont utilisés en tant qu'outil d'aide à la décision, ceux-ci présentent des lacunes notamment le couplage de la RAG avec d'autres mécanismes générateurs de déformations différées comme le fluage. Dans ces modèles, le couplage est effectué à l'échelle macroscopique du matériau béton. La calibration de tels modèles est contraignante, car elle requiert une lourde campagne d'essais. En effet, ces essais doivent être effectués pour tous les types de béton constitutifs de l'ouvrage. La plupart du temps, les modèles utilisés dans les calculs de stabilité, autres que ceux couplant RAG et fluage, sont des modèles simplifiés.

C'est dans ce contexte de durabilité et de sûreté des ouvrages hydrauliques que Tractebel et le LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions) ont souhaité collaborer. En effet, Tractebel, anciennement "Coyne et Bellier", est un bureau d'étude mondialement reconnu pour son expertise sur les ouvrages hydrauliques, avec plusieurs centaines de projets portant sur des ouvrages hydrauliques, allant de la conception à la mise en place d'une solution d'auscultation et au suivi des travaux de confortement. Le LMDC est quant à lui reconnu, entre autres, pour son expertise sur le comportement mécanique des bétons et ses différentes pathologies. Cette volonté de partenariat, alliant des compétences complémentaires des deux entités, a donc abouti à ce travail de thèse réalisé dans le cadre d'une convention CIFRE.

L'objectif global de cette thèse est de proposer un nouveau modèle phénoménologique prenant en compte le couplage fluage et RAG et capable d'être un outil performant d'aide à la décision des ouvrages atteints de RAG. La réussite de cet objectif passe par trois étapes. La première consiste à étudier le fluage du béton atteint de RAG en laboratoire. Les essais doivent être effectués dans des conditions représentatives de celles de l'ouvrage, ceci afin de mieux appréhender les couplages et de formuler des hypothèses sur les mécanismes à l'origine des comportements observés sur les ouvrages. Pour cela, cette campagne d'essais de fluage en compression uniaxiale se distinguera des campagnes précédentes par un chargement dit « tardif », à savoir que le chargement causant le fluage du béton sera appliqué après l'apparition d'un gonflement libre significatif de RAG. En outre, les conditions de conservation sous fluage devront être telles qu'elles permettent la poursuite de l'évolution de la réaction sous charge, comme cela se produit in situ. La seconde étape consiste en la mise au point d'un modèle non-linéaire implanté dans un code Eléments Finis. Ce modèle doit prendre en compte l'état de contraintes induit par la réaction à l'échelle mésoscopique, les lois de comportement de chaque phase constitutive du béton, à savoir les granulats réactifs et la matrice constituée du reste du béton, ainsi que leurs interactions mécaniques via un schéma d'homogénéisation. La troisième étape consiste à utiliser le modèle mis au point sur ces principes pour modéliser le comportement d'un ouvrage réel de type barrage route. En se basant sur les données d'auscultation et les campagnes d'essais sur les carottes issues de l'ouvrage, le modèle devra permettre de retrouver le comportement de l'ouvrage depuis le début des mesures et si c'est le cas il pourra être utilisé pour prédire son comportement futur.

Le premier chapitre de ce manuscrit constitue un état de l'art de la RAG, allant de la description de ses mécanismes aux conséquences sur le comportement mécanique du béton. Les différentes méthodes pour modéliser la réaction seront aussi présentées et discutées, ainsi que leurs limites. Ce chapitre fera aussi état des connaissances des mécanismes et des modélisations des déformations différées du béton, à savoir le retrait et le fluage du béton. Enfin, les systèmes de mesures utilisés usuellement pour quantifier les déformations induites par la RAG et les déformations différées du béton seront décrits. Nous présenterons enfin une technologie récente et prometteuse utilisant la fibre optique, qui pourrait constituer une alternative aux systèmes de mesures usuels (capteur LVDT et jauges électriques) souvent inutilisables dans les conditions de conservation sévères exigées par un programme expérimental impliquant une accélération thermo-chimique.

Le deuxième chapitre présentera le programme expérimental d'un béton atteint de RAG dans le cas du chargement « tardif » de compression uniaxiale mentionné précédemment. Cette campagne d'essai a pour objectif de fournir des données originales pour permettre de mieux comprendre les mécanismes à l'origine des comportements observés sur ouvrage réel. Ces données sont évidemment essentielles dans la perspective du travail de modélisation. Cette étude réalisée en laboratoire se caractérise par une chronologie de conditions de conservation les plus représentatives possibles de celles du cas réel. Les choix des différentes phases de cette chronologie de conditions Thermo-Hydro-Chemo-Mécaniques seront donc détaillés et justifiés. Afin de quantifier séparément les effets de la RAG et du fluage, le même programme d'essai sera mené sur un béton réactif et sur un béton non réactif. Les moyens mis en œuvre pour assurer le maintien des conditions de conservation et l'instrumentation des échantillons par des capteurs à fibre optique seront détaillées. L'analyse et l'exploitation des évolutions des déformations longitudinales et orthoradiales permettront d'établir des hypothèses sur les mécanismes se produisant à l'échelle mésoscopique, et expliquant les divers comportements, libre ou sous charge, du béton atteint de RAG.

Le troisième et dernier chapitre sera consacré au modèle analytique utilisé et adapté au couplage fluage-RAG lors de cette thèse. Ce modèle doit permettre de modéliser le comportement d'un béton atteint de RAG, quel que soit le type de sollicitation. Les hypothèses sur lesquelles se base la loi de comportement analytique non linéaire utilisée dans ce modèle seront en premier lieu explicitées : Les champs de déformations élastiques et anélastiques, ainsi que la façon de les exprimer pour décrire au mieux le comportement d'un béton atteint de RAG seront présentés en suivant. Le modèle homogénéisé analytiquement sera ensuite confronté à un modèle de béton basé sur l'approche numérique mésoscopique (pour lequel granulats réactifs et matrice sont maillés). Une seconde étape de validation consistera à vérifier sa capacité à modéliser les différents comportements obtenus durant l'étude expérimentale. Enfin, une première application du modèle parachèvera ce travail de thèse. Elle résidera en un recalcul et une prédiction du comportement d'un ouvrage réel atteint de RAG. Les conclusions et des perspectives clôtureront ce mémoire.

Chapitre 1

ETAT DE L'ART

1.1 Introduction

La présence de RAG sur divers ouvrages à travers le monde et les conséquences néfastes constatées sur leur comportement ont incité la communauté scientifique à chercher à identifier les mécanismes à l'origine du phénomène, à comprendre et à quantifier ses effets à l'échelle du matériau et de la structure, avec pour objectif d'être capable de les modéliser.

Dans la première partie de cette synthèse bibliographique, la réaction chimique RAG à l'origine de la production d'un gel expansif, les conditions nécessaires à son initiation et à son développement, ainsi que les facteurs influents seront détaillés. Les conséquences sur le comportement mécanique du béton et de la structure seront ensuite présentées.

Différents modèles intégrant les mécanismes chimiques de la RAG et reproduisant ses effets mécaniques sur le matériau existent à l'heure actuelle. Ils peuvent être regroupés par famille de par les hypothèses, principes de base, paramètres d'entrée et formulations qu'ils ont en commun. Nous présenterons respectivement les modèles basés sur la réaction chimique, le gonflement du béton, les pressions internes ou le développement du gel produit par la réaction. Cette partie se conclura par une discussion sur les avantages et les limites des diverses familles de modèles et leur capacité à prendre en compte les couplages entre RAG et fluage qui interviennent dans le cas des ouvrages.

Le comportement différé des bétons sera ensuite abordé à travers une synthèse de l'état des connaissances du retrait et du fluage, avec les hypothèses sur les mécanismes et les paramètres influents. Comme pour la RAG, de nombreuses études expérimentales ont permis de mettre au point de multiples modèles. Nous présenterons quelques modèles de fluage et nous discuterons de la possibilité d'intégrer leur couplage avec la RAG.

Enfin, dans l'optique de proposer un programme expérimental permettant de fournir des données originales de fluage d'un béton atteint de RAG dans le cadre de cette thèse, nous recenserons, dans une dernière partie, les différentes techniques d'extensométrie existantes capables de mesurer les déformations de fluage et de RAG. Parmi ces techniques, un nouveau type de système de mesure, les capteurs à fibre optique dont l'utilisation paraît prometteuse fera l'objet d'une description détaillée

1.2 La Réaction Alkali-Granulats : du mécanisme aux conséquences sur le comportement différé du béton

La RAG est une réaction chimique en deux étapes qui seront présentées et développées dans une première partie. Il s'agit d'une pathologie endogène du béton dont le développement n'est possible que si certaines conditions sont réunies. Ces conditions seront détaillées ainsi que les facteurs qui influencent son évolution. Enfin, les effets et conséquences mécaniques de cette réaction à l'échelle mésoscopique et macroscopique du matériau béton seront décrits.

1.2.1 Mécanismes réactionnels

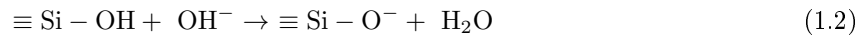
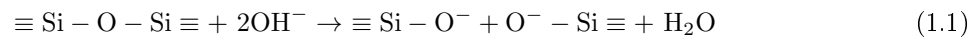
Les chercheurs s'accordent sur le fait que la RAG est une réaction chimique qui se produit suivant un processus en deux étapes (Diamond et al. 1981) :

1. Une attaque chimique des granulats par les ions hydroxyles et alcalins, qui entraîne la formation d'un gel silico-alcalin ;
2. Une expansion de ce gel au sein de la porosité de la matrice cimentaire fait suite à la sorption du liquide présent dans la solution interstitielle, qui peut donner lieu à des gonflements macroscopiques du béton.

1.2.1.1 Étape 1 : Attaque de la silice des granulats

L'hypothèse concernant le processus de la première étape de la RAG proposée par Dent-Glasser & Kataoka (1981) et Poole (1992) fait désormais consensus. La RAG est une attaque de la silice présente dans les granulats de nature siliceuse par les ions hydroxyles et alcalins de la solution interstitielle. Cette réaction chimique entraîne la formation d'un gel silico-calco-alcalin. Ce processus réactionnel se divise en trois phases, schématisées en figure 1.15 et détaillées en suivant :

- **PHASE 1** : Les ions hydroxyles (OH^-) attaquent les liaisons siloxanes (équation 1.1) et les ponts silanols (équation 1.2) de la fraction siliceuse des granulats ;



- **PHASE 2** : Une fois la surface de la silice réactive ionisée, une migration des ions alcalins (Na^+ et K^+) de la solution interstitielle vers les granulats se produit ;
- **PHASE 3** : Les ions Ca^{++} indispensables à la formation du gel silico-calco-alcalin sont à alors incorporés dans la réaction (Diamond 1981).

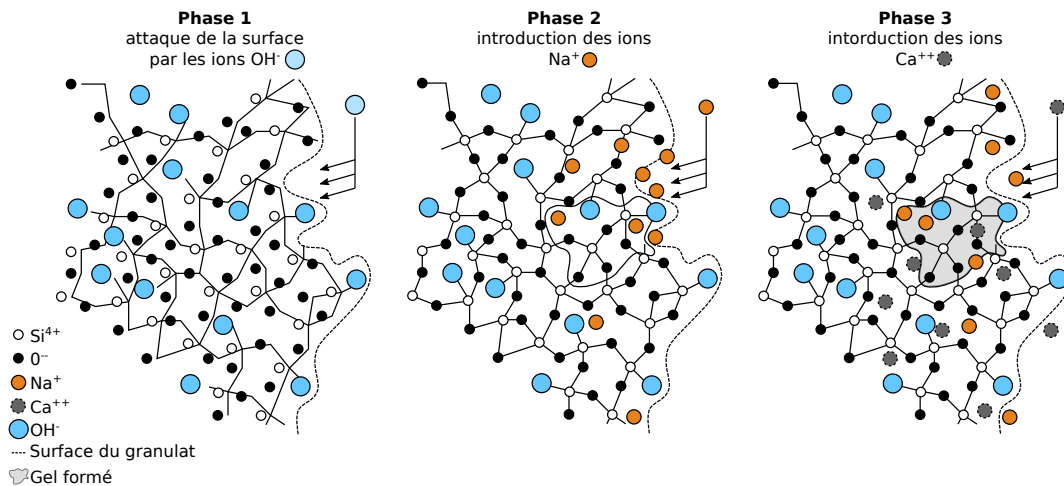


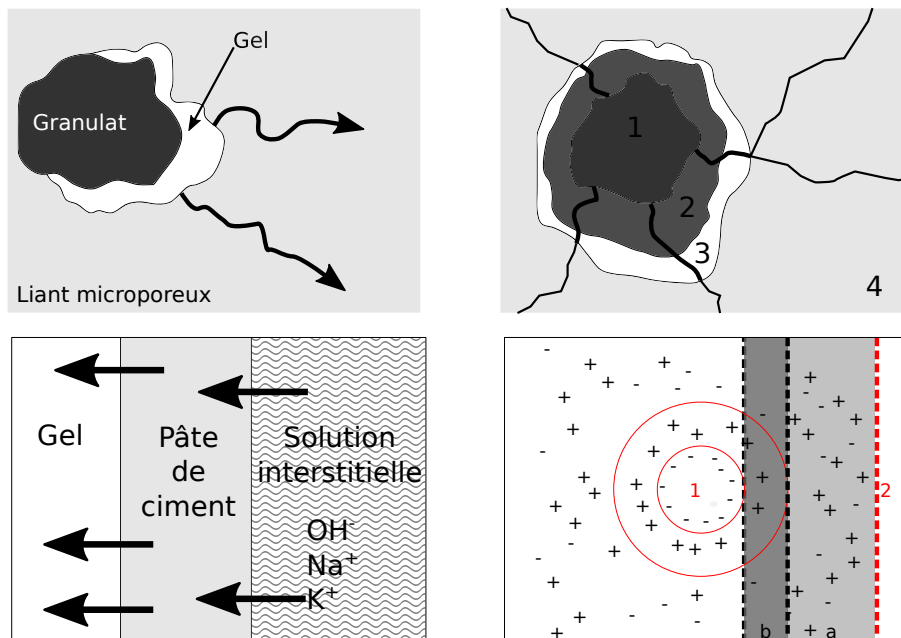
FIGURE 1.1 – Processus d'attaque chimique des granulats amenant à la formation du gel (Dans Godart & Le Roux (2008) d'après Poole (1992))

1.2.1.2 Étape 2 : Expansion des gels et gonflement du béton

Les mécanismes de l'étape 2 de la RAG à l'origine de l'expansion du gel et le gonflement du béton qui en découle, n'ont pas toujours fait l'unanimité. Il est donc important de présenter les différentes hypothèses proposées par différents chercheurs pour expliquer l'expansion du gel et les gonflements associés :

- **Hypothèse de la dissipation du gel (Jones 1988)** ; les gonflements mésoscopiques sont le résultat d'une impossibilité de dissipation du gel dans la porosité connectée de la matrice cimentaire. Ce phénomène est observable dans le cas où la cinétique de formation du gel est supérieure à celle de sa dissipation dans la porosité connectée (figure 1.2a).
- **Hypothèse du gonflement des corps poreux (Couty 1999)** ; par consommation de la silice des granulats (zone 1 dans la figure 1.2b), leurs surfaces deviennent poreuses (zone 2 dans la figure 1.2b). Cette porosité offre un espace disponible au développement du gel, ce qui entraîne une augmentation de volume du granulat (zone 3 dans la figure 1.2b). Ce gonflement des granulats, dont les cœurs demeurent sains, provoquent des fissures orientées radialement dans la matrice.
- **Hypothèse des pressions osmotiques (Dent-Glasser & Kataoka 1981)** ; les gonflements sont la conséquence de la sorption de la solution interstitielle par le gel en développement. Le flux liquide entraîne des pressions au sein de la porosité qui provoquent la fissuration de la matrice et le gonflement du béton (figure 1.2c).
- **Hypothèse de la double couche électrique (Prezzi et al. 1997)** ; à la surface de particules de gel, sont présentes deux couches électriques superposées dont l'une est dite diffuse (1.2d), la deuxième est dite de Stern et est plus chargée ioniquement que la première (b, comme illustré sur la figure 1.2d). Ces deux couches électriques ne possèdent pas le même potentiel chimique. La répulsion électrochimique créée par cette différence de potentiel engendre un plan de cisaillement (2 dans la figure 1.2d) qui se traduit par un gonflement à l'échelle du béton.
- **Hypothèse des potentiels chimiques (Dron et al. 1998)** ; Dans le cas où les potentiels chimiques de la solution interstitielle et du béton sont similaires, le gel peut précipiter autour de la silice des granulats. Cette précipitation du gel entraîne une pression qui se traduit par le gonflement du béton.

(a) Hypothèses de la dissipation du gel d'après Jones (1988) (b) Hypothèse du gonflement des corps poreux d'après Couty (1999)



(c) Hypothèse des pressions osmotiques d'après Dent-Glasser & Kataoka (1981) (d) Hypothèse de la double couche électrique d'après Prezzi et al. (1997)

FIGURE 1.2 – Schématisation des différentes hypothèses sur le développement des gels d'après Godart & Le Roux (2008)

1.2.2 Conditions nécessaires

Malgré la diversité des hypothèses concernant l'origine de la propagation du gel, les auteurs sont unanimes vis-à-vis des conditions nécessaires à son apparition. Elles sont notamment énoncées par Diamond (1975) :

- présence de silice réactive dans les granulats,
- quantité suffisante d'alcalins dans la totalité du béton,
- humidité relative interne du béton suffisamment élevée.

1.2.2.1 La silice réactive

Il s'agit de la silice des granulats présente dans le mécanisme réactionnel. Elle est présente en plus ou moins grande quantité dans les granulats en fonction de leur roche d'origine. Les recommandations du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (L.C.P.C.) (1994), remplacées depuis par le fascicule de documentation FD P18-464, établissent un classement des granulats selon leurs roches d'origine et leurs potentiels de gonflement. Ils sont ainsi classés selon une des trois catégories suivantes, en fonction de leur réactivité aux alcalins (NF P18-594) :

- granulats non-réactifs (NR),
- granulats réactifs (Rs),
- granulats potentiellement réactifs à effet de pessimum (PRP).

Selon Poyet et al. (2004) qui complètent une étude antérieure (Sellier et al. 1999), outre la nature minéralogique des granulats, leur taille ont également une influence sur la RAG. En effet, la distribution granululaire du béton modifie la cinétique de la réaction. Les granulats de petites dimensions étant distribués de manière plus homogène, le temps nécessaire à la diffusion des alcalins de la porosité vers les sites de silice réactive est considérablement réduit, ce qui a pour conséquence d'accélérer la réaction. Toujours selon Poyet et al. (2004), la taille intervient non seulement sur la cinétique mais aussi sur le potentiel de gonflement du béton. En considérant une porosité connectée indépendante de la taille des granulats, les plus volumineux d'entre eux provoquent un gonflement plus lent, mais plus important. En effet, leur potentiel de gonflement est supérieur à ceux de dimensions plus réduites. Le volume de gel produit est plus important et comble la porosité connectée au voisinage de ces granulats, qui dans le cas des granulats de taille plus modeste suffit à absorber la totalité du gel produit.

1.2.2.2 Les alcalins

Autres réactifs de la RAG, les alcalins sont majoritairement apportés par le ciment sous forme de sulfates. Pour Dron et Brivot (1992, 1993) leur concentration au sein du béton conditionne l'initiation de la RAG. Pour ces chercheurs, l'attaque de la silice réactive par les ions hydroxydes n'est possible que dans le cas d'un pH élevé du béton, qui est la conséquence d'une forte concentration en alcalins au sein de la solution interstitielle du béton. Une fois diffusés dans la solution interstitielle du béton, les alcalins se transforment en oxydes de sodium et de potassium, respectivement Na_2O et K_2O . La concentration de ces oxydes dans la solution interstitielle peut être estimée grâce à des formules empiriques (Brouwers & Van Eijk 2003). Cependant, ces formules ne sont capables de prédire ces concentrations et ne sont vérifiées expérimentalement que dans le cas d'un état stable du béton. En effet, elles ne prennent pas en compte le lessivage possible des alcalins, qui se traduit par la migration des ions alcalins de la porosité vers le milieu extérieur (Bérubé et al. 2007).

La notion "d'équivalent Na_2O " est conventionnellement utilisée (équation 1.3) pour établir un seuil limite d'oxyde de sodium à ne pas dépasser afin de limiter les risques d'apparition de la pathologie.

$$\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} = \text{Na}_2\text{O} + 0,658\text{K}_2\text{O} \quad (1.3)$$

D'abord établi à 0.6% de la masse de ciment selon les recommandations du L.C.P.C. (1994), ce seuil est depuis remis en question. En effet, d'autres sources d'alcalins peuvent exister, à savoir un apport externe, mais également des apports internes par des constituants du béton autre que le ciment : Certains granulats, de par leur nature minéralogique (micas ou feldspaths), et certains adjuvants peuvent eux aussi fournir une quantité supplémentaire d'alcalins (Berube et al. 2002). Il est donc préférable de calculer une teneur totale en alcalins de la formulation de béton et fixer une valeur de seuil limite, souvent prise inférieure à $3,5 \text{ kg/m}^3$ de béton. Dans le cas où ce seuil ne peut pas être respecté, par exemple avec des ciments avec une forte teneur en alcalins, la réactivité de la formulation à la réaction peut être testée par essais accélérés (NF P18-454).

1.2.2.3 L'humidité relative

L'eau via l'humidité relative du béton est indispensable au développement de la RAG. L'humidité relative est conditionnée par la formulation du béton par le biais du rapport E_{eff}/C (eau efficace sur ciment) et par l'hygrométrie ambiante du béton. Dans le cas des bétons à faible rapport E_{eff}/C , l'humidité relative au sein de leur porosité sera initialement faible. L'eau étant le milieu réactionnel de la RAG, celle-ci ne pourra s'amorcer. Cependant, d'après certains chercheurs (Baron et al. 1992), cette faible humidité va de pair avec une augmentation de la concentration en alcalins dans la solution interstitielle, qui amplifie le risque de développement de la pathologie. L'eau intervenant aussi en tant que réactif, les chercheurs ne s'accordent pas sur un seuil limite en dessous duquel la réaction est impossible. Poole (1992) considère que la RAG ne peut avoir lieu en dessous de 70% d'humidité relative et que les conditions semblent optimales au-dessus de 80%. Selon Multon (2003), ce seuil n'existe pas et la réaction se produit quelle que soit l'humidité relative. L'amplitude des gonflements est directement reliée à l'humidité. Ainsi, des bétons réactifs avec une faible humidité gonfleront, mais dans des proportions minimales. En se basant sur cette hypothèse et en reliant l'humidité relative au degré de saturation, il est possible d'établir pour un degré de saturation supérieur à 30% une relation linéaire (Poyet 2003) ou polynomiale (Morenon et al. 2017) entre celui-ci et les expansions finales.

1.2.3 Facteurs influents

De nombreux facteurs peuvent influencer la cinétique et l'amplitude de la RAG, soit en modifiant les propriétés physiques du béton, soit en agissant directement sur le processus de la réaction chimique.

1.2.3.1 Les adjuvants et les additions minérales

Forster et al. (1998) ont synthétisé les différentes actions des adjuvants et des additions minérales sur la réaction. En modifiant les propriétés intrinsèques du béton telles que la porosité ou la teneur en eau initiale, les adjuvants et les additions minérales peuvent limiter les gonflements, voire empêcher la réaction. De par leur nature minéralogique, les additions pouzzolaniques limitent les risques de réaction en diminuant le pH et la consommation de calcium par la réaction. Parmi les additions pouzzolaniques, la fumée de silice atténue le développement de la RAG en consommant les alcalins présents qui, de fait, seront en moindre quantité pour réagir avec la silice des granulats.

1.2.3.2 La température

Les premières études menées sur la RAG en laboratoire ont mis en évidence que la cinétique de gonflement augmente avec la température. Cette influence est nettement visible sur la figure 1.3 issue des travaux de Larive (1998), qui montre seulement une accélération de la réaction à 38°C sans impact sur son potentiel de gonflement final.

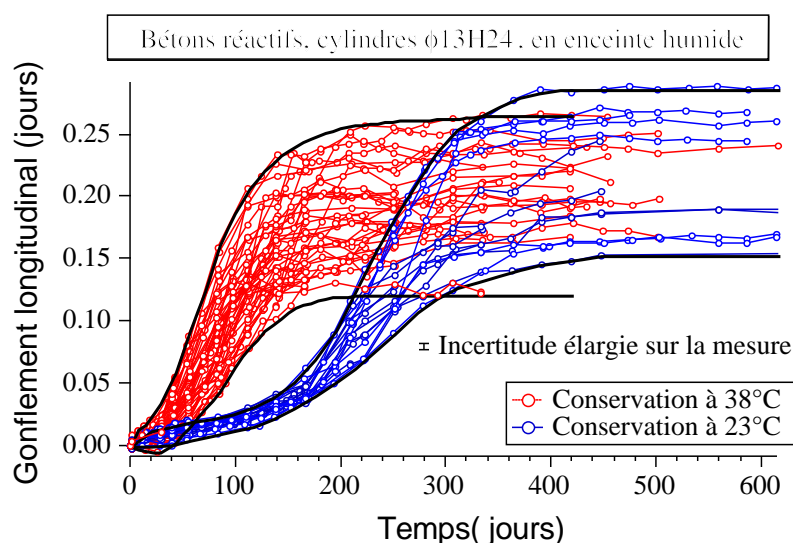


FIGURE 1.3 – Déformations longitudinales d'éprouvettes cylindriques à 23°C et 38°C (Larive 1998)

Selon Diamond et al. (1981), cet accroissement de la cinétique est aussi observée à 40°C, mais avec une diminution de 20% des gonflements finaux. Larive (1998) et Gravel (2001) modélisent l'effet de la température sur la cinétique de réaction par une loi d'Arrhenius :

$$\dot{\epsilon}_T^{RAG} = \dot{\epsilon}_{T_{ref}}^{RAG} \exp\left(\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T}\right)\right) \quad (1.4)$$

avec :

- $\dot{\epsilon}_T^{RAG}$ et $\dot{\epsilon}_{T_{ref}}^{RAG}$ les vitesses de gonflement à la température ambiante (T) et de référence (T_{ref}) en Kelvin (K),
- E_a l'énergie d'activation nécessaire à la réaction à l'échelle du matériau béton qui peut varier de 48000 $J.mol^{-1}$ (Lombardi et al. 1997) à 53000 $J.mol^{-1}$ (Renders et al. 1995),
- R constante des gaz parfaits (8,314 $J.mol^{-1}.K^{-1}$).

1.2.3.3 Les conditions hydriques extérieures

L'eau étant indispensable au développement de la RAG, cette dernière est par conséquent influencée par l'environnement hydrique du béton. Lorsque le béton est saturé après avoir été préalablement séché, Rivard et al. (2003) observent une diminution de la concentration en alcalins. Ils expliquent ce phénomène par un piégeage des alcalins à la surface des pores lors de la désaturation précédente. Dans le cas d'un apport d'eau tardif, une reprise brutale des gonflements est observée (Larive 1998, Multon 2003). Ils expliquent une variation de masse différente entre les bétons réactifs et des bétons sains par une porosité plus importante due à la fissuration induite par la RAG.

1.2.4 Manifestations mésoscopiques

Bien que les chercheurs proposent des hypothèses différentes pour expliquer le développement de la RAG (partie 1.2.1.2), ils s'accordent néanmoins sur la manifestation mésoscopique de la pathologie. Quand ils sont libres de se déformer, les bétons atteints de RAG présentent tous un gonflement typique dont l'évolution est facilement descriptible. Selon l'hypothèse du gonflement des corps poreux de Couty (1999), ces gonflements résultent de la microfissuration de la matrice autour des granulats réactifs. Le gonflement des granulats et le développement du gel à l'interface des granulats et de la matrice cimentaire engendrent une contrainte de traction aux abords des granulats réactifs. Lorsque la contrainte de traction devient supérieure à la résistance à la traction de la matrice, des microfissures apparaissent. Ces microfissures sont progressivement remplies par le gel qui se forme à son voisinage, ce qui permet leur propagation jusqu'à un autre granulat. Cette hypothèse est confirmée par (Shakoorioskooie et al. 2021) grâce à des analyses par micro-tomographie par rayons X d'un béton réactif à plusieurs taux de gonflement, présentées dans la figure 1.4.

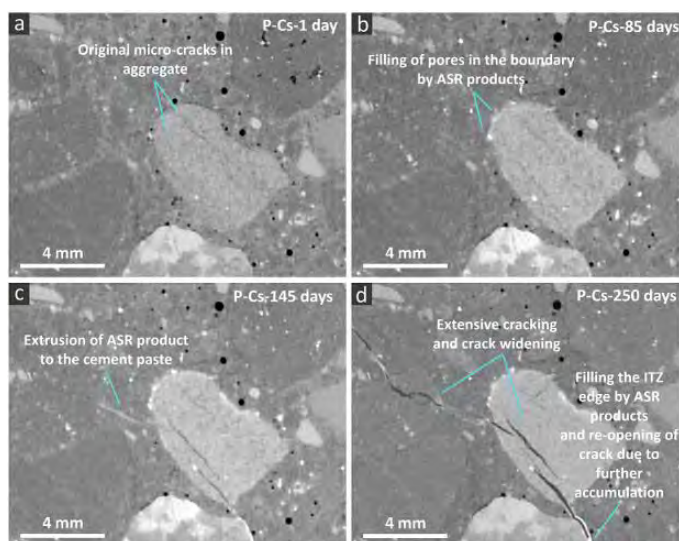


FIGURE 1.4 – Observation par micro-tomographie de l'évolution de la microfissuration engendrée par la RAG (Shakoorioskooie et al. 2021)

1.2.4.1 Évolutions dans le temps des déformations d'expansion du béton

Larive (1998) a établi que les déformations de RAG d'un béton, dont le gonflement n'est pas gêné, évoluent suivant une sigmoïde, comme représentée en figure 1.5. Cette forme de courbe en "S" et d'équation 1.5 peut être divisée en deux phases séparées par un temps dit de latence :

1. une première phase de croissance exponentielle où les gonflements apparaissent progressivement et accélèrent une fois que la matrice du béton est fissurée ;
2. une deuxième phase caractérisée par une cinétique qui diminue pour tendre vers 0 à un temps infini, et qui est la conséquence d'un fort endommagement du béton. La porosité de ce dernier ayant fortement augmenté avec la propagation de la fissuration, le développement du gel n'est plus contraint et devient donc sans conséquence pour le béton. Cependant, cela ne signifie pas un arrêt total de la réaction, d'autant que certains chercheurs n'observent pas de palier asymptotique (Carles-Gibergues & Cyr 2002, Duchesne & Bérubé 2003).

$$\varepsilon_{ch}(t) = \varepsilon_{\infty} \frac{1 - e^{-\frac{t}{\tau_{carac}}}}{1 + e^{-\frac{(t-\tau_{latence})}{\tau_{carac}}}} \quad (1.5)$$

avec :

- ε_{ch} le gonflement du béton,
- ε_{∞} la déformation asymptotique du béton non chargé,
- τ_{carac} le temps caractéristique,
- $\tau_{latence}$ le temps de latence.

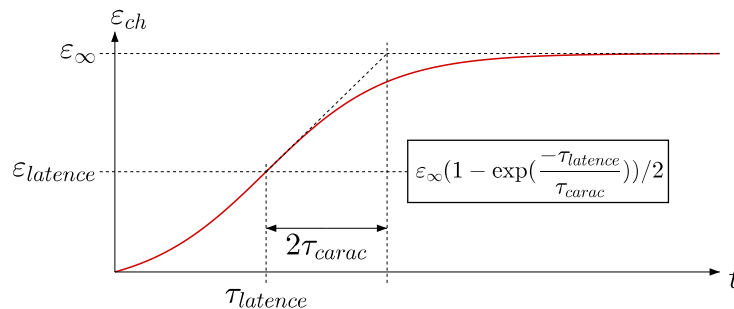


FIGURE 1.5 – Courbes caractéristiques de gonflement libre de RAG du béton (Sigmoïde d'équation 1.5 d'après Larive (1998))

1.2.4.2 Anisotropie des gonflements

L'anisotropie des déformations dues à la réaction est observée par plusieurs auteurs (Larive 1998, Multon 2003, Smaoui 2003, Pichelin 2020). Cette anisotropie est différente selon les études, mais pour Larive (1998), les gonflements observés dans le sens de coulage du béton sont deux fois plus importants que ceux observés perpendiculairement. Selon Clark (1991), l'anisotropie peut être expliquée par une fissuration plus importante dans le sens perpendiculaire au sens de mise en œuvre du béton. Larive et al. (2000) complètent cette hypothèse en considérant que ce plan d'endommagement préférentiel pourrait s'expliquer par la forme des granulats. Smaoui (2003) observe que cette anisotropie peut aussi être influencée par d'autres facteurs tels que la forme des éprouvettes, leurs dimensions, ainsi que la vibration du béton lors de sa mise en place.

1.2.4.3 Faiççage du béton

Certains cas avancés de RAG peuvent se traduire par un faiççage en peau du béton (2 dans figure 1.6). Ce mode de fissuration s'explique par un différentiel de gonflement entre deux zones. Une zone plus humide (1 dans la figure 1.6), souvent à cœur, gonfle plus intensément que la surface, ce qui entraîne des contraintes de traction en surface (Forster et al. 1998). Ce mécanisme peut être accentué par la contraction supplémentaire de retrait de dessiccation du béton de surface. Dans le cas du béton armé, les armatures, en reprenant ces efforts de gonflement, peuvent venir réorienter, voire diminuer l'apparition des fissures dans certaines directions.

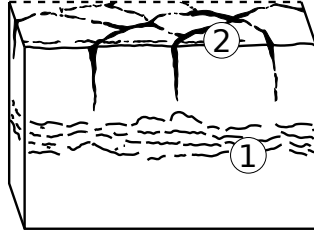


FIGURE 1.6 – Schéma explicatif des gonflements différentiels amenant à un faïençage de la surface d’après Forster et al. (1998)

1.2.5 Conséquences sur le comportement mécanique du béton

L’endommagement de la matrice et des granulats induit par le développement de la RAG a des conséquences sur le comportement mécanique du béton. La pathologie affecte les propriétés mécaniques du béton, et son impact sur le fluage en compression est variable selon l’état d’avancement de la réaction au moment de l’application du chargement.

1.2.5.1 Influence de la RAG sur les propriétés mécaniques

1.2.5.1.1 Module d’élasticité

Dans leur synthèse de travaux de recherche, Mohammadi et al. (2020) constatent que la diminution du module d’élasticité d’un béton atteint de RAG est observée dans toutes les études. Cette réduction varie entre 25% pour Larive (1998) et 48% pour Inoue et al. (1989). L’étude de Multon (2003) montre que la baisse du module d’élasticité s’opère pendant la première moitié des gonflements. Selon (Godart & Le Roux 2008), la dégradation des caractéristiques mécaniques est une conséquence des désordres à l’échelle microscopique. Le décollement à l’interface des granulats et les fissures transgranulaires et intergranulaires en seraient la cause. Pichelin (2020) considère que la diminution du module d’élasticité des bétons atteints de RAG permet de détecter la pathologie avant la fissuration mésoscopique du béton.

Capra & Sellier (2003) proposent une loi qui estime l’effet de la réaction sur le module d’élasticité. Cette loi d’équation 1.6 relie le gonflement à l’endommagement par direction (i). Son évolution théorique est comparée à des évolutions expérimentales sur la figure 1.7.

$$\varepsilon_i^{RAG} = \varepsilon_0^{RAG} \frac{d_i^+}{1 - d_i^+} \quad (1.6)$$

avec :

- ε_i^{RAG} la déformation de gonflement macroscopique du béton,
- d_i^+ l’endommagement du béton correspondant au gonflement observé,
- ε_0^{RAG} un paramètre de calage fixé à 0,3% en se basant sur les études de Larive (1998) et de l’Institution of Structural Engineers (1992).

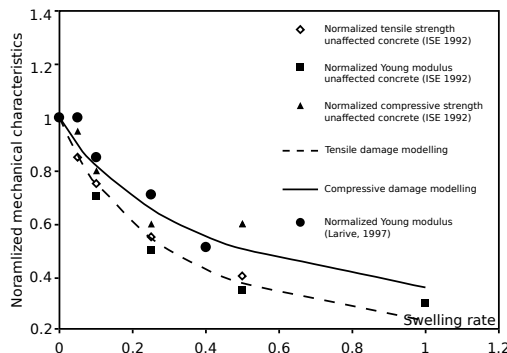


FIGURE 1.7 – Évolutions des propriétés mécaniques du béton en fonction du gonflement macroscopique d’après Capra & Sellier (2003)

1.2.5.1.2 Résistance à la compression

Contrairement à l'effet de la RAG sur le module d'élasticité, celui sur la résistance à la compression ne fait pas consensus. Dans une étude portant sur des poutres atteintes de RAG, Inoue et al. (1989) observent une baisse de 64% de la résistance à la compression. Pour d'autres auteurs, cette diminution est aussi constatée, mais dans des proportions moindres (Monette et al. 2002, Smaoui 2003, Giaccio et al. 2008). Par exemple, pour un gonflement de 0,17%, une diminution de 25% de la résistance à la compression est observée par Giaccio et al. (2008)). Dans les études de Larive (1998) et Multon (2003), aucune perte de résistance à la compression n'est observée pour un gonflement de 0,2%. Selon Godart & Le Roux (2008), lorsque les gonflements de RAG demeurent modérés, seul le module d'élasticité du béton est impacté. La résistance à la compression ne diminuerait que lorsque les gonflements atteignent des valeurs plus élevées, de l'ordre de 0,2 à 1,3%.

1.2.5.2 Influence de la RAG sur le fluage en compression

Des observations sur ouvrages réels (Charlwood 1994) ou en laboratoire (Gravel et al. 2000) montrent que lorsque le chargement en compression est faible, respectivement 8 MPa ou 10 MPa, les gonflements de RAG sont atténués dans la direction chargée. Au-delà de cet ordre de grandeur de contrainte, le béton ne développe plus d'expansions et le fluage en compression du béton est observable, sans toutefois que la réaction ne s'arrête (Le Roux et al. 1992).

Dans les ouvrages, la RAG se développe de manière concomitante au fluage. Deux configurations peuvent se produire. Le premier cas correspond à la situation pour laquelle le béton est soumis à des contraintes mécaniques liées à la phase d'exploitation de l'ouvrage. Ces contraintes sont appliquées avant le développement de la pathologie et demeurent maintenues dans le temps (cas des ouvrages précontraints par exemple). Dans le second cas, ceux sont les gonflements de la RAG qui induisent une mise en charge du béton suivant une direction initialement non chargée mais dont l'expansion est gênée (barrage entre les deux rives d'une vallée). En effet, si l'expansion du béton est empêchée, de nouvelles contraintes apparaissent pendant le gonflement et rétroagissent sur celui-ci.

1.2.5.2.1 Chargement antérieur à l'initiation de la réaction

La configuration où la réaction se développe sur un béton déjà chargé a été étudiée par de nombreux auteurs (Larive 1998, Gravel et al. 2000, Multon 2003, Smaoui 2003, Liaudat et al. 2018). Toutes les études montrent que les déformations dans la direction de chargement de compression ne sont pas impactées par la réaction. Le fluage du béton atteint de RAG dans la direction chargée est similaire à celui du béton de référence dans le cas d'un chargement uniaxial, quel que soit le taux de chargement, comme l'illustre la figure 1.8. Plus récemment, Liaudat et al. (2018) arrivent à la même conclusion, mais dans un cas de chargement triaxial. Selon certains chercheurs, les gonflements sont reportés dans les directions non chargées (Larive 1998, Gravel et al. 2000, Multon 2003, Smaoui 2003, Liaudat et al. 2018). Pour d'autres, la déformation volumique n'est plus constante (Le Roux et al. 1992), ce qui signifie que le report de gonflement depuis les directions plus chargées vers les directions les moins chargées n'est plus total.

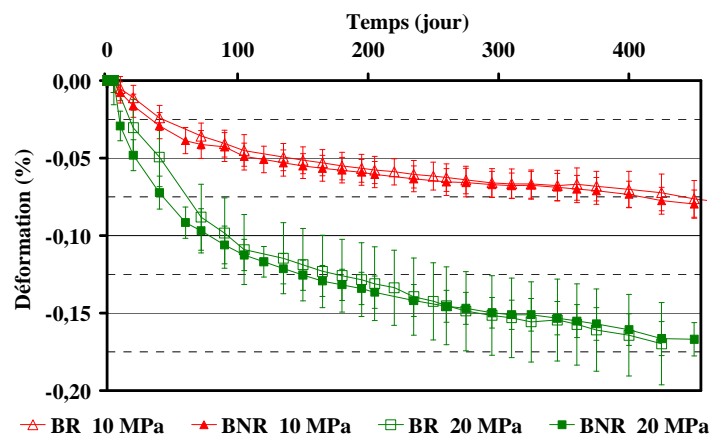


FIGURE 1.8 – Fluage propre du béton non-réactif (BNR) et réactif (BR) sous chargement uniaxial constant de 10 et 20 MPa d'après Multon (2003)

1.2.5.2.2 Chargement postérieur à l'initiation de la réaction

Pour Özkan et al. (2015), le fluage du béton atteint de RAG est influencé par la microfissuration apparue suite au développement du gel. Il est donc important de comprendre l'influence réelle de la réaction sur le fluage en chargeant des bétons dont la réaction a déjà atteint un stade avancé de son développement.

Reinhardt et al. (2019) s'intéressent à l'effet de la réaction sur le fluage dans le cas de bétons aux potentiels de gonflement différents et mis en charge à différents taux de gonflement. Dans cette étude, un béton non-réactif et un réactif, dont les déformations libres sont présentées dans la figure 1.9a, ont été chargés à différentes valeurs d'expansions libres. Ils constatent que le fluage du béton réactif a court terme est dépendant de la cinétique des gonflements de RAG. Plus la cinétique de gonflement est élevée lors de l'application du chargement, plus le fluage du béton pendant les premières semaines sous charge est important (figure 1.9b). Cependant, cette influence de la RAG sur le fluage n'est que temporaire et le fluage au long terme du béton réactif est similaire à celui observé sur le béton non-réactif (figure 1.9c).

Lors de ces études, le développement de la RAG a été interrompu lors de l'application du chargement, puisque le dispositif de maintien du chargement ne permettait pas de conserver les conditions nécessaires à sa poursuite. Les éprouvettes ont été conservées à 40°C et 95% d'humidité relative avant le chargement contre 23°C et 80% pendant le fluage. Cet arrêt de la RAG est également constaté sur les éprouvettes libres de se déformer, conservées dans les mêmes conditions que celles sous charge, et ce pendant la même période. (figure 1.9b).

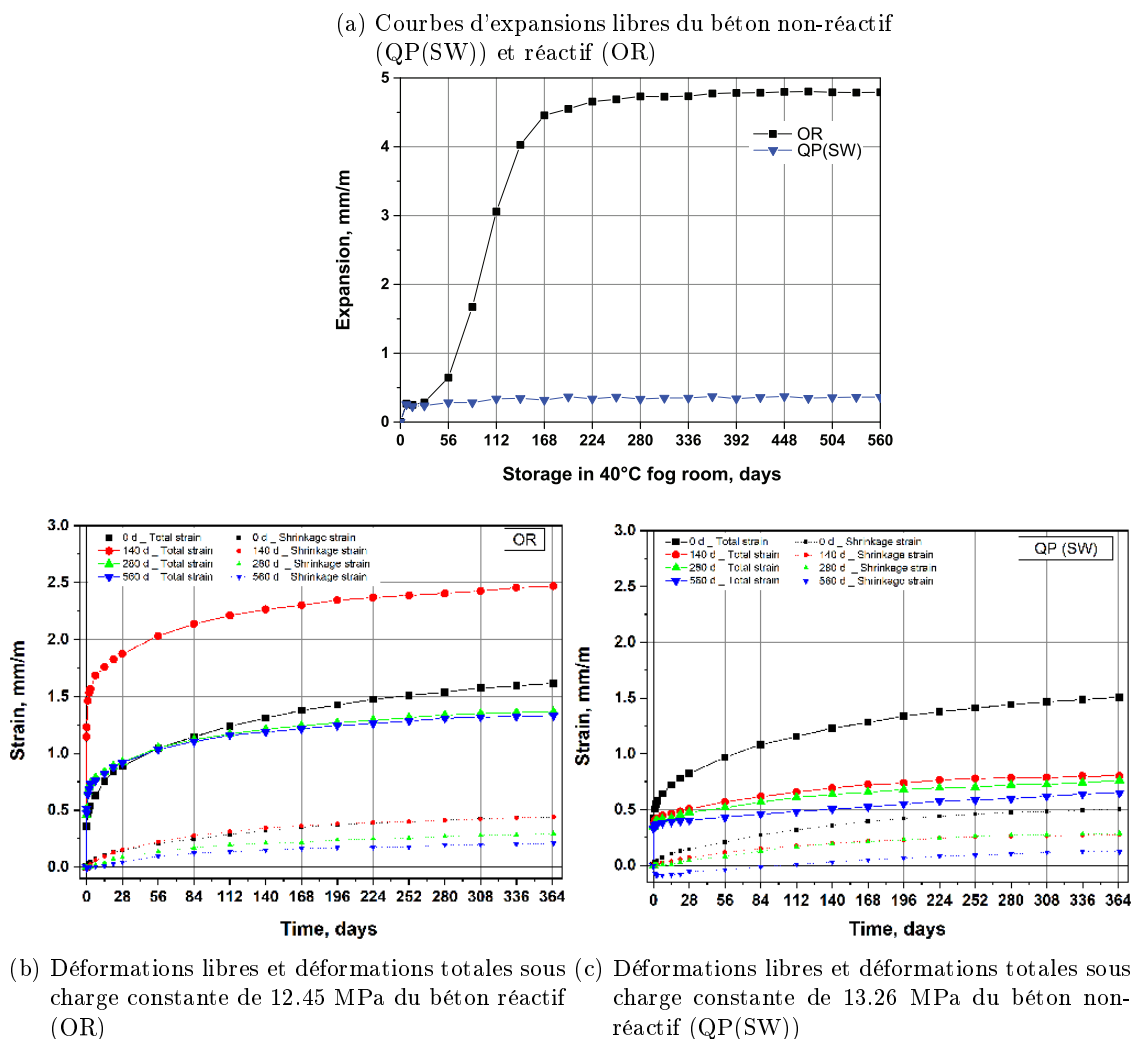


FIGURE 1.9 – Courbes d'expansion libres (a), de retrait et déformations totales sous charge (b,c) de bétons avec des potentiels de gonflements différents (Reinhardt et al. 2019)

Dans une étude similaire de Lacombe et al. (2022), les éprouvettes ont été conservées en condition endogène à 20° afin que la réaction ne s'arrête pas lors du chargement. Cependant, ce changement de condition de conservation a aussi eu un impact et la cinétique de réaction a été grandement diminuée par rapport à la phase avant fluage durant laquelle le béton était immergé dans une solution à 38°C pour accélérer la réaction. Durant ces essais, un fluage plus rapide du béton réactif a également été observé à court terme. Ce supplément de fluage durant les deux premières semaines de chargement entraîne une résorption de 40% du gonflements libres juste avant le chargement, qui était de 0,03%. Malgré le développement de la réaction sous charge, les auteurs n'observent pas de report des gonflements dans les directions libres.

Lors de ces études, la cinétique de la RAG a été arrêtée ou ralentie au moment de la mise en charge. Par conséquent, le comportement d'un béton pour lequel la réaction poursuit un développement sans discontinuité après la mise en charge n'a pas encore fait l'objet d'une étude. Cette configuration représentative de conditions de structures réelles permettrait d'approfondir les connaissances sur le couplage entre la réaction et le fluage, et ainsi d'améliorer les modèles existants comme nous le verrons dans la suite de cette thèse.

1.3 Modélisation actuelle de la Réaction Alkali-Granulats

La quantification et la compréhension de la phénoménologie de la RAG sont deux points essentiels dans l'optique de proposer des modèles capables de prédire le comportement sous charge à long terme d'un béton atteint de RAG. Les nombreuses études décrivant le mécanisme de réaction et ses conséquences ont permis la mise au point de différents modèles, toujours plus précis, performants et prenant en compte de multiples paramètres. De tels modèles constituent des outils d'aide à la décision, pour la gestion et l'évaluation de l'efficacité des traitements des conséquences structurales de la RAG .

Généralement répertoriés selon l'échelle finale de modélisation, Esposito & Hendriks (2019) proposent de classer les modèles en fonction de l'échelle de leurs paramètres d'entrée et du mécanisme de base utilisé pour modéliser le développement de la réaction et les gonflements associés. Ce classement sans notion de dimension est présenté dans la table 1.1. Ils classent les modèles de RAG dans une des quatre catégories suivantes qui seront détaillées par la suite :

- modèles basés sur la réaction chimique,
- modèles basés sur les gonflements du béton,
- modèles basés sur les pressions internes,
- modèles basés sur le développement du gel.

Input Scope Demonstration Experimental validation	Reaction products level	Aggregate level	Concrete level	Structural level
	Ions & water Gel Swelling Damage	Swelling Damage	Swelling Damage Mech. Prop.	Lab specimens Members Structures
Charlwood (1994)			■	
Léger et al. (1996)				■
Capra and Bournazel (1998)			■	
Malla and Wieland (1999)				■
Ulm et al. (2000)				■
Li and Coussy (2002)				■
Capra and Sellier (2003)				■
Farage et al. (2004), Fairbairn et al. (2004)				■
Bangert et al. (2004)				■
Saouma and Perotti (2006)				■
Winnicki and Pietruszczak (2008)				■
Comi et al. (2009)				■
Pesavento et al. (2012)				■
Esposito and Hendriks (2012)				■
Bažant et al. (2000)		■		
Dormieux et al. (2004)		■		
Schlangen and Van Breugel (2005)		■		
Çopuroğlu & Schlangen (2007), Anaç et al. (2012)		■		
Comby-Peyrot et al. (2009)		■		
Reinhardt and Mielich (2011)		■		
Wu et al. (2014)		■		
Esposito (2016), Esposito and Hendriks (2016)		■		
Ulm et al. (2002)	■			
Lemarchand (2001)	■			
Grimal et al. (2008a, 2008b)	■			
Dunant and Scrivener (2010)	■			
Giorla et al. (2015)	■			
Pignatelli et al. (2013)	■			
Charpin and Ehrlicher (2014)	■			
Bažant and Steffens (2000)	■			
Suwito et al. (2002)	■			
Poyet et al. (2007)	■			
Multon et al. (2009), Sanchez et al. (2014)	■			
Puatatsanon and Saouma (2013)	■			
Alnaggar et al. (2013)	■			
Liuaudat et al. (2014)	■			
Nguyen et al. (2014)	■			
Bažant and Rahimi-Aghdam (2016)	■			
Multon and Sellier (2016)	■			
Alnaggar et al. (2017)	■			

TABLEAU 1.1 – Classement des modèles de RAG selon la phénoménologie d'entrée (Esposito & Hendriks 2019)

1.3.1 Modèles basés sur la réaction chimique

Les modèles chimiques permettent d'expliquer la formation du gel, la lixiviation des alcalins ou l'effet de pessimum, ce dernier correspondant à l'association d'une quantité d'alcalins avec un certain type de granulats qui provoque des gonflements maximaux. Cependant, ils doivent être intégrés dans des modèles plus globaux tels que certains types de modèles présentés précédemment pour pouvoir fournir la réponse mécanique du béton atteint de RAG.

Ces modèles sont basés sur la diffusion et le rôle des ions dans la réaction, ainsi que sur les mouvements hydriques dans le béton. Ils peuvent être utilisés dans les autres modèles pour régir les gonflements imposés ou le développement du gel. Par exemple, le modèle proposé par Poyet et al. (2004) et repris par la suite dans Multon & Sellier (2016) élaborent une approche multi-échelle. Leur modèle se base sur la poro-mécanique et prend également en compte la diffusion des ions alcalins dans les granulats et leur fixation dans le gel. En utilisant ces deux échelles, ils modélisent la lixiviation des alcalins et la diffusion des ions à l'échelle du béton en fonction de ses conditions aux limites chimiques. En conditionnant l'initiation de la réaction à une concentration minimale en alcalins, le modèle permet de faire apparaître un délai d'apparition de la réaction qui peut être observé dans certains ouvrages massifs.

1.3.2 Modèles basés sur les gonflements du béton

Les modèles basés sur les expansions du béton sont les plus anciens et sont ceux qui requièrent le moins de données d'entrée. Ce sont des modèles phénoménologiques qui ne se basent que sur la quantification du phénomène en laboratoire ou sur des observations sur ouvrages instrumentés. Dans ces modèles, le gonflement du béton engendré par la RAG est considéré comme une déformation imposée au béton, au même titre que les déformations thermiques. Les vitesses de gonflements à une date donnée, dépendent uniquement de l'état de contrainte et sont estimés par l'intermédiaire de lois analytiques basées sur l'observation des bétons atteints de RAG. L'endommagement du béton, s'il est inclus au modèle, est géré au niveau structurel et n'a donc pas d'influence directe sur le développement de la réaction.

Le premier modèle de RAG est un modèle phénoménologique proposé par Charlwood (1994). A partir de l'observation des déplacements irréversibles sur des barrages, il établit une relation logarithmique (équation 1.7 représentée en figure 1.10) entre la contrainte de compression axiale appliquée σ_i et la vitesse de gonflement $\dot{\varepsilon}_g(\sigma_i)$:

$$\dot{\varepsilon}_g(\sigma_i) = \dot{\varepsilon}_u - \frac{\dot{\varepsilon}_u}{\log(\sigma_i/\sigma_0)} \log(\sigma_i/\sigma_0) \quad (1.7)$$

avec :

- $\dot{\varepsilon}_g$ la vitesse de gonflement sous contrainte,
- $\dot{\varepsilon}_u$ la vitesse de gonflement libre ($135 \mu\text{m}/\text{m}/\text{an}$),
- σ_0 la contrainte limite basse telle que $\dot{\varepsilon}_g = \dot{\varepsilon}_u$ ($0,3 \text{ MPa}$),
- σ_m la contrainte limite haute telle que $\dot{\varepsilon}_g = 0$ (8 MPa),
- σ_i la contrainte de compression axiale appliquée.

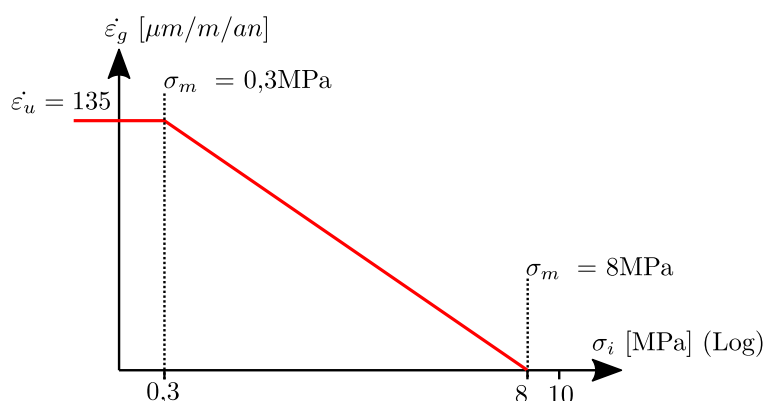


FIGURE 1.10 – Courbes d'atténuation de la vitesse de gonflement en fonction de la contrainte de compression axiale appliquée d'après Charlwood (1994)

Léger et al. (1996) enrichissent ce modèle en faisant dépendre linéairement le gonflement de RAG, qui est imposé comme une déformation anélastique, de la température, de l'humidité, de la teneur en alcalins et du type de granulats. Leur modèle prend également en considération l'endommagement en fonction du gonflement du béton, qui se traduit par une diminution du module d'élasticité et de résistance à la traction.

Le modèle de Capra & Bournazel (1998) se base aussi sur la relation établie par Charlwood (1994). Il prend également en compte l'effet de la température sur les gonflements proposé par Diamond et al. (1981) et celui de l'humidité proposé par Poole (1992). Dans ce modèle, l'endommagement est relié à la réactivité du béton par une loi analytique. La réactivité du béton est, quant à elle, déterminée selon une approche probabiliste.

L'équation décrivant les gonflements de RAG (équation 1.5) établie par Larive (1998) a servi de base à de nombreux modèles phénoménologiques. Ulm et al. (2000) intègrent l'équation dans un modèle Thermo-Chemo-Mécanique. Les temps de latence et caractéristique de la réaction y sont fonctions de la température par l'intermédiaire d'une loi d'Arrhenius (exemple avec l'équation 1.4). Le gonflement asymptotique ne dépend que de la réactivité du béton et est calé à partir de mesures sur des éprouvettes de béton. L'endommagement est quant à lui pris en compte dans le modèle par l'intermédiaire d'un critère de plasticité.

En se basant sur le modèle de Capra & Bournazel (1998), Capra & Sellier (2003) ont pris en compte l'influence de l'humidité relative et de la consommation en alcalins dans leur modèle. Les déformations de RAG sont imposées par direction et dépendent des conditions aux limites du béton, mais aussi de l'endommagement. L'endommagement par direction est une fonction de trois variables probabilistes. Celles-ci permettent de considérer la possibilité d'une ouverture de fissure respectivement due à la RAG, à la compression ou à la traction du béton dans la direction associée. Cette approche permet de modéliser l'anisotropie des gonflements. Dans le modèle de Comi et al. (2009), l'endommagement du béton est aussi pris en compte via un modèle de dissipation d'énergie lors de la fissuration.

Saouma & Perotti (2006) modélisent la réaction comme un gonflement volumique fonction de la température et de l'humidité relative. L'anisotropie de la réaction est prise en compte en pondérant cette déformation volumique suivant les directions principales ($\sigma_k, \sigma_l, \sigma_m$) par des facteurs de poids associés (W_k, W_l, W_m). La valeur de ces facteurs dépend du cas de chargement (figure 1.11), des résistances à la compression et à la traction du matériau et d'un seuil de contrainte en deçà duquel peuvent apparaître des gonflements.

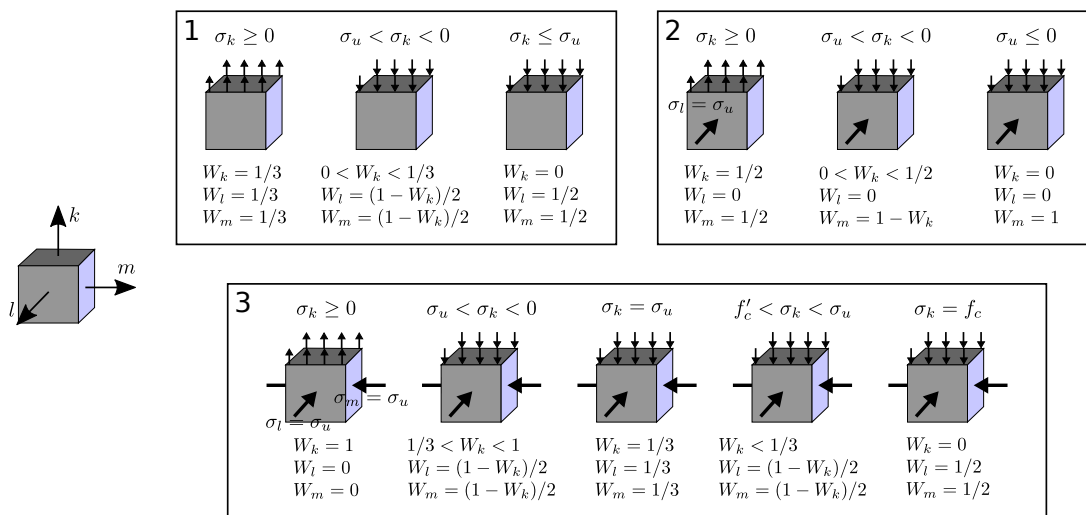


FIGURE 1.11 – Pondération de la déformation volumique de RAG par direction pour différents cas de chargement d'après Saouma & Perotti (2006)

D'autres auteurs intègrent le gonflement du béton dans des modèles de poro-mécanique (Bangert et al. 2004, Pesavento et al. 2012). Ces modèles considèrent le béton comme un composite constitué d'une phase solide et d'une porosité. Le gonflement du béton est le résultat d'un couplage entre la pression d'eau dans la porosité et les déformations de RAG qui sont imposées au solide. Ces déformations de RAG dépendent de la température et du degré de saturation.

1.3.3 Modèles basés sur les pressions internes

Les modèles basés sur les pressions internes se basent tous sur le même principe qui consiste à considérer le comportement des deux phases du béton, une phase granulaire et une matrice à base cimentaire, voire trois si l'aurole de transition autour des granulats est prise en compte.

Dans ces modèles, le béton est ainsi représenté par des inclusions (phase 1) qui sont entourées d'une matrice (phase 2), qui peut être soit la seule pâte de ciment, soit le mortier constitué du sable et de la pâte, les inclusions étant alors les gravillons. Le développement de la réaction entraîne une augmentation de la pression interne de la phase 1 qui interagit avec la phase 2. Le passage à l'échelle supérieure associant les deux phases se fait par homogénéisation et permet ainsi de modéliser le comportement du matériau béton tout en considérant celui distinct de chaque phase et les interactions qui en résultent. Plusieurs méthodes d'homogénéisation existent. Elles s'appuient sur la définition d'un Volume Élémentaire Représentatif (VER). Le VER représente le volume du matériau le plus petit tel que la réponse aux sollicitations externes soit identique à celle du matériau homogénéisé. Dans le cas du béton, ce volume a dès lors une taille supérieure à celle des inclusions (phase 1). Le volume occupé par les inclusions dans le VER, appelé fraction volumique, est identique à celui représenté par la phase 1 dans le matériau homogénéisé, la fraction volumique restante étant occupée par la phase 2.

Les principales données d'entrée des modèles basés sur les pressions internes sont la fraction volumique et les propriétés de chaque phase. Le nombre de données d'entrée varie suivant les modèles. Ces modèles peuvent être rassemblés en trois familles selon la méthodologie d'homogénéisation utilisée :

- les modèles utilisant une homogénéisation purement mathématique,
- les modèles basés sur les principes de la micro-poro-mécanique,
- les modèles de bétons numériques.

1.3.3.1 Les modèles utilisant une homogénéisation purement mathématique

Un des premiers modèles se basant sur les pressions internes est celui de Bažant (2000). Ces derniers ont modélisé un cube de matrice avec une inclusion sphérique de silice pure en son centre. Ils ont analysé la réponse de ce VER à des sollicitations externes et à une pression interne due au gonflement de l'inclusion. Grâce à cette modélisation, ils sont parvenus à établir une relation entre les expansions et la résistance à la traction, ainsi qu'à identifier le pessimum des granulats.

D'autres chercheurs ont repris ce principe (Reinhardt & Mielich 2011) pour comprendre la réponse mécanique des granulats au développement du gel de RAG. Pour cela, ils modélisent un VER qui représente le granulats comme une matrice englobant des inclusions de gel.

1.3.3.2 Les modèles basés sur les principes de la micro-poro-mécanique

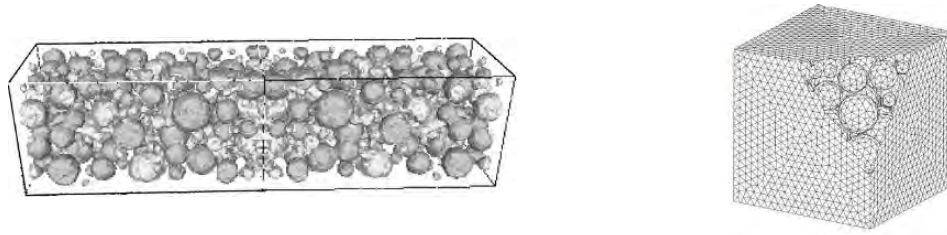
Ces modèles associent les principes de poro-mécanique, de micro-mécanique et d'homogénéisation. Le béton est représenté comme un solide constitué de vides remplis de gel. Dans le modèle de Dormieux et al. (2004), la fissuration s'amorce autour de ces poches de gel et fragilise la phase solide une fois la porosité saturée. Les propriétés du béton sont par la suite déterminées analytiquement par une méthode d'homogénéisation. Cette étape ne prend en compte que les propriétés élastiques de la phase solide, ainsi que la fraction et la géométrie des vides.

Esposito & Hendriks (2016) s'appuient sur ce modèle, mais proposent de calculer l'endommagement du béton macroscopiquement, ce qui permet de l'appliquer pour tout type de chargement. Néanmoins, pour un béton non chargé, le modèle surestime la diminution de raideur. Les chercheurs l'expliquent par le fait que le modèle ne prend pas en compte les déformations permanentes du béton, ce qui démontre donc une nouvelle fois l'intérêt et la nécessité de coupler le fluage et la RAG.

1.3.3.3 Les modèles d'homogénéisation basés sur le principe des bétons numériques

Ces modèles de béton numérique consistent à mailler les phases du béton et un calcul aux éléments finis permet de traiter l'étape d'homogénéisation. Dans certains cas, comme présenté en figure 1.12b, les éprouvettes peuvent être totalement modélisées en 3D (Comby-Peyrot et al. 2009). D'autres chercheurs ont proposé une modélisation multi-échelles (Wu et al. 2014) dans laquelle les granulats de forme sphérique sont distribués aléatoirement et les propriétés de la matrice ont été déterminées par un autre calcul

d'homogénéisation (figure 1.12a). Ces modèles sont très dépendants de la taille du VER ainsi que de la finesse du maillage, et sont donc davantage utilisés dans des buts de compréhension que de prédiction. En effet, ils requièrent une forte puissance de calcul et ne peuvent donc être appliqués à l'échelle des structures.



(a) Géométrie des particules réactives générées par l'outil FEMCAM (Comby-Peyrot et al. 2009) (b) Maillage aléatoire d'inclusions sphériques (Wu et al. 2014)

FIGURE 1.12 – Exemple de distribution des inclusions réactives dans des bétons numériques

1.3.4 Modèles basés sur le développement du gel

Les modèles basés sur le développement du gel sont comparables à ceux basés sur les pressions internes. La différence provient de la prise en compte de la chimie de la réaction. Les pressions qui s'exercent entre les phases sont la conséquence d'une variation de volume ou de masse du gel de RAG en fonction de son développement. Il est donc logique de retrouver dans cette famille de modèles, des modèles basés sur la poro et micro-mécanique, ou qui utilisent un béton numérique.

1.3.4.1 Les modèles basés sur la poro et micro-mécanique

Lemarchand et al. (2005) proposent de modéliser le comportement d'un béton atteint de RAG de deux manières distinctes. Dans la première, le développement du gel, qui est régi par la dissolution de la silice dans les deux cas, entraîne une pression dans les granulats. Dans la seconde cette pression s'exerce au sein de la porosité de la matrice cimentaire. Ils concluent que, dans les deux cas, il est possible de décrire les courbes d'expansions expérimentales observées sur le béton atteint de RAG.

Dans le modèle de Pignatelli et al. (2013), la variation de masse de gel entraîne une pression dans la phase solide du béton, et ainsi son gonflement macroscopique. Cette variation de masse est estimée par l'intermédiaire d'une loi qui gère la cinétique de réaction et qui dépend de la température et du degré de saturation. L'endommagement du béton est pris en compte par l'intermédiaire d'un modèle basé sur le gonflement du béton établi par Comi et al. (2009). Charpin & Ehrlacher (2014) proposent de considérer le développement du gel via une variation de volume à l'aurole de transition appelée également ITZ (Interfacial Transition Zone). L'endommagement induit par ce gonflement est alors estimé en utilisant une méthode énergétique de fissuration permettant ainsi de modéliser un déchaussement des granulats et la fissuration dans la matrice cimentaire.

Dans le modèle de Grimal et al (2008a,2008b) et Sellier (2018), le développement du gel est exprimé par un avancement chimique (A). Avec l'avancement de la réaction, régi par le degré de saturation du béton et la température, le volume de gel augmente et génère une pression (P_g) qui est définie par l'équation suivante :

$$P_g = M_g[AV_g - (A_0V_g + b_g tr(\bar{\varepsilon}))^+]^+ \quad (1.8)$$

avec :

- P_g la pression exercée par le gel sur la phase solide,
- M_g le module d'élasticité du gel,
- A l'avancement chimique de la réaction,
- V_g le volume maximal de gel qui peut être généré par la réaction,
- A_0V_g le volume de gel nécessaire pour remplir la porosité connectée,
- b_g le coefficient qui permet de faire diminuer la pression de gel (P_g) en fonction de l'expansion volumique du béton, à savoir la trace du tenseur de déformation ($tr(\bar{\varepsilon})$),
- $()^+$ la part positive qui permet de ne pas avoir une pression négative et par conséquent une diminution des gonflements.

Dans ce modèle, la pression peut être atténuée lorsque le matériau est endommagé. Le couplage de la RAG et du retrait, respectivement par l'intermédiaire de la pression de gel (P_g) et de la pression hydrique (P_w) avec le fluage (ε_2) est réalisé via un modèle rhéologique à l'échelle mésoscopique, présenté en figure 1.13. L'endommagement au niveau du béton est pris en compte par l'intermédiaire du modèle de Capra & Sellier (2003).

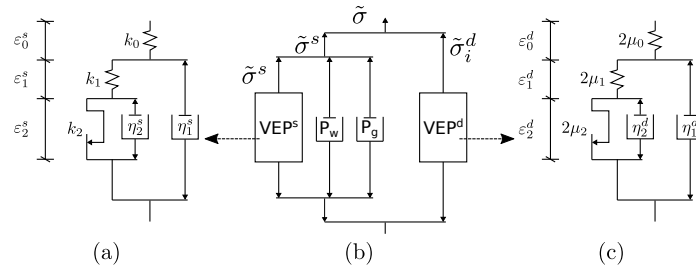


FIGURE 1.13 – Modèle rhéologique du module visco-elasto-plastique (VEP) d'après Grimal et al. (2008a) (a) Partie sphérique du module VEP; (b) module VEP; (c) Partie déviatorique du module VEP

1.3.4.2 Les modèles basés sur un béton numérique

Dunant & Scrivener (2010) étudient l'impact du développement du gel sur le comportement du béton par l'intermédiaire d'un béton numérique en 2D. Dans ce modèle, les granulats sont représentés par des inclusions sphériques dans une matrice de pâte de ciment. Les inclusions sont distribuées spatialement de manière aléatoire. La taille de chaque inclusion est définie pour suivre la distribution granulaire d'un béton expérimental. Le gel se développe depuis des poches distribuées aléatoirement dans les granulats. Pour une faible cinétique de gonflement, le modèle montre une perte de raideur du béton que les auteurs associent à un endommagement des granulats plutôt que de la pâte. Selon eux, la pâte est comprimée par le gonflement des granulats et ne peut donc être endommagée, ce qui est certes vrai radialement mais certainement pas ortho-radialement. Malgré une cohérence des résultats numériques et expérimentaux, cette hypothèse est remise en question par Sanchez et al. (2015) pour qui ces résultats sont plutôt liés à la roche d'origine des granulats utilisés dans l'étude.

Par la suite, Dunant & Scrivener (2010) ont fait évoluer leur modèle pour prendre en compte le fluage (Giorla et al. 2015). Ils considèrent que le fluage plus rapide de la pâte de ciment au voisinage des granulats permet d'expliquer le faible endommagement de la matrice. Ils justifient leur hypothèse par un endommagement de la matrice moins important dans le cas d'une réaction lente, alors que l'endommagement des granulats est lui similaire quelle que soit la vitesse de gonflement (figure 1.14)

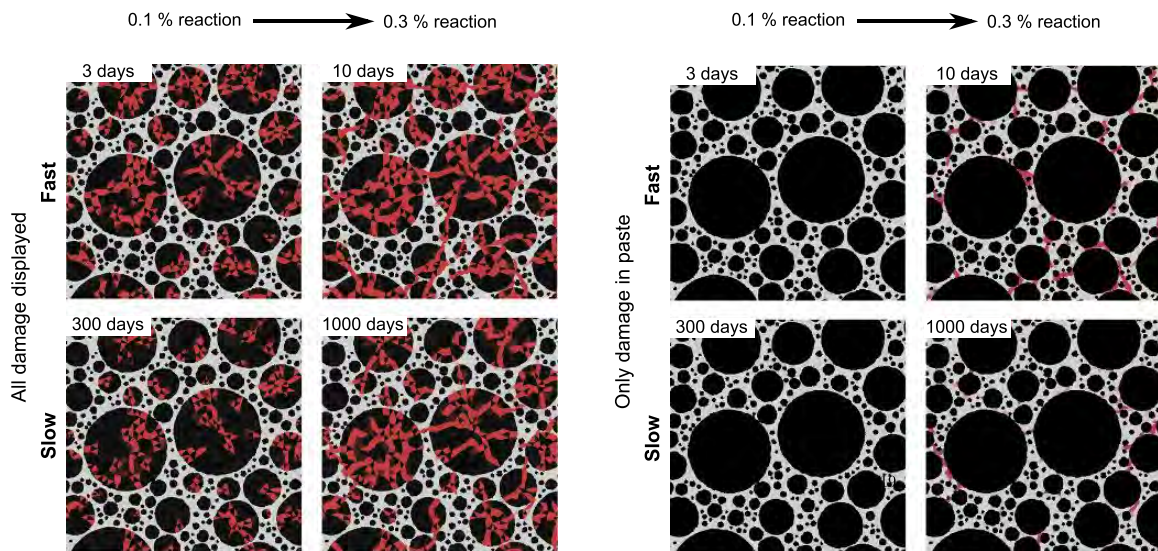


FIGURE 1.14 – Progression de l'endommagement dans la matrice et les inclusions en fonction de la vitesse de la réaction (Giorla et al. 2015)

1.3.5 Discussions sur les différents types de modélisation

Les modèles se basant sur la réaction chimique sont surtout des outils de compréhension des phénomènes physiques mis en jeu dans la réaction. Ces modèles à eux-seuls ne permettent pas de modéliser le comportement mécanique du béton atteint de RAG.

Les modèles se basant sur le gonflement du béton requièrent un faible nombre de paramètres. Nombre de ces modèles ont été implantés dans des codes éléments finis. Ils permettent de modéliser aisément la réaction et ses conséquences sans nécessiter une forte puissance de calcul. La dégradation du béton peut y être considéré via la plasticité, ou l'endommagement. Cependant, selon Grimal (2007), plus la contrainte est élevée, plus les estimations des contraintes via de ce type de modèle deviennent incorrectes. Cela proviendrait d'une sous estimations des effets du fluage induits par le gonflement gêné de RAG. En effet, lorsque les bétons sont chargés avant le début de la réaction, il devient difficile d'évaluer l'influence exacte de la réaction sur le fluage et le fluage pourrait être sous-estimé.

En modélisant le béton comme un composite, les modèles basés sur les pressions internes et le développement du gel s'affranchissent de critères ou de lois reliant la réaction et l'endommagement. Les modèles qui prennent en compte l'évolution du gel permettent d'expliquer l'effet de la réaction sur l'endommagement et les gonflements à l'échelle du béton. Le modèle de Grimal et al. (2008a), qui considère tous ces phénomènes et couple la réaction au fluage par l'intermédiaire d'un modèle rhéologique, présente l'avantage de pouvoir réaliser des calculs à l'échelle de l'ouvrage. Il nécessite cependant un grand nombre de paramètres calés à partir des résultats d'essais expérimentaux et qui ne sont valables que pour une seule formulation de béton. D'autres modèles permettraient, théoriquement, de limiter le nombre d'essais car ils sont capables de considérer la microstructure du béton de façon explicite, tels que celui de Giorla et al. (2015). En utilisant un béton numérique (maillage des granulats réactifs dans la matrice), ce modèle prend en compte les contraintes aux abords des granulats réactifs qui sont plus importantes que dans le reste de la matrice. Cependant, avec ce type de modèle le calcul d'ouvrage réel demeure in-envisageable puisqu'il nécessiterait le maillage des granulats sur la totalité de l'ouvrage.

Peu de modèles couplent la réaction avec le fluage, et aucun ne permet de calculer un ouvrage atteint de RAG en considérant l'état de contrainte microscopique, en particulier au voisinage des inclusions atteintes de RAG en phase d'expansion. La mise au point d'un modèle dont l'approche micro-mécanique permettrait de prendre en compte le fluage de la matrice au voisinage des granulats réactifs permettrait donc de limiter le nombre de paramètres de calage, mais pour être utilisé sur un ouvrages, un tel modèle devrait remplacer la description numérique de la micro-structure par une description analytique, devenant ainsi une loi de comportement issue de l'homogénéisation.

1.4 Le comportement différé des bétons

Les bétons, et plus généralement les matériaux à base cimentaire, développent des déformations différées dans le temps. Dans le cas où le béton est soumis à un chargement, la part des déformations différées induite est appelée déformation de "fluage", alors que les déformations différées apparaissant sans sollicitation mécanique sont appelées "retrait". Nous dressons dans ce chapitre un état de l'art synthétique des connaissances actuelles du retrait et du fluage, en décrivant les principales hypothèses proposées sur les mécanismes à l'origine de ces déformations et en présentant quelques paramètres influents. L'aspect modélisation sera également abordé avec quelques modèles de retrait et de fluage, dont ceux qui paraissent les plus pertinents dans le cadre de cette étude. En prévision du travail de modélisation de ce projet de recherche qui a pour ambition de prendre en compte les déformations différées, celles dues à la RAG, au retrait, au fluage et à leurs couplages, une discussion portera sur la possibilité de s'appuyer sur certains des modèles présentés.

1.4.1 Les déformations différées libres

1.4.1.1 Mécanismes à l'origine du retrait

Aïtcin et al. (1998) distinguent cinq mécanismes à l'origine du retrait dont certains sont couplés et dont les déformations résultantes peuvent se superposer. Les différents retraits seront présentés selon leur ordre probable d'apparition durant la vie du béton.

1.4.1.1.1 Le retrait plastique

Le retrait plastique est observable lorsque le béton est encore dans un état plastique, c'est-à-dire entre les instants qui suivent le coulage et la prise de la pâte de ciment. Le mécanisme à l'origine de ce retrait est la perte de l'eau par ressuage du béton (Lerch 1957). A l'état frais, le ressuage du béton est la conséquence d'une sédimentation des granulats, qui est associée à un déséquilibre hydrique entre l'eau présente au cœur du béton et celle en surface, qui s'évapore. La forte implication des mouvements hydriques et de l'hydratation du béton dans le retrait plastique, fait plutôt de ce retrait une combinaison du retrait de dessiccation et du retrait chimique, qui seront expliqués par la suite. Le retrait plastique peut provoquer des fissures en surface du béton dues aux déformations gênées. L'application d'une cure humide lors de la prise du béton atténue cette fissuration en limitant l'évaporation de l'eau ressuée.

1.4.1.1.2 Le retrait thermique

Le mécanisme à l'origine du retrait thermique est l'exothermie de la réaction d'hydratation, qui lorsque la chaleur ne peut être évacuée assez rapidement conduit à une dilatation du béton, qui fait alors prise en température. Une fois la prise achevée, le béton se contracte en refroidissant. Les déformations observées lors de ce refroidissement sont traditionnellement appelées retrait thermique. Pour Lerch (1957), le retrait thermique est dépendant de la chaleur dégagée et du coefficient de dilatation du béton, lui-même dépendant de la teneur en eau et de la nature des granulats. Dans le cas des ouvrages massifs, le flux de chaleur traversant le béton n'est pas suffisant pour évacuer la chaleur qui peut être très élevée au cœur de l'ouvrage (Buffo-Lacarrière et al. 2007). Les déformations de retrait thermique en surface sont donc empêchées et peuvent entraîner la fissuration de l'élément (Briffaut et al. 2011).

1.4.1.1.3 Le retrait chimique

Le retrait chimique, ou contraction de « Le Chatelier », du nom du chercheur qui l'observa dès le début du XXe siècle, est une des conséquences directes de l'hydratation du ciment (Le Chatelier 1900). Lors de l'hydratation, les anhydres et l'eau réagissent pour former des hydrates dont le volume est 20% inférieur au volume cumulé des produits de réaction. Ce phénomène se traduit par une contraction finale du béton de l'ordre de 10% (car le retrait de la matrice est gêné par le squelette granulaire); ce retrait commence dès le début de l'hydratation, et se termine lorsque le squelette formé par les hydrates est suffisamment rigide pour empêcher leur rapprochement relatif (Pons & Torrenti 2008).

1.4.1.1.4 Le retrait endogène

Le retrait endogène, ou d'auto-dessiccation, est une conséquence directe de la contraction de « Le Chatelier » (Pons & Torrenti 2008). Lors de l'hydratation, les anhydres vont consommer l'eau libre présente dans la porosité, et la teneur en eau va logiquement diminuer, d'où le terme d'auto-dessiccation.

Cette diminution de la teneur en eau engendre des pressions capillaires (p_c), qui sont régies par la loi de Kelvin-Laplace (équation 1.9 pour un angle de mouillage faible), et qui entraînent la contraction de la matrice cimentaire.

$$p_c = p_g - p_l = 2 \frac{\sigma_w}{r_w} \quad (1.9)$$

avec :

- p_g la pression de gaz (pression atmosphérique),
- p_l la pression de liquide,
- σ_w la tension de surface de l'eau entre la phase gazeuse et la phase liquide (0,073 N/m pour un pH neutre),
- r_w le rayon du capillaire en mètre.

Dans le cas où le retrait endogène est gêné, les contraintes résultantes de ces déformations empêchées peuvent entraîner de la micro-fissuration et donc l'endommagement du béton.

1.4.1.1.5 Le retrait de dessiccation

Lorsque le béton est soumis à un séchage, une contraction du matériau est observée. Ces déformations sont nommées déformations de retrait total, ou retrait en dessiccation. La part de déformation complémentaire liée au séchage est appelée le retrait de dessiccation. Il est conventionnellement considéré et déterminé comme la différence entre le retrait total et le retrait endogène en postulant l'hypothèse du découplage des mécanismes à l'origine de ces deux types de retrait, endogène et de dessiccation.

Lorsque le béton est conservé dans une atmosphère à l'humidité relative plus faible que celle de sa porosité, le gradient hydrique entre les deux milieux entraîne l'évaporation de l'eau et le séchage des pores de surface. Un nouveau déséquilibre hydrique se crée plus en profondeur, le cœur du béton étant toujours plus humide. Ce front de séchage se propage dans le temps jusqu'au cœur du béton (figure 1.15.a et 1.15.b). Sa vitesse de propagation dépend de l'épaisseur et de la connectivité du béton. Par exemple, un voile de béton peu épais et avec une forte porosité sèche plus rapidement qu'un élément massif avec une faible porosité. La cinétique de perte de masse entraînée par ce séchage peut ainsi être corrélée à celle du retrait de dessiccation (Pons & Torrenti 2008).

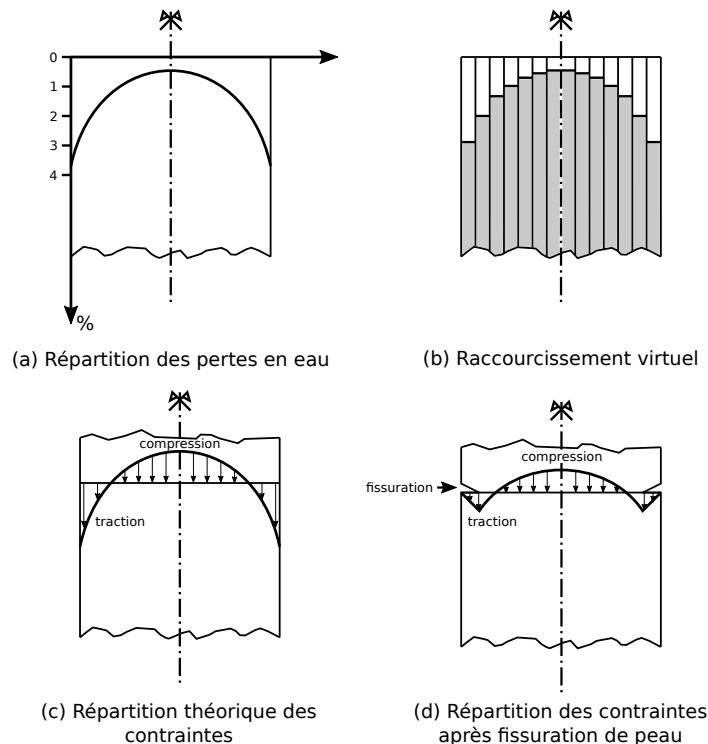


FIGURE 1.15 – Système d'auto-contraintes induit par le retrait de dessiccation d'après Pons (1998)

La diminution de la teneur en eau dans la porosité, comme pour le retrait endogène, va entraîner des tensions capillaires (figure 1.15.a), qui entraînent la contraction de la matrice. Cependant, ce retrait en surface va être empêché par un retrait au cœur du béton plus faible. Cette différence de déformations engendre un système d'auto-contraintes, dans lequel le cœur du béton est comprimé et le béton de surface est en tension (figure 1.15.c). Dans le cas où les contraintes de traction sont supérieures à la résistance en traction du béton, des microfissures apparaissent en peau et entraînent une relaxation du système d'auto-contraintes (figure 1.15.c). Les déformations de retrait de dessiccation peuvent être considérées comme la combinaison d'une part intrinsèque, propre aux propriétés du matériau, et d'une part structurale, induite par la géométrie du matériau (Bažant & Yunping 1994, Granger 1995, Acker & Ulm 2001).

1.4.1.2 Facteurs influents du retrait

Plusieurs facteurs influencent le retrait. Ils peuvent être d'origine endogène, à savoir liés aux paramètres de formulation des bétons, ou exogène, dus aux conditions d'ambiance. Ces facteurs peuvent influencer un ou plusieurs types de retrait. Compte tenu des objectifs de l'étude, seule l'influence des granulats et des conditions d'ambiance sur le retrait sera abordée.

1.4.1.2.1 L'influence des granulats

Les granulats peuvent influencer le retrait de par leur nature minéralogique. Ainsi, Makani (2011) observe que les bétons constitués d'un même volume de pâte développent un retrait endogène légèrement plus important avec des gravillons siliceux et de grès, qu'avec d'autres natures minéralogiques. Le retrait en dessiccation le plus important est constaté pour les bétons incorporant des gravillons de grès et de diabase. Il explique ces résultats par une interface pâte-granat, appelée auréole de transition (Interfacial Transition Zone (ITZ)), de moins bonne qualité, plus poreuse pour ces natures minéralogiques, qui limiterait la capacité des gravillons à restreindre le retrait de la matrice cimentaire.

La fraction volumique des granulats a également une grande influence sur le retrait du béton. Pour Eguchi & Teranishi (2005), les granulats ne subissant aucun retrait, le retrait total du béton est d'autant plus important que la fraction volumique des granulats est faible et de manière concomitante, le volume de pâte conséquent (figure 1.16).

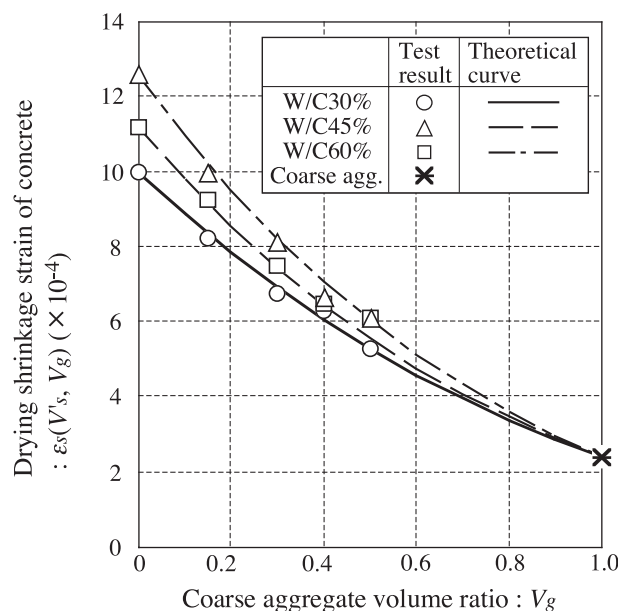


FIGURE 1.16 – Retrait total du béton en fonction de la fraction volumique de granulats (Eguchi & Teranishi 2005)

La rigidité des granulats, qui est d'ailleurs probablement en lien avec la nature minéralogique de la roche d'origine, constitue un autre paramètre influent. Ainsi, plus les granulats sont rigides, plus ils gênent la contraction de la pâte due aux tensions capillaires (Tazawa & Miyazawa 1995). Une rigidité des granulats élevée entraîne des contraintes plus intenses à l'interface et les contraintes orthoradiales de traction peuvent alors engendrer des microfissures radiales (Bouasker 2007).

1.4.1.2.2 L'influence des conditions d'ambiance

L'hygrométrie et la température ambiantes conditionnent les déformations de retrait. Ainsi, pendant le coulage du béton puis sa prise, la température extérieure peut modifier la chaleur d'hydratation et le dégagement de chaleur qui s'en suit, et, par conséquent, le retrait thermique. Elle peut également modifier la cinétique d'hydratation, et dès lors le retrait endogène. Ainsi, l'évolution de ce dernier est accélérée par une température élevée (Brue 2009). L'influence de l'humidité est tout aussi importante car plus l'environnement sera sec, plus le séchage et donc les cinétiques et amplitudes de retrait de dessiccation seront élevés.

1.4.1.3 Modélisation du retrait

Il existe plusieurs types de modélisation des retraits endogène et de dessiccation. Cette partie se focalise sur les modèles réglementaires, et sur un modèle basé sur une approche poro-mécanique.

1.4.1.3.1 Modèles réglementaires

L'Eurocode 2 (EN 1992-1-1), pour le dimensionnement des ponts en béton, propose de calculer les déformations induites par le retrait endogène (ε_{ca}), et par le retrait de dessiccation (ε_{cd}), par l'intermédiaire de formules analytiques. Le retrait total est alors considéré comme la somme des retraits endogène et de dessiccation.

Le retrait endogène est déterminé selon deux formules, l'une applicable pour des échéances jusqu'à 28 jours, et une deuxième pour les échéances au-delà de 28 jours. La première phase étant associée à l'hydratation, le retrait endogène est calculé en fonction de la valeur moyenne de la résistance à la compression ($f_{cm}(t)$), qui évolue en fonction du temps jusqu'à sa valeur à l'échéance de 28 jours f_{cm} . Dans le cas où cette résistance est inférieure au dixième de sa valeur caractéristique à 28 jours, le retrait endogène est considéré comme nul. Durant la deuxième phase, au-delà de 28 jours, le retrait endogène est calculé selon la formule suivante :

$$\varepsilon_{ca}(t, f_{ck}) = \beta_{ca1}(f_{ck} - 20) \times [\beta_{ca2} - \beta_{ca3} \times \exp(\frac{-t}{\beta_{ca4}})] \times 10^{-6} \quad (1.10)$$

avec :

- ε_{ca} le retrait endogène en m/m pour $t > 28$ jours,
- f_{ck} la résistance caractéristique à la compression à 28 jours du béton,
- ($\beta_{ca1}; \beta_{ca2}; \beta_{ca3}; \beta_{ca4}$) des coefficients de calage dont les valeurs par défaut sont données par le règlement et respectivement égales à (1 ; 2,8 ; 1,1 ; 96).

L'évolution en fonction du temps du retrait de dessiccation est quant à elle calculée selon l'équation suivante :

$$\varepsilon_{cd}(t, f_{ck}, h_0, RH) = K(f_{ck}) \times [72 \times \exp(-0,0046 \times f_{ck}) + 75 - RH] \times \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + \beta_{cd} \times h_0^2} \times 10^{-6} \quad (1.11)$$

avec :

- ε_{cd} le retrait de dessiccation au temps t calculé en m/m,
- f_{ck} la résistance caractéristique à la compression à 28 jours du béton,
- h_0 le rayon moyen en mm,
- HR l'humidité relative extérieure moyenne,
- t_s l'âge du béton au début du séchage,
- β_{cd} un coefficient qui peut être calé à partir de données expérimentales ou pris égal à 0,007 pour un béton avec fumée de silice, ou 0,0021 pour un béton sans.
- $K(f_{ck})$ un coefficient qui dépend de la résistance caractéristique à la compression, égal 18 si elle est comprise entre 40 et 57 MPa, et $30 - 21 \times f_{ck}$ si elle est supérieure.

1.4.1.3.2 Modèles basés sur la poro-mécanique

L'approche poro-mécanique permet de considérer que la variation des tensions capillaires suite aux mouvements hydriques est à l'origine du retrait (équation 1.9). La mise en dépression des pores capillaires

est équilibrée par la pression hydrostatique de l'eau interstitielle, qui exerce dès lors une compression de la phase solide.

Le modèle de Sellier et al. (2016) utilise cette approche poro-mécanique. Dans ce modèle, les mécanismes à l'origine du retrait endogène et de celui de dessiccation sont indifférenciés. Ces retraits sont tous deux considérés comme la conséquence d'une variation de la pression capillaire au sein de la porosité, qui est appliquée à la phase solide suivant la théorie de Biot (équation 1.12).

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = \frac{\partial \sigma'}{\partial t} - \frac{\partial (b_w \times P_w)}{\partial t} \quad (1.12)$$

avec :

- $\frac{\partial \sigma}{\partial t}$ la variation de la contrainte totale appliquée au matériau,
- $\frac{\partial \sigma'}{\partial t}$ la variation contrainte effective sur la phase solide,
- P_w la pression capillaire,
- b_w le coefficient de Biot de la phase solide.

La pression capillaire (P_w) peut être estimée selon l'équation de Van Genuchten (équation 1.13), qui la relie au degré de saturation (Sr). La variation du degré de saturation est fonction de l'hydratation du béton et des conditions aux limites en séchage du béton. L'intérêt de ce type de modèle est de considérer le couplage entre retrait endogène et retrait de dessiccation puisque les deux sont pilotés par l'évolution de la pression capillaire. La pression capillaire est quant à elle dépendante de la variation du degré de saturation, quelle qu'en soit son origine (dessiccation ou auto-dessiccation).

$$P_w = M_{sh} (1 - Sr^{(-\frac{1}{m_{vg}})})^{(1-m_{vg})} \quad (1.13)$$

avec :

- M_{sh} un paramètre qui contrôle l'amplitude de la tension capillaire en fonction de la température,
- Sr le degré de saturation du matériau,
- m_{vg} l'exposant de Van Genuchten qui est calé en fonction de l'isotherme de désorption du béton.

Benboudjema (2002) utilise aussi une approche poro-mécanique dans son modèle, mais il modélise le retrait de dessiccation intrinsèque par direction (ε^{rdi}) comme la somme des déformations élastiques (ε_i^E), de fluage propre (ε_i^{fp}) et de fluage de dessiccation (ε_i^{fd}), dans la même direction (équation 1.14). Les phénomènes à l'origine de ces deux derniers types de déformations et la façon de les modéliser seront explicités par la suite.

$$\varepsilon^{rdi} = \varepsilon_i^E + \varepsilon_i^{fp} + \varepsilon_i^{fd} \quad (1.14)$$

1.4.2 Les déformations différées sous charge

Lorsqu'une contrainte est appliquée sur le béton et qu'elle est maintenue dans le temps, une déformation différée sous charge est observée. Le comportement différé dû au chargement est appelé fluage. La déformation totale sous charge (ε_{sc}) est conventionnellement considérée comme la somme de la déformation élastique ($\varepsilon_i(t_c)$), qui se produit de manière instantanée à l'instant d'application du chargement (t_c) et des déformations de retrait et de fluage, qui se produisent depuis cet instant (figure 1.17). La déformation de fluage est donc déduite de la déformation totale sous charge et de celle de retrait qui est évaluée en parallèle par des mesures sur des éprouvettes libres.

Lorsque le béton est déchargé (t_d), une phase de recouvrance instantanée puis différée se produit. La recouvrance est la somme de la déformation instantanée de retour élastique réversible ($\varepsilon_i(t_d)$) et de la recouvrance différée dans le temps, ce qui traduit la part de déformations réversibles de fluage. Le fait que la déformation totale de recouvrance ne soit pas égale à la déformation totale sous charge du béton démontre la part irréversible des déformations de fluage.

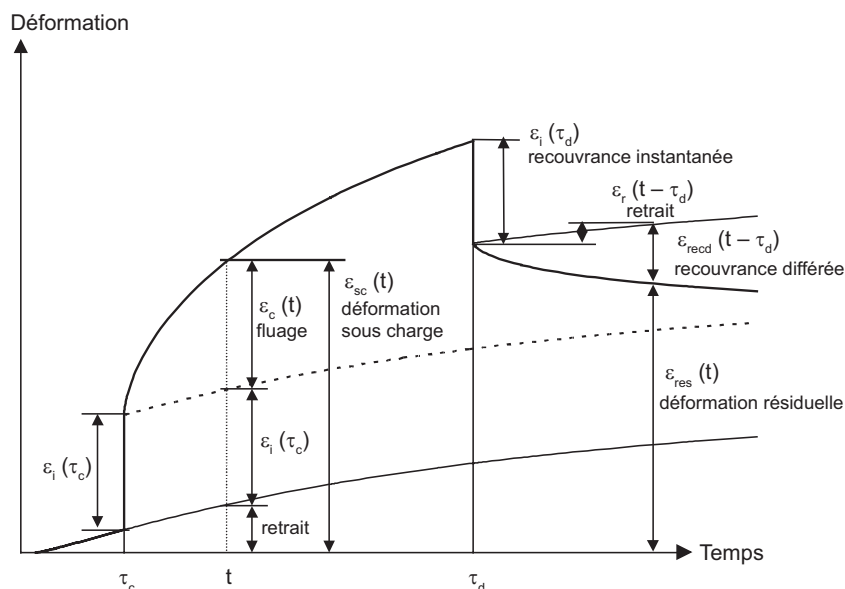


FIGURE 1.17 – Décomposition conventionnelle des déformations différées sous charge (Pons & Torrenti 2008)

1.4.2.1 Mécanismes à l'origine du fluage

1.4.2.1.1 Le fluage propre

Le fluage propre correspond à la part des déformations de fluage du béton en condition endogène sans séchage. Ce fluage peut traduire le comportement sous charge au cœur d'une structure massive. De nombreuses hypothèses sur les mécanismes à l'origine du fluage propre ont été proposées, mais il n'existe pas de consensus à ce jour. Généralement, les chercheurs s'accordent pour distinguer deux phases de fluage propre : à court terme ou primaire, et à long terme ou secondaire (Bažant et al. 1997). Seules les hypothèses les plus fréquemment citées sont présentées.

- **Le fluage propre à court terme**

Pour Ghosh (1973), le fluage propre à court terme serait la conséquence de la micro-diffusion de l'eau au travers des hydrates vers la porosité intra-hydrates sous l'effet d'un chargement. Cette micro-diffusion entraîne des pressions osmotiques qui fragilisent le squelette solide en provoquant des ruptures au niveau des zones où les pressions sont les plus importantes.

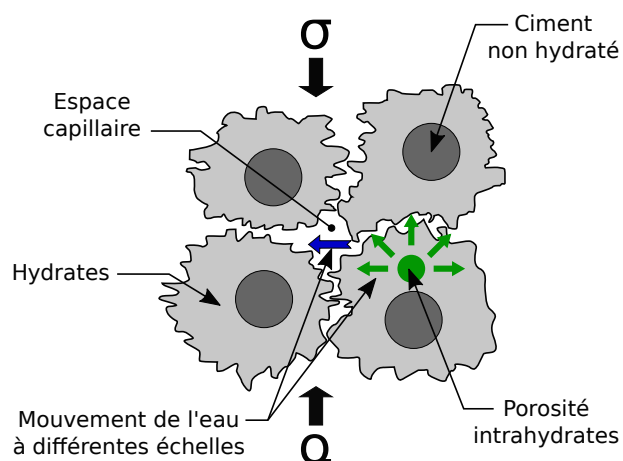


FIGURE 1.18 – Schéma explicatif du fluage propre à court terme par migration de l'eau dans la porosité intrahydrate d'après Ulm et al. (1999)

Selon Ulm & Acker (1998) et Day & Gamble (1983), le fluage primaire est lié à une migration des molécules d'eau en adsorption libre dans la porosité intra-hydrate vers la porosité capillaire. Lorsque le béton est chargé, les contraintes sont transmises aux produits d'hydratation et provoquent un déséquilibre thermodynamique qui déclenche la migration des molécules d'eau (figure 1.18). Le retour à un état d'équilibre se caractérise par une déformation du squelette solide qui, à l'échelle du béton, se traduit par des déformations différées de fluage à court terme. Day & Gamble (1983) appuient leur hypothèse en constatant que l'énergie d'activation du fluage à court terme est comprise entre 25 kJ.mol^{-1} et 115 kJ.mol^{-1} , ce qu'ils considèrent comme étant proche de celle nécessaire à la migration de l'eau physisorbée vers la porosité (15 kJ.mol^{-1}).

- **Le fluage propre à long terme**

Contrairement au fluage à court terme, les chercheurs s'accordent sur le fait que les mécanismes de fluage propre à long terme sont localisés dans la nanoporosité des hydrates et non plus dans la porosité capillaire. Ce fluage serait lié au comportement visqueux des feuillettes de C-S-H. Cette hypothèse est confirmée par des essais de nano-indentation qui montrent que seuls ces hydrates présentent un comportement visqueux (Acker 2001).

Le fait que la cinétique de fluage à long terme ne dépende pas du rapport E/C du béton confirme que les mécanismes à l'origine du fluage à long terme se produisent à l'échelle nanométrique. En effet, le rapport E/C n'a aucune influence sur la nanoporosité (Ulm & Acker 1998). Selon Bažant & Prasanna (1988), la viscosité de ces hydrates serait la conséquence de leur dissolution et recristallisation, d'une réorganisation du squelette solide, ou de glissements entre leurs feuillettes sous l'effet de contraintes locales de cisaillement.

Plusieurs chercheurs proposent des explications à ce mécanisme de cisaillement interfeuillettes des C-S-H. Selon Ulm et al. (1999), le glissement est rendu possible par la relaxation des micro-précontraintes de la pâte de ciment dans la nanoporosité. La relaxation est due à la rupture (ou dislocation) des liaisons entre les surfaces solides des feuillettes de C-S-H (figure 1.19). Une fois que les feuillettes ont subi ce glissement, leurs liaisons se reforment dans des zones de faibles surtensions. Toutefois, ces zones devenant de plus en plus rares avec le temps, la cinétique des déformations de fluage diminue.

Pour Acker (2001), la déformation visqueuse des C-S-H serait totalement irréversible et expliquerait la part irréversible du fluage, observable par une recouvrance qui n'est pas complète lorsque le béton est déchargé. Selon Ruetz (1968), le glissement serait simplement facilité par la lubrification des feuillettes de C-S-H sous l'action de l'eau située dans l'espace interfeuillettes. Bažant & Wittmann (1982) considèrent que cette eau a un rôle indirect en affaiblissant les liaisons entre les feuillettes. Selon Rossi et al. (2012), le fluage propre serait principalement un retrait d'auto-dessiccation sous charge. Lors du chargement, l'apparition de microfissures dans la matrice induirait des mouvements hydriques en son sein, et le retrait d'auto-dessiccation, qui en résulterait, entraînerait le fluage du béton.

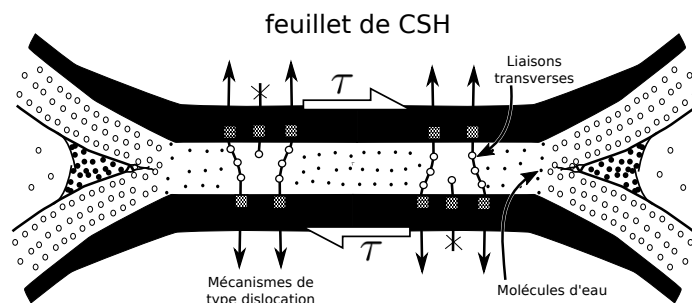


FIGURE 1.19 – Mécanisme de glissement des feuillettes de C-S-H expliquant le fluage propre à long terme d'après Ulm et al. (1999)

Pour Acker (2001), le fluage correspond à une consolidation du matériau, qui serait caractérisé par un potentiel de déformation différé intrinsèque. Sellier et al. (2016) sont en accord avec ce concept. Pour l'expliquer, ils proposent l'hypothèse selon laquelle la mise en charge du béton entraîne des contraintes distinctes dans les phases non visqueuses (flèches noires dans la figure 1.20) et la matrice de C-S-H (flèches

orange dans la figure 1.20) du fait de la différence de rigidité entre les deux phases (Manzoni 2019). La matrice, siège des déformations de fluage, de par son comportement visqueux, va progressivement se décharger en transmettant une contrainte supplémentaire aux inclusions, qui elles, ont un comportement élastique. Avec le temps, la contrainte transmise par les C-S-H devient de plus en plus faible, ce qui explique le ralentissement de la cinétique de fluage. La matrice a donc un potentiel de déformation différée. Chaque déformation qui induit une transmission des efforts se traduit par une consommation de ce potentiel, qui ne serait pas réversible du fait de la réorganisation des liaisons à l'échelle des C-S-H. Ainsi, un matériau ayant subi un fort retrait, développera des déformations sous charge moindres, du fait d'un potentiel de déformation différée intrinsèque déjà en partie consommé par le retrait préalable au chargement.

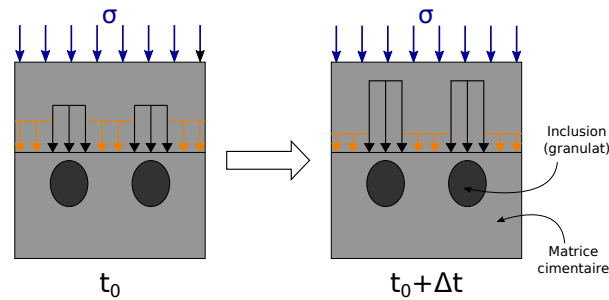


FIGURE 1.20 – Schématisation du principe de consolidation d'après Manzoni (2019)

1.4.2.1.2 Le fluage de dessiccation

Dans le cas d'un béton chargé pour lequel les transferts hydriques avec le milieu ambiant sont permis, les déformations différées totales mesurées sont supérieures à la somme du fluage propre et du retrait total. Ce phénomène a été identifié par Pickett (1942), d'où la dénomination d' "effet Pickett" qui lui a été donnée. Cette part complémentaire de déformation est appelée fluage de dessiccation. On distingue deux parts de fluage de dessiccation : une structurale et une intrinsèque (Bažant & Chern 1985, Granger 1995).

- **Le fluage de dessiccation structural**

Le fluage de dessiccation structural s'expliquerait par l'action du chargement du béton, qui limiterait la diminution de la relaxation induite par la fissuration de surface du béton suite au retrait de dessiccation (Bažant & Wittmann 1982). L'état de contraintes résultant de la superposition de l'état induit par le retrait de dessiccation (partie 1.4.1.1.5) et l'application du chargement est illustré en figure 1.21. La part de fluage de dessiccation structural peut donc être considérée comme un un retrait de dessiccation différé par la vitesse de séchage. Granger (1995), considère que cette part de la déformation représente environ 20% du fluage total au bout d'un an.

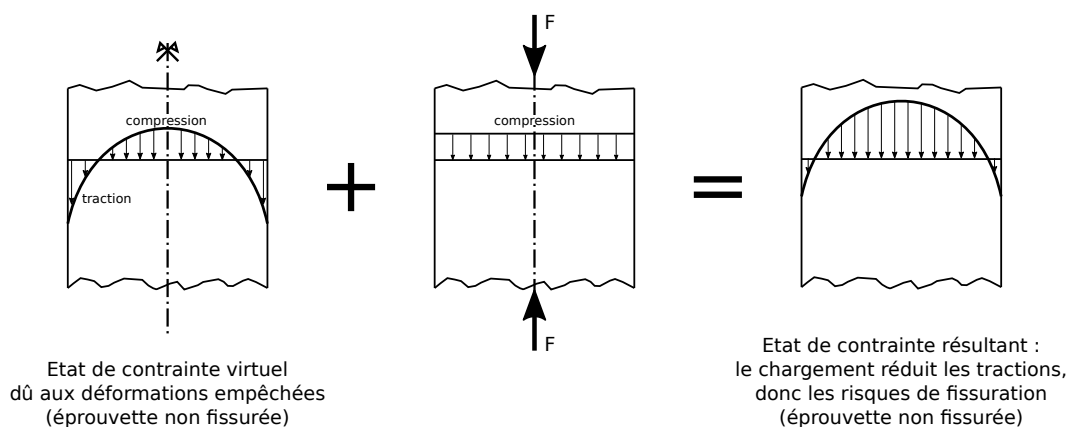


FIGURE 1.21 – Superposition des états de contraintes entre une éprouvette libre et sous charge d'après Pons (1998)

- **Le fluage de dessiccation intrinsèque**

Outre la part structurale du fluage de dessiccation, il existe une part intrinsèque mise en évidence par (Bažant et al. 1997). En confrontant une modélisation et une étude expérimentale de fluage, ces chercheurs ont montré que le fluage de dessiccation structural ne permet pas d'expliquer la totalité du fluage de dessiccation. En étudiant le fluage d'éprouvettes en flexion et en compression uniaxiale, Benboudjema (2002) remarque que leur fluage spécifique est identique en condition endogène mais diffère en présence de dessiccation. D'après lui, le retrait de dessiccation n'entraînant pas de courbure et donc de moment de flexion, le fluage de dessiccation ne peut donc être attribué uniquement à un effet structural.

Plusieurs théories tentent d'expliquer le fluage de dessiccation intrinsèque. Leurs mécanismes, qui se rapprocheraient davantage de ceux du fluage propre, sont les suivants :

- **Théorie de la consolidation (Ruetz 1968)** : Le fluage de dessiccation intrinsèque serait la conséquence d'une contraction de la pâte, suite à un séchage plus important induit par le chargement. Cette hypothèse a depuis été écartée puisque, comme l'ont montré les travaux de Cagnon (2015), la perte de masse par séchage entre un béton chargé et un béton non chargé est similaire.
- **Théorie du retrait induit par les contraintes (Bažant & Chern 1985)** : Elle explique le phénomène par une rupture plus aisée des liaisons entre C-S-H. Ce mécanisme serait conditionné par la microdiffusion de l'eau des zones d'adsorption empêchées vers les pores capillaires.
- **Théorie de la relaxation des micro-précontraintes (Bažant et al. 1997)** : Une variation volumique des hydrates expliquerait le fluage de dessiccation intrinsèque. Elle serait due à une modification de l'amplitude des contraintes induites par la variation des pressions de disjonctions conditionnées par l'humidité relative interne du béton, elle-même régie par celle du milieu ambiant.
- **Théorie de la concentration des contraintes sur les C-S-H (Brooks 2001)** : Des contraintes jusque-là reprises par l'eau, seraient progressivement redistribuées sur le squelette solide au fur et à mesure du séchage, ce qui accentuerait le phénomène de fluage.
- **Théorie de la variation des « micro-endommagements » intergranulaires (Sellier & Lacarrière 2009)** : La mise en charge du béton pourrait empêcher la micro-fissuration dans la matrice cimentaire en limitant les contraintes de traction dans les zones intergranulaires. Ceci aurait pour conséquence d'améliorer la transmission des dépressions capillaires vers la matrice et donc d'augmenter le retrait dans la direction chargée, cette part de fluage de dessiccation intrinsèque ne serait par conséquent qu'un retrait dont l' "efficacité" serait maximisée par l'application d'une précontrainte externe de compression.
- **Théorie du fluage de dessiccation transitoire (Manzoni 2019)** : Le phénomène physique à l'origine du fluage de dessiccation intrinsèque, de la déformation thermique transitoire (DTT expliquée par la suite) et du retrait de dessiccation serait unique. En présence d'une contrainte couplée à du séchage, la pression dans les pores capillaires diminuerait sous l'effet de leur désaturation, et par conséquent, les nanopores des C-S-H se retrouverait en surpression par rapports aux capillaires. Cette différence de pression fragiliserait les liaisons entre les feuillets de C-S-H, ce qui faciliterait le glissement des feuillets de C-S-H. Ce déséquilibre de pression provoquerait par ailleurs une microdiffusion d'eau des nanopores de C-S-H vers les capillaires, qui tendrait à rééquilibrer les pressions, stoppant de ce fait cette fragilisation transitoire.

1.4.2.2 Facteurs influents du fluage

De nombreux facteurs influencent le fluage. Comme pour le retrait (partie 1.4.1.2), nous nous focaliserons sur l'influence des granulats et des conditions d'ambiance. Le fluage étant une déformation sous charge, l'influence du taux de chargement sera aussi détaillée.

1.4.2.2.1 L'influence des granulats

Les travaux de Neville (1964) montrent que la fraction volumique de granulats a une influence sur le comportement sous charge du béton (figure 1.22). L'amplitude du fluage est d'autant plus faible que la proportion de granulats est élevée. Ceci s'explique à la fois par une rigidité des granulats supérieure à

celle de la pâte qui restreint les déformations de fluage, et par un volume de pâte moindre, siège de ces déformations différées. Neville (1964) a ainsi constaté une diminution de 10% du fluage propre lorsque le volume de granulats augmente de 65% à 75%.

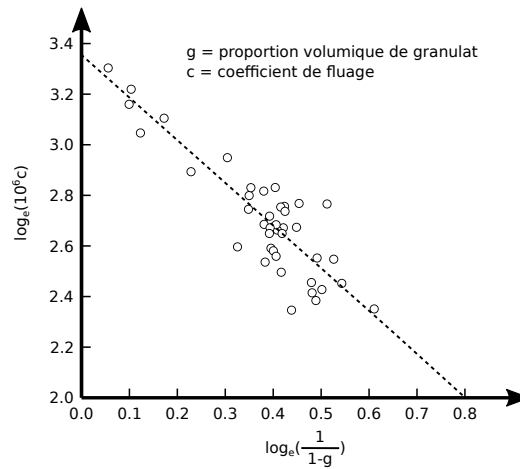


FIGURE 1.22 – Influence du volume de granulat (exprimé en $\log(\frac{1}{1-g})$) sur le coefficient de fluage (exprimé en $\log(10^6c)$) d'après Neville (1964)

Les granulats conditionnent le comportement à long terme de par leur fraction volumique, mais aussi de par leur nature minéralogique (Cubaynes & Pons 1996). Cet effet a été observé pour la première fois dans l'étude de Troxell et al. (1958) présentée en figure 1.23. Makani (2011) l'explique en partie par la rigidité des granulats mais aussi par la qualité de l'ITZ qui dépend de leur nature minéralogique. En effet, une bonne qualité de cette interface atténuerait le fluage de dessiccation du béton en limitant l'endommagement intergranulaire de la pâte (Sellier et al. 2016).

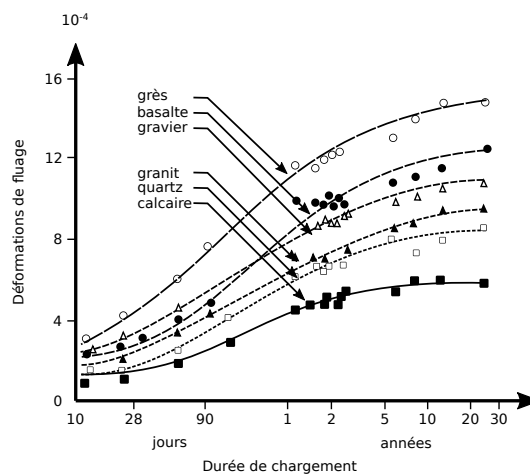


FIGURE 1.23 – Influence de la nature minéralogique du granulat sur le fluage total d'après Troxell et al. (1958)

Par l'intermédiaire d'un béton numérique, Bernachy-Barbe & Bary (2019) ont étudié l'impact de la forme des granulats sur le comportement différé du béton sous charge de compression uniaxiale. Pour toutes les formes d'inclusions, leur rigidité étant plus élevée que celle de la matrice, la contrainte aux abords de l'inclusion est plus élevée, et par conséquent le fluage de la matrice dans cette zone y est supérieur à celui des zones plus éloignées. Ces chercheurs observent que les simulations avec des inclusions de forme sphérique (figure 1.24.a), soit la forme la plus éloignée de celle des granulats réels, montrent un fluage plus important. Selon eux, l'écart est dû à une répartition plus homogène des contraintes dans la matrice. En effet, la forme sphérique entraîne une diminution des concentrations de contraintes, qui sont observables dans le cas des inclusions de forme similaire à celle des granulats réels. Cette homogénéisation de la contrainte a pour conséquence d'augmenter la contrainte moyenne de la matrice et donc son fluage.

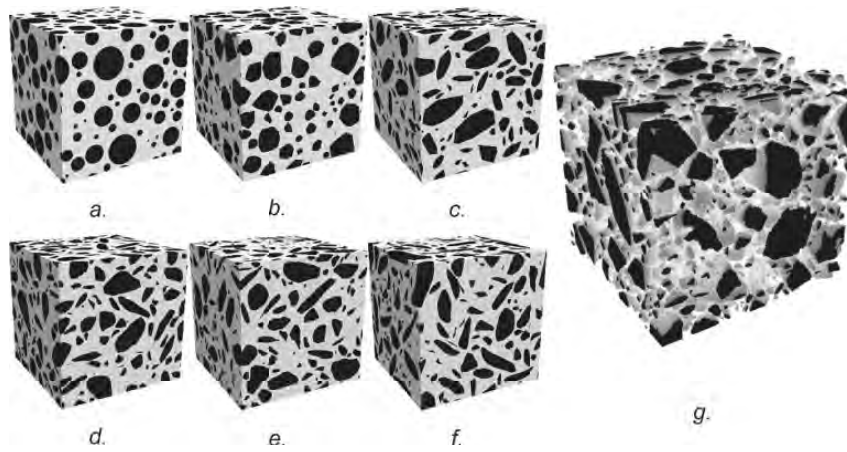


FIGURE 1.24 – Formes des inclusions testées pour étudier leur influence sur le fluage grâce à des simulations de béton numérique (Bernachy-Barbe & Bary 2019)

1.4.2.2.2 L'influence des conditions d'ambiance

Le fluage de dessiccation étant directement lié aux transferts hydriques entre le matériau et le milieu ambiant, plus l'hygrométrie de ce dernier sera faible, plus le séchage et donc le fluage total seront importants (figure 1.25). Cagnon (2015) a étudié le fluage sous cycles hydriques de séchage et réhumidification entre 50%HR et 99%HR. Outre, un gonflement sous charge lors des phases de réhumidification, il a constaté que l'évolution de la déformation de fluage sous hygrométrie stationnaire et celle après deux cycles hydriques, pouvaient converger pour une même hygrométrie à long terme.

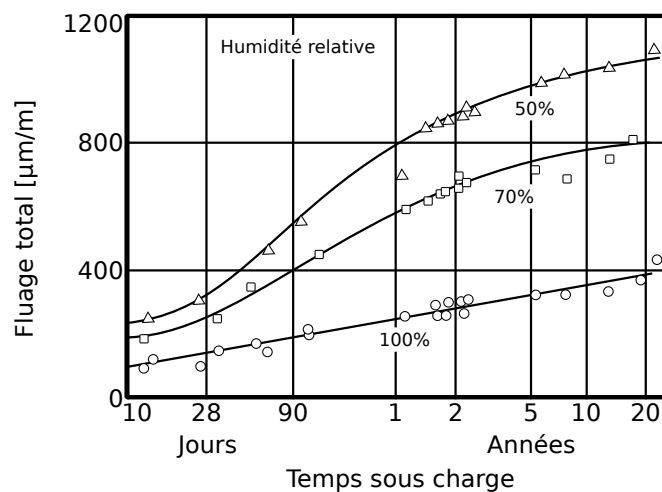


FIGURE 1.25 – Influence de l'humidité relative sur le fluage d'après Neville (1996)

- **La température**

La température modifie le fluage propre et le fluage en dessiccation. Il est important de noter que la chronologie des sollicitations thermiques et mécaniques, à savoir le cas où le béton est chauffé puis chargé et le cas inverse où le béton est chargé puis chauffé, entraîne des évolutions des déformations sous charge différentes.

Cas du béton chauffé puis chargé

Dans le cas où le chauffage est antérieur à la mise en charge, la cinétique de fluage est augmentée par rapport à celui de référence à 20°C. Neville (1996) observe que la cinétique de fluage propre est d'autant plus importante que la température de conservation est élevée, pour une gamme de température allant de 20 à 80°C (figure 1.26).

Ladaoui (2010) a également étudié l'effet de la température sur le fluage sur des BHP (bétons à hautes performances) fibrés et non fibrés à 20°C , 50°C et 80°C . A 50°C , le fluage est relativement similaire pour l'ensemble des bétons mais l'amplitude de fluage observée est de 2,33 à 3,27 plus importante qu'à 20°C . En revanche, à 80°C , la cinétique de fluage est multipliée par un facteur compris entre 6,36 et 10,41. Ce résultat montre que l'effet de la température est non linéaire sur cette plage $20\text{-}80^{\circ}\text{C}$ et qu'il dépend de la formulation des BHP. Il explique cette différence de comportement au-dessus de 50°C par un endommagement thermique qui se produit lors de la montée en température et qui serait limité par l'action des fibres. Il appuie cette hypothèse par la diminution du module d'élasticité observée lors du chargement sur les bétons non fibrés dès 50°C et significatif à 80°C . Jusqu'à 50°C , le fluage serait simplement activé thermiquement selon l'hypothèse de Hauggaard et al. (1999), qui expliquent cette augmentation de la cinétique de fluage par une diminution de la viscosité de l'eau avec la hausse de la température. Pour des températures supérieures, l'activation thermique serait couplée avec un endommagement probablement lié aux dilatations différentielles entre la pâte et les granulats (Cagnon 2015).

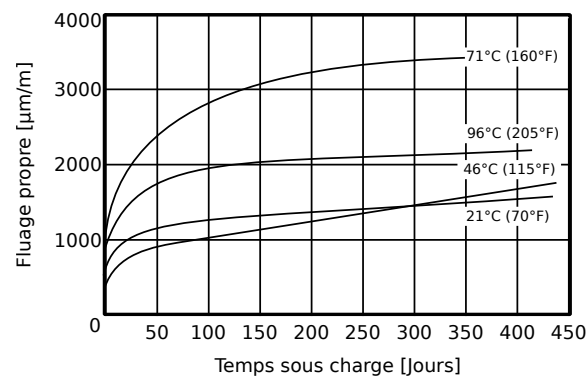


FIGURE 1.26 – Influence de la température sur le fluage d'après Neville (1996)

Cas du béton chargé puis chauffé

Dans le cas où un béton est chauffé après sa mise en charge de compression, les déformations différées sous charge sont supérieures à celles du béton chauffé à même température puis chargé (figure 1.27) (Schneider 1988, Illston & Sanders 1973). Ce supplément de déformation, qui apparaît au moment de la montée en température (Fahmi et al. 1972), est appelé déformation thermique transitoire (DTT), ou fluage thermique transitoire.

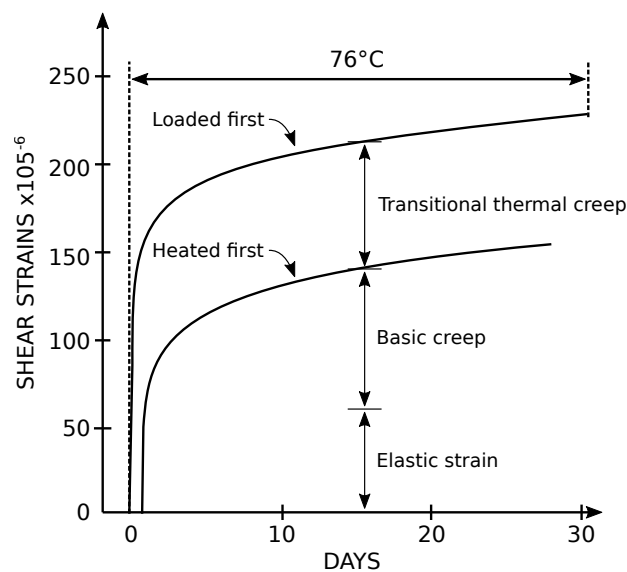


FIGURE 1.27 – Schématisation de la DTT (Déformation Thermique Transitoire) d'après Illston & Sanders (1973)

Dans le cas où deux cycles thermiques sont appliqués, la DTT est observée lors du second cycle, que dans le cas où sa température est supérieure à celle du premier (Khoury et al. 1985, Mindeguia et al. 2013). Cagnon (2015) constate que la DTT se caractérise par une cinétique très élevée à court terme, mais que le fluage ultérieur est similaire à celui du béton chauffé puis chargé. De plus, cette déformation est irréversible.

Plusieurs hypothèses sont avancées concernant l'origine de la DTT. Certains chercheurs l'expliquent comme une conséquence de déformations thermiques différentielles entre les granulats et la matrice cimentaire. Ainsi, pour Khoury et al. (1985), lorsque le béton est chauffé au-dessus de 100°C , le retrait de dessiccation engendre une contraction de la pâte de ciment plus importante que sa dilatation thermique. Bien qu'ils se dilatent sous l'effet du chauffage, les granulats se mettent en compression, ce qui augmente le fluage. Hansen & Eriksson (1966), appuyé par Torrenti (2018), expliquent la DTT par une fissuration de la matrice aux abords des granulats suite à une dilatation thermique de la matrice supérieure à celle des granulats. Torrenti (2017) explique que la DTT est due à une augmentation de la contrainte effective dans le béton suite à cet endommagement. Cependant, Cagnon (2015) ne constate pas de diminution du module d'élasticité du béton ayant subi une DTT, et considère donc que cet éventuel endommagement n'a pas d'incidence à l'échelle macroscopique.

Pour d'autres, l'origine de la DTT serait localisée à une échelle plus microscopique. Schneider (1982) explique la DTT par une diffusion de l'eau interfoliaire des C-S-H plus rapide avec la température. Cette hypothèse ne paraît pas valable puisque la DTT serait alors également observée dans le cas où le béton est chauffé avant sa mise en charge. Pour d'autres, la DTT serait la conséquence d'un glissement plus important des feuillettes de C-S-H, induit par la température (Bažant & Kaplan 1996, Bažant et al. 1997, 2004).

Pour Manzoni et al. (2019), Manzoni (2019), lors du chauffage d'un béton chargé, l'eau interfoliaire des C-S-H, en se dilatant et sous l'effet des contraintes locales, serait en surpression par rapport à la pression dans les pores capillaires. Ce déséquilibre de pression fragiliserait les liaisons interfeuillettes, facilitant les glissements de ces feuillettes à l'origine des déformations de fluage. La surpression dans les nanopores des C-S-H engendre également une microdiffusion de l'eau des nanopores vers les capillaires. Cette microdiffusion est accélérée par la plus faible viscosité de l'eau en température. Ces phénomènes seraient provisoires et s'achèveraient dès le rééquilibrage des pressions des deux échelles de pores, et le rétablissement des liaisons interfeuillettes dans un nouvel état d'équilibre. Cela expliquerait également pourquoi le fluage ultérieur n'est pas modifié par la DTT et le fait que cette déformation soit irréversible. Ce mécanisme est similaire à celui qu'il propose pour expliquer le fluage de dessiccation intrinsèque.

1.4.2.2.3 L'influence du taux de chargement

Hummel (1942) et Mehta (1993) observent des déformations et une cinétique de fluage du béton plus importantes pour des formulations de béton dont la résistance à la compression est faible. Toutefois, pour pouvoir réaliser des analyses comparatives du fluage de différentes classes de béton, il est préférable de raisonner en taux de chargement qui correspond à la contrainte appliquée sur la résistance en compression du béton évalué au moment du chargement.

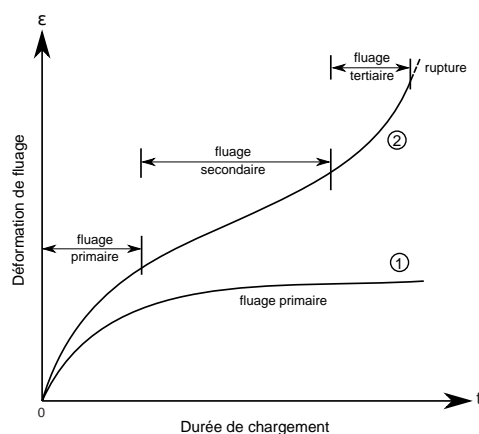


FIGURE 1.28 – Evolution du fluage sous une charge de compression modérée (1) ou intense (2) (Pons & Torrenti 2008)

Pour un taux de chargement modéré, un fluage dit primaire est observée (figure 1.28), il se caractérise par une cinétique élevée après application du chargement qui diminue dans le temps suivant une allure en logarithme. Pour des chargements à des taux intenses, la déformation de fluage évolue alors en trois phases :

- **le fluage primaire** : appelé aussi fluage transitoire, il correspond à la phase juste après chargement et se caractérise par une cinétique de déformation élevée qui diminue ensuite dans le temps ;
- **le fluage secondaire** : il est aussi nommé stationnaire ou quasi-visqueux et se traduit par une vitesse de déformation constante ;
- **le fluage tertiaire** : cette phase est caractérisée par un accroissement significatif de la cinétique de déformation jusqu'à la rupture du matériau

Acker & Barral (1983) ont étudié les déformations différées du béton en fonction de son taux de chargement (figure 1.29). Ils en déduisent que, lorsque le taux de chargement est inférieur à 45% de la résistance en compression du béton, la déformation de fluage est proportionnelle à la contrainte appliquée. Pour des taux de contrainte supérieurs à 45% de la résistance en compression du béton, le fluage n'est plus linéaire avec le taux de chargement. Le béton est endommagé, et le fluage secondaire, voire tertiaire, peut se produire.

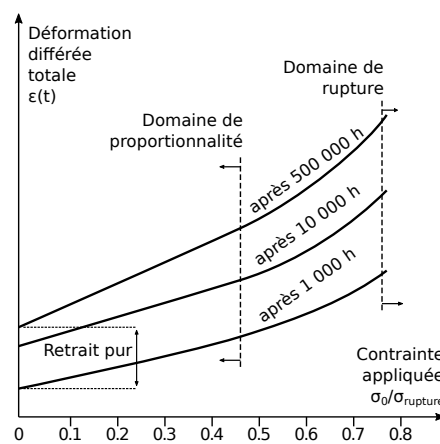


FIGURE 1.29 – Influence du taux de chargement ($\sigma_0/\sigma_{rupture}$) sur les déformations différées d'après Acker & Barral (1983)

1.4.2.3 Modélisation du fluage

Il existe de nombreux modèles de fluage du béton. Ils se distinguent par leur approche et par les couplages qu'ils prennent en compte. Nous nous limiterons aux modèles qui utilisent des chaînes de Kelvin-Voigt et/ou de Maxwell (figure 1.30). Dans leur représentation rhéologique, les chaînes de Maxwell associent en série une rigidité (k_i) et une viscosité (η_i), qui induisent respectivement des déformations réversibles et irréversibles. Dans les chaînes de Kelvin-Voigt, la rigidité et la viscosité du matériau sont associées en parallèle. Lorsque le béton est déchargé, la déformation visqueuse est alors réversible.

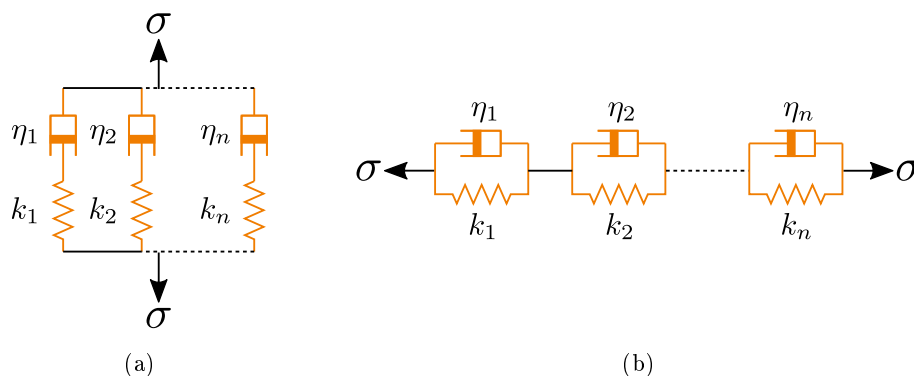


FIGURE 1.30 – Représentation rhéologique des chaînes de Maxwell (a) et de Kelvin-Voigt (b)

Les modèles de fluage basés sur une chaîne de Kelvin-Voigt utilisent une fonction de complaisance. Ils se basent sur la linéarité entre les déformations de fluage et la contrainte appliquée quand le taux de chargement est inférieur à 45% de la résistance en compression du béton. Dans ce cas-là, la déformation de fluage propre peut s'écrire en fonction de la contrainte appliquée :

$$\varepsilon^{fp}(t, t') = J(t, t') \times \sigma \quad (1.15)$$

avec :

- ε^{fp} la déformation de fluage propre en fonction du temps (t) et du temps de mise en charge (t'),
- $J(t, t')$ le tenseur de complaisance de fluage,
- σ la contrainte appliquée

Dans le cas où la contrainte est modérée et que l'on ne considère pas l'âge du béton au moment de la mise en charge, la fonction de complaisance $J(t)$ peut s'écrire sous la forme d'une série de Dirichlet (équation 1.16), où k_i est la rigidité et η_i la viscosité associée à une chaîne de Kelvin-Voigt (figure 1.30b).

$$J(t) = \sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i} (1 - e^{-\frac{k_i}{\eta_i} t}) \quad (1.16)$$

Cette particularité des modèles basés sur les chaînes de Kelvin-Voigt rend leur application simple. C'est une des raisons pour laquelle de nombreux chercheurs les utilisent (Bažant & Wittmann 1982, Bažant et al. 1997, Benboudjema 2002, Müller et al. 2013).

1.4.2.3.1 Modèles règlementaires

Les principaux modèles basés sur des chaînes de Kelvin-Voigt sont les modèles dits "réglementaires" des diverses normes de dimensionnement (Eurocode 2 (EN 1992-1-1), ACI PRC-209.2-08, AS 3600:2018). Ils s'appuient sur la décomposition conventionnelle des déformations et sur l'hypothèse de leurs découplages (déformations élastique, de retrait endogène, de retrait de dessiccation, de fluage propre et de fluage de dessiccation). Le fluage est une fonction du temps et dépend de certains paramètres matériaux, des conditions d'ambiance (hygrométrie et parfois température) et du taux de chargement. Suivant les règlements, la liste des paramètres pris en compte diffère sensiblement. Par exemple, dans l'annexe B de l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1), la déformation de fluage est proportionnelle à la déformation élastique par l'intermédiaire de coefficients de fluage, et elle est définie de la manière suivante :

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} [\varphi_b(t, t_0) + \varphi_d(t, t_0)] \quad (1.17)$$

avec :

- ε_{cc} la déformation de fluage total calculée à l'instant t , depuis l'instant t_0 d'application de la contrainte de compression,
- $\sigma(t_0)$ la contrainte de chargement à t_0 ,
- E_c le module d'élasticité tangent du béton à 28 jours, considéré égal à 1,05 fois le module d'élasticité sécant à la même date,
- φ_b le coefficient de fluage propre calculé à l'instant t , depuis l'instant t_0 d'application de la contrainte de compression; sa valeur dépend de celles de la résistance caractéristique en compression à 28 jours (f_{ck}) et de la résistance moyenne au moment de l'application du chargement qui induit le fluage ($f_{cm}(t_0)$)
- φ_d le coefficient de fluage dû à la dessiccation qui dépend de la variation de retrait de dessiccation se produisant entre l'instant t et celui à l'instant d'application du chargement; ce coefficient est défini suivant l'équation suivante :

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0} [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad (1.18)$$

Où ε_{cd} est la déformation de retrait de dessiccation calculée à l'instant t , depuis l'instant t_0 d'application de la contrainte de compression, φ_{d0} est un coefficient de proportionnalité entre la déformation de fluage de dessiccation et celle de retrait de dessiccation; sa valeur est de 1000 ou 3200 suivant si la formulation de béton incorpore respectivement de la fumée de silice ou non.

1.4.2.3.2 Modèle basé sur la consolidation

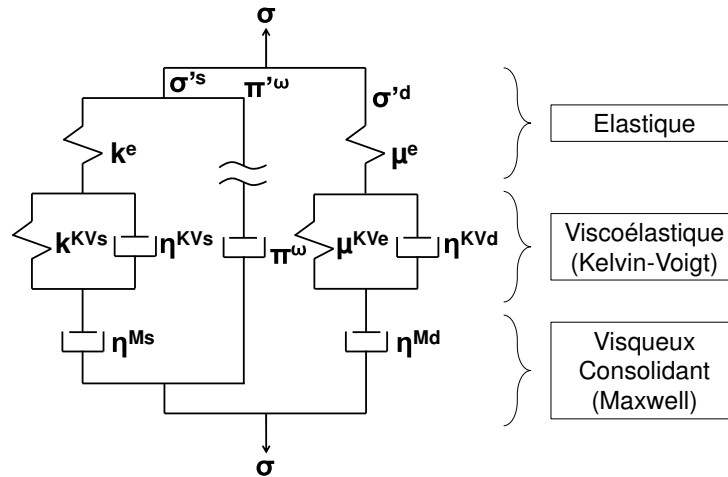
Les modèles basés sur les chaînes de Kelvin-Voigt ne peuvent pas rendre compte de l'aspect consolidant du fluage (partie 1.4.2.1.1). Pour pouvoir modéliser cet aspect irréversible, le modèle de Sellier et al. (2016), schématisé en figure 1.31, décompose le fluage propre en une part réversible et une part irréversible, autant sur sa partie sphérique (indice s) qui dépend de la pression capillaire et des forces de disjonction (π^w), que sur sa partie déviatorique (indice d). Dans ce modèle, une chaîne de Kelvin-Voigt (indice KV), qui permet de modéliser le comportement viscoélastique et donc réversible du matériau, est associée à une chaîne de Maxwell de type visqueux consolidant (indice M), qui permet de modéliser le comportement irréversible. L'assemblage ainsi réalisé, si le module de Maxwell n'était pas consolidant, porterait le nom de fluide Burger, mais cette dénomination n'est plus adaptée en raison de la variation de viscosité du module de Maxwell, traduisant l'aspect consolidant et donc de moins en moins fluide de ce modèle.

Pour modéliser la part irréversible du fluage (ε^M), le modèle se base sur la notion de potentiel de déformations différées, ou potentiel de fluage (partie 1.4.2.1.1). La cinétique de la déformation irréversible de Maxwell est une fonction proportionnelle à la déformation élastique. Elle est déterminée selon l'équation suivante :

$$\frac{\partial \varepsilon_i^M}{\partial t} = \frac{\varepsilon_i^E}{\tau_{ref}^M} \frac{C^{Wv} C^{Tv}}{C_i^c} \quad (1.19)$$

avec :

- ε^M le fluage irréversible qui est exprimé par direction (i) en fonction du temps (t) et de la déformation élastique lors de la mise en charge (ε_i^E),
- τ_{ref}^M le temps de référence du fluage irréversible,
- C^{Wv} un coefficient qui dépend degré de saturation, et permet de prendre en compte son effets sur la vitesse de fluage,
- C^{Tv} un coefficient qui dépend de la température, et permet de prendre en compte son effets sur la vitesse de fluage,
- C_i^c une fonction dite de consolidation qui prend en compte l'état de déformation irréversible du matériau.



NB : σ'^s et σ'^d représentent respectivement la part sphérique et la part déviatorique du tenseur des contraintes effectives ; Π^w la pression d'eau sur le squelette solide

FIGURE 1.31 – Représentation rhéologique du modèle de Sellier et al. (2016)

Lorsque la fonction de consolidation augmente, traduisant une consommation du potentiel de fluage, la cinétique de fluage diminue. Cette fonction ne dépend pas du temps, mais de l'état de consolidation du matériau, qui est géré par le modèle au travers d'un tenseur de variable de consolidation dont les valeurs propres sont calculées selon la formule suivante :

$$C_i^c = \frac{1}{k} \exp\left(\frac{1}{k} \left(\frac{\varepsilon_i^M}{\varepsilon_i^E}\right)^+\right) \quad (1.20)$$

Où le rapport entre la déformation de fluage irréversible (ε_i^M) à l'instant t et la déformation élastique (ε_i^E) ne peut être que positif (exposant $+$ dans l'expression), traduisant le caractère irréversible de la fonction de consolidation. L'utilisation de la déformation de fluage dans l'exponentielle permet de ne pas borner la déformation de fluage, contrairement au modèle de l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1), et d'obtenir une évolution logarithmique conforme aux observations expérimentales (Torrenti 2019) lors de la résolution de l'équation différentielle dans le cas du fluage uniaxial. De plus, la fonction de consolidation est forcément supérieure à $1/k$ où k , assimilable à un coefficient de fluage, est défini selon l'expression suivante :

$$k = k^{ref} C^{Tp} C^{Wp} C^{Mp} \quad (1.21)$$

avec :

- k^{ref} un coefficient de fluage de référence qui est le rapport entre une déformation de Maxwell de référence et la déformation élastique du matériau chargé à un tiers de sa résistance à la compression,
- C^{Tp} un coefficient qui dépend de la température, et qui permet de prendre en compte l'influence de la température sur le potentiel de fluage,
- C^{Wp} un coefficient qui dépend du degré de saturation, et qui permet de rendre compte de l'effet de l'état hydrique interne du matériau sur le potentiel de fluage (en l'absence de données expérimentale pour celui-ci, il est actuellement laissé à la valeur 1),
- C^{Mp} un coefficient qui permet de faire dépendre le potentiel de fluage du type et du taux de chargement par l'intermédiaire d'une contrainte de cisaillement équivalente de Drucker-Prager ; ce paramètre permet de rendre compte du fluage tertiaire, il peut toutefois être mis à 1 pour ne pas provoquer ce dernier.

Le fluage réversible, lui, est représenté par une chaîne de Kelvin-Voigt, où la contrainte est remplacée par une déformation élastique correspondant à la déformation asymptotique du fluage réversible. La vitesse de fluage réversible est calculée selon l'équation suivante :

$$\frac{\partial \varepsilon_i^{KV s}}{\partial t} = \frac{C^{Wv} C^{Tv}}{\tau_{ref}^K} \left(\frac{\varepsilon_i^E}{\psi^K} - \varepsilon_i^K \right) \quad (1.22)$$

avec :

- $\varepsilon_i^{KV s}$ le fluage réversible par direction (i) qui est exprimé fonction du temps (t) et de la déformation élastique lors de la mise en charge (ε_i^E),
- τ_{ref}^K le temps de référence du fluage réversible,
- ψ^K un paramètre qui permet de caler la déformation réversible asymptotique proportionnellement à la déformation élastique.

Le modèle de Sellier et al. (2016) prend aussi en compte le fluage de dessiccation. Pour cela, il considère le fluage de dessiccation comme une amplification des effets poro-mécaniques de la dépression d'eau capillaire (P_w) (équation 1.13). Cette dépression, par l'intermédiaire d'un coefficient de Biot qui est modulé en fonction de la contrainte de compression appliquée, engendre des contraintes hydriques sur le matériau qui vont amplifier la déformation différée en cas de séchage sous charge (figure 1.31). L'origine physique de cette méthode réside dans le fait que le retrait "intrinsèque" du béton ne serait mesurable qu'en l'absence de micro fissuration, donc sous contrainte de compression ; le retrait libre serait quant à lui une combinaison de ce retrait intrinsèque et d'ouvertures de micro-fissures (opposées au retrait). De ce point de vue la mesure du retrait libre n'apparaît plus comme une caractérisation du retrait intrinsèque, le calage en est sans doute plus complexe mais le résultat final est un couplage plus simple à traiter entre les effets de la dépression capillaires et le fluage, les effets capillaires (retrait d'auto-dessiccation, de dessiccation et fluage de dessiccation) n'étant alors plus dissociables mais vus comme les conséquence d'un unique chargement poro-mécanique de la matrice poreuse.

1.4.3 Discussions sur la modélisation des déformations différées

Les modèles réglementaires et autres modèles basés sur des chaînes de Kelvin-Voigt ne considèrent pas les différents couplages révélés par les nombreuses études sur le retrait et le fluage. De plus, ils ne sont pas capables d'estimer l'état de déformations lorsque les conditions Thermo-Hydro-Mécaniques (THM) évoluent dans le temps ou pour des chargements complexes.

Le modèle poro-mécanique de Sellier et al. (2016) associant en chaîne un seul élément de Kelvin-Voigt et un de de Maxwell, avec une fonction consolidante pour rendre compte de l'aspect irréversible des déformations de fluage, est plus phénoménologique et comporte moins de paramètres de calage. Il permet

de reproduire les comportements constatés dans les études de fluage, comme l'illustrent les exemples des figures 1.32 et 1.33, avec des conditions Thermo-Hydro-Mécaniques variables dans le temps.

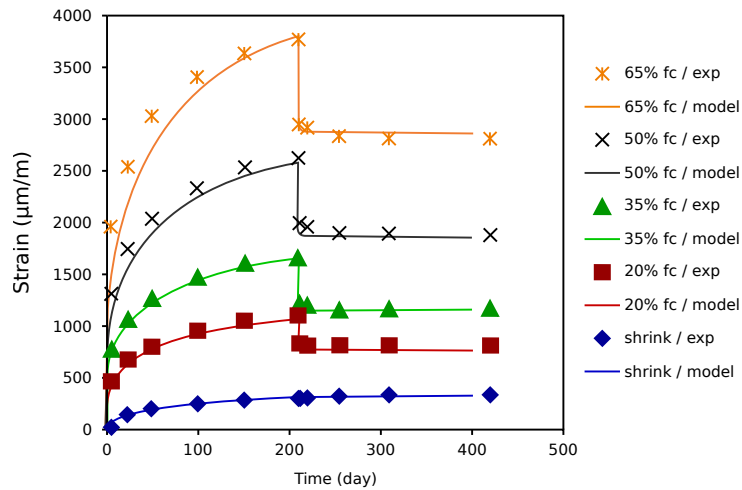


FIGURE 1.32 – Déformations uniaxiales sous charge pour divers taux de chargement, obtenues expérimentalement par Roll (1964) et calages avec le modèle de Sellier et al. (2016)

Ce modèle incrémental rend ainsi possible le calcul des déformations en conditions THM variables et sous chargement multiaxial. S'il considère la partie solide du béton et la pression capillaire de sa porosité, il ne distingue néanmoins pas les deux phases constitutives de la partie solide, à savoir la phase granulaire et la matrice à base cimentaire aux comportements pourtant distincts. Par conséquent, ses paramètres de calage demeurent macroscopiques et ne traduisent pas les mécanismes qui se produisent à l'échelle mésoscopique (la teneur en granulats par exemple, y influence les paramètres de façon phénoménologique, ce qui signifie que le calage doit être adapté à chaque béton via la réalisation d'une nouvelle expérience de fluage). Pour envisager un modèle pertinent couplant RAG et fluage, la prise en compte du comportement élastique de la phase granulaire et du comportement visco-élastique consolidant de la matrice, siège des déformations différées, paraît nécessaire. Nous envisagerons donc par la suite d'appliquer ce modèle non pas au béton mais à la matrice cimentaire dans le cadre d'une méthode d'homogénéisation non linéaire.

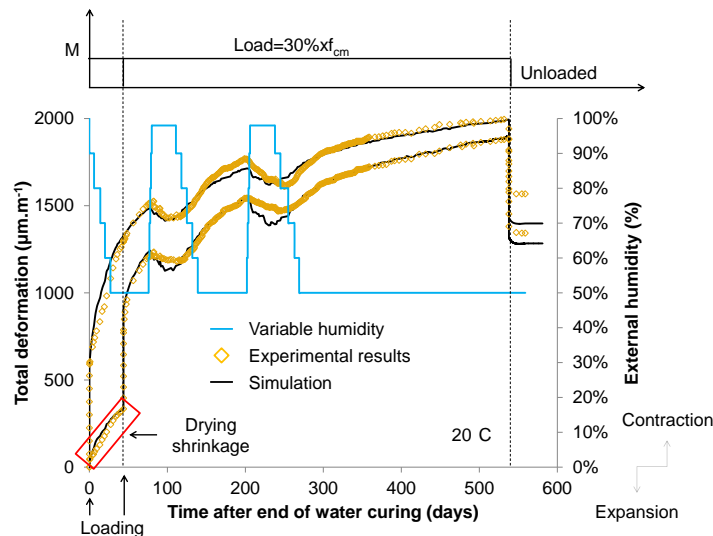


FIGURE 1.33 – Déformations de fluage en dessiccation dans le cas de cycles hydriques variables, obtenues expérimentalement par Cagnon (2015) avec ou sans retrait séchant préalable au chargement et calages avec le modèle de Sellier et al. (2016) (Cagnon 2015)

1.5 Quantification en laboratoire des phénomènes

Le fluage, le retrait et la RAG sont caractérisés par des déformations du béton dont les évolutions temporelles ont été présentées dans les parties 1.2 et 1.4. Il existe actuellement divers systèmes de mesure des déformations des matériaux à base cimentaire dont certains peuvent être qualifiés d'usuels, car régulièrement utilisés. Les études en laboratoire de la RAG conduisent majoritairement à conserver les corps d'épreuve dans des conditions d'ambiance dites agressives, qui peuvent entraîner un dysfonctionnement de ces systèmes de mesures usuels. Ainsi, les éprouvettes destinées à étudier un développement optimal de la RAG sont souvent immergées dans une solution alcaline (base forte) à 38°C afin d'assurer un développement rapide de la réaction.

Tous les systèmes de mesures usuels qui seront présentés dans cette partie ne peuvent pas fonctionner dans de telles conditions et nécessitent parfois de conserver les éprouvettes dans des conditions d'ambiance moins optimales pour la RAG. La pertinence de leur utilisation dans l'étude de la RAG par rapport à des systèmes de mesures plus récents sera donc discutée. Parmi les techniques qui ont évolué ces dernières années, l'utilisation de capteurs à fibre optique se développe désormais dans le domaine du Génie Civil. La technologie des capteurs à fibre optique semble pouvoir allier une instrumentation sur des éprouvettes de tailles réduites et une conservation dans des conditions agressives. Les différentes technologies de capteurs à fibre optique seront abordées et comparées.

1.5.1 Systèmes de mesures usuels

Certaines normes imposent l'utilisation d'un système de mesure particulier. Par exemple, dans la norme NF P18-454, le gonflement de RAG doit être évalué par l'intermédiaire d'un comparateur. Le comparateur permet de mesurer l'allongement de la hauteur de l'éprouvette par rapport à une mesure initiale. Ce système de mesure demande qu'un opérateur place l'éprouvette sous le comparateur pour effectuer la mesure, ce qui peut entraîner des erreurs. Seuls les systèmes de mesures usuels qui permettent de quantifier les déformations du béton, sans intervention humaine forte lors de la prise de mesure, seront donc présentés dans cette partie, à savoir les extensomètres à cordes vibrantes, les jauges résistives et les capteurs LVDT.

1.5.1.1 Les extensomètres à corde vibrante

Développés en 1931 par André Coyne, ces capteurs ont depuis été très utilisés pour l'auscultation des ouvrages hydrauliques. Ces capteurs montrent peu de dérive sur des temps longs (Bordes et al. 2012). Les capteurs à corde vibrante ont aussi été utilisés en laboratoire pour quantifier les déformations induites par la RAG (Asch 2010). Grâce à leur robustesse, ces capteurs sont souvent noyés dans le béton (figure 1.34a). En laboratoire, ils peuvent permettre la quantification des déformations au cœur de corps d'épreuves de tailles variables, comme dans les études de Larive (1998) et Multon (2003), où, respectivement, des éprouvettes cylindriques de 13 cm de diamètre et de 24 cm de hauteur et des poutres en béton armé ont été instrumentées.

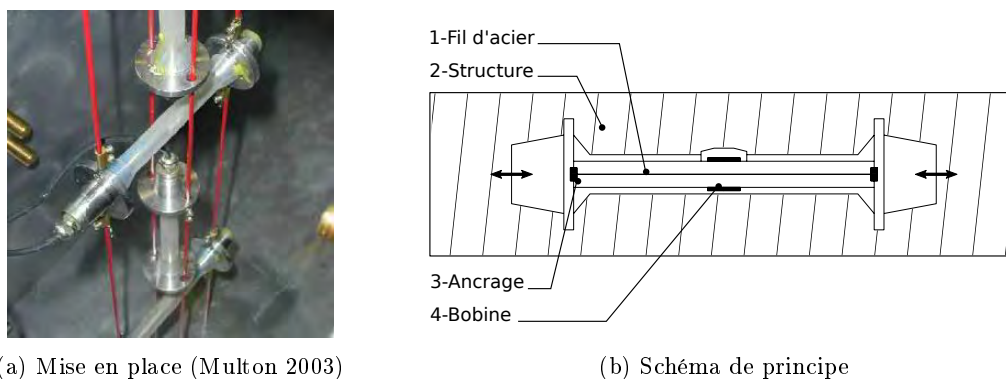


FIGURE 1.34 – Mise en place et descriptif d'un extensomètre à corde vibrante

Leur fonctionnement est basé sur une modification de la fréquence de vibration d'un fil d'acier, généralement excitée par des magnéto-résistances (1 dans la figure 1.34b). Les extrémités de la corde vibrante sont ancrées à la structure étudiée par l'intermédiaire de deux joues (respectivement 2 et 3 dans la figure 1.34b). Lorsque le béton est soumis à des déformations, la distance entre les ancrages varie. Cet allongement ou ce rétrécissement entraîne une nouvelle tension du fil d'acier qui modifie sa fréquence de

vibration, celle-ci étant évaluée par une bobine détectrice (4 dans la figure 1.34b). Ce type de capteur permet la quantification des déformations sur une base de mesure déca-centimétrique à métrique pour une étendue de mesure de $4000 \mu\text{m/m}$ avec une précision de 1 à 2%.

1.5.1.2 Les jauges résistives métalliques

Ces capteurs passifs, appelés également jauges de déformation ou de contrainte, sont très couramment employés dans le monde industriel et en laboratoire. De par leur technologie et leur taille, les jauges permettent une mise en place et des mesures sur des surfaces planes ou courbes. Dans le domaine du génie civil, elles peuvent être positionnées sur la peau du béton ou collées sur les armatures (Asch 2010).

Le composant principal de la jauge est un fil en alliage de nickel (figure 1.35b) ou une trame pelliculaire (figure 1.35c) qui a le rôle d'une résistance électrique. La technologie de trame pelliculaire, plus récente et majoritairement utilisée aujourd'hui, permet pour une surface équivalente d'obtenir une longueur de résistance développée plus importante et donc d'apporter une meilleure précision. Dans les deux cas, le fil (ou la trame) est fixé sur un support isolant, qui est lui-même collé sur le matériau, puis protégé de l'environnement si nécessaire (figure 1.35a). Lorsque le matériau se déforme parallèlement aux brins du conducteur, l'allongement de ces derniers entraîne une variation de la résistance de la jauge. Cette grandeur est mesurée grâce à un pont de Wheatstone à partir de la variation de tension. Par l'intermédiaire d'un facteur de jauge (K), on en déduit la valeur de la déformation du matériau.

Les jauges résistives électriques ont une très large étendue de mesure, allant de 10 à $200\,000 \mu\text{m/m}$ avec une précision de 0,1% et permettent donc un grand nombre d'applications, malgré une base de mesure maximale relativement faible, de l'ordre du décimètre. Il existe également des jauges dites rosettes qui permettent de mesurer les déformations suivant plusieurs directions en un même point, et d'en déduire les directions principales de traction et de compression (Asch 2010).

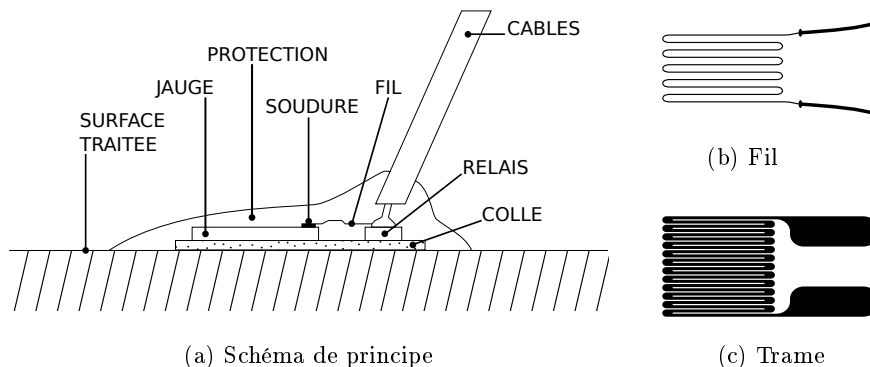


FIGURE 1.35 – Mise en place et type de jauges résistives d'après Asch (2010)

1.5.1.3 Les capteurs LVDT

Les capteurs LVDT (Linear Variable Differential Transducer) sont des capteurs inductifs qui permettent de mesurer un déplacement. Leur principe réside dans le déplacement d'un élément positionné dans un circuit magnétique qui entraîne une variation du flux électrique mesuré (figure 1.36). Dans le cas des capteurs avec un noyau ferromagnétique, selon leur type de fonctionnement, ce flux de mesure peut consister en une modification d'auto-induction d'une bobine, ou pour d'autres, en une variation de la tension secondaire par modification du couplage entre les enroulements primaire et secondaire d'un transformateur. Ces technologies permettent au capteur LVDT de mesurer des déplacements dont l'étendue de mesure varie de ± 1 à $\pm 500 \text{ mm}$ avec une précision 0,002 à 0,5% (Asch 2010).

Lorsque cela est possible, le capteur peut venir palper directement la surface du matériau d'étude, comme dans les travaux de Larive (1998) et Multon (2003). Dans leurs études, ces chercheurs ont pu mesurer le gonflement radial libre d'éprouvettes cylindriques chargées uniaxialement par l'intermédiaire d'un robot venant palper radialement la surface de l'éprouvette. Cependant, ces capteurs sont plus souvent associés à une tige métallique pour étendre la base de mesure et ainsi obtenir un déplacement moyen du matériau. La base de mesure correspond alors à la distance entre l'ancrage du capteur et de la tige collée au matériau d'étude permettant, par exemple, le suivi des déformations de fluage. Les éprouvettes chargées sont alors instrumentées avec des capteurs ancrés à leur surface qui mesurent la déformation dans le sens

de chargement du béton (figure 1.37a). Il est aussi possible d'utiliser les capteurs LVDT pour mesurer les déformations à cœur du béton. Muñoz (2000) a ainsi développé un système qui permet la mesure des déformations de fluage au cœur d'une éprouvette cylindrique grâce à un capteur LVDT localisé dans une réservation créée lors du coulage de l'éprouvette (figure 1.37b).

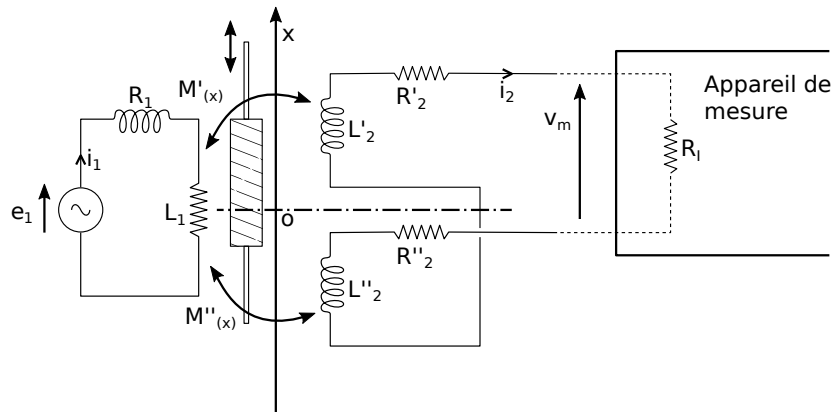
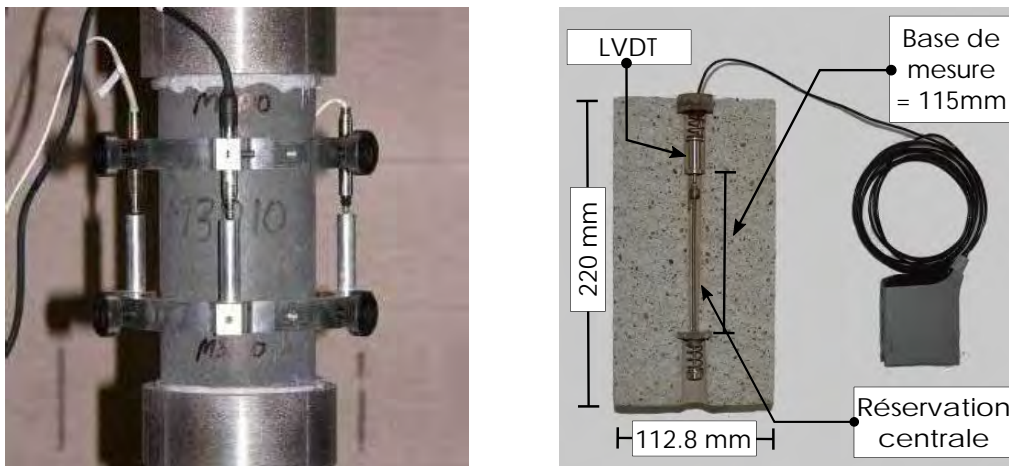


FIGURE 1.36 – Schéma électrique équivalent simplifié d'un capteur LVDT d'après Asch (2010)



(a) Positionnement externe (Graybeal et al. 2006) (b) Positionnement interne d'après Muñoz (2000)

FIGURE 1.37 – Positionnement possible des capteurs LVDT pour l'évaluation des déformations de fluage

1.5.1.4 Discussions sur les systèmes de mesures usuels

La partie 1.4.2 a mis en évidence la difficulté d'étudier le fluage d'un béton atteint de RAG dans le cas d'un chargement tardif sans ralentir ou interrompre la RAG, du fait de la modification des conditions de conservation des échantillons. Une étude associant le fluage et une poursuite du développement de la RAG requiert la conservation des éprouvettes dans une solution alcaline et en température pendant la période de chargement.

Les capteurs à cordes vibrantes peuvent le permettre. Cependant, ces capteurs sont encombrants et dans les cas d'une étude sur des éprouvettes cylindriques normalisées ($\Phi 11H22$ cm), ils pourraient modifier leur comportement mécanique. Des jauges résistives métalliques immergeables existent, mais leur durabilité dans une solution alcaline n'est pas connue et l'étanchéité du système électrique n'est pas garanti. Les capteurs LVDT ont déjà été utilisés dans des études sur le fluage de bétons atteints de RAG (Larive 1998, Multon 2003), mais les éprouvettes n'étaient pas immergées. Actuellement, aucun capteur LVDT n'est suffisamment résistant pour être immergé dans une solution alcaline, et un déport des mesures est de ce fait nécessaire.

1.5.2 Systèmes de mesures utilisant la fibre optique

L'utilisation de systèmes de mesure usuels pour étudier le fluage tardif d'un béton atteint de RAG qui poursuit son évolution est donc possible, mais les contraintes sont difficiles à résoudre. Il peut être intéressant d'étudier la faisabilité d'un tel programme expérimental avec des capteurs à fibre optique. Cette technologie demeure aujourd'hui encore nouvelle et peu utilisée. Cependant, des études récentes ont montré qu'elle permet de quantifier avec précision le fluage du béton (Henault 2013). De plus, une autre étude a montré que les capteurs à fibre optique étaient résistants dans un milieu propice au développement de la réaction (Alj 2020).

Les études dans le génie civil utilisant des capteurs à fibre optique sont récentes, bien que l'apparition des premières fibres optiques date du début des années 70 pour les télécommunications (Ferdinand 2008b). Il faut attendre 1977 et des programmes militaires de la marine américaine pour voir le développement de l'utilisation des premiers capteurs à fibre optique (Letouzey 1984). En effet, de par leurs technologies et propriétés intrinsèques liées au type de fibre, les capteurs à fibre optique ouvrent un large éventail d'application. La maniabilité et l'encombrement réduit des fibres, associés à une grande sensibilité, permet d'envisager des instrumentations jusque-là impossibles. De plus, leur insensibilité électrique et la bonne durabilité de leur gaine dans des environnements agressifs confirment leur intérêt dans le domaine du Génie Civil (Ferretti 1986). Ainsi, depuis 30 ans, les capteurs à fibre optique se sont développés mais leurs applications dans le Génie Civil, à l'heure actuelle, demeurent peu nombreuses en comparaison des possibilités qu'ils offrent, ils ne sont généralement utilisés à l'échelle des ouvrages que pour la détection des fissures localisées, notamment lorsqu'un risque de fuite est redouté.

1.5.2.1 Généralités sur la technologie des capteurs à fibre optique

La technologie des capteurs à fibre optique étant relativement récente, il est donc important de définir la technologie de la fibre optique, ainsi que les capteurs qui l'utilisent.

1.5.2.1.1 Technologie de la fibre optique

Une fibre optique traditionnelle peut être simplement définie comme un guide d'onde diélectrique abordant une symétrie de révolution bicouche. Elle est constituée d'un cœur dont le diamètre est compris entre 8 et 50 μm (1 sur la figure 1.38a), entouré d'une gaine optique d'un diamètre extérieur classiquement égal à 125 μm (2 dans la figure 1.38a).

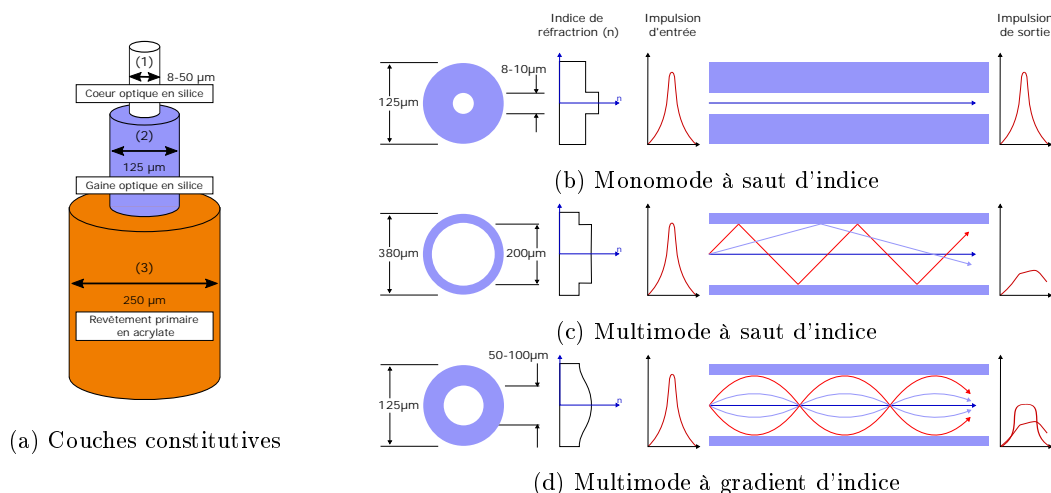


FIGURE 1.38 – Constitution et types de fibre optique d'après López-Higuera (2002)

Ces deux composants en silice transparente sont généralement protégés des agressions extérieures par un revêtement primaire en polymère d'acrylate (3 dans la figure 1.38a). En effet, des agressions chimiques, telle que l'hydroxylation des ponts siloxanes de la silice peuvent dégrader la fibre (López-Higuera 2002). Il existe également des risques de rupture d'origine mécanique si la fibre est soumise à des courbures qui excèdent la valeur tolérée qui dépend de la fibre utilisée et correspond généralement à un rayon de courbure de l'ordre du centimètre. Le guidage du signal, usuellement de longueur d'onde 850, 1300 ou 1550 nm, est permis par la réflexion totale de celui-ci à l'intérieur du cœur de la fibre. Ce guidage est possible grâce à un indice de réfraction du cœur (n_c) plus élevé que celui de la gaine optique (n_g).

Plusieurs types de fibre existent en fonction du diamètre du cœur et de l'homogénéité de l'indice de réfraction dans le cœur de la fibre. Les fibres monomodes, qui sont les plus fines, possèdent un indice de réfraction homogène dans le cœur (figure 1.38b). Elles ne transmettent qu'une seule longueur d'onde à la fois, généralement comprise entre 1310 nm et 1550 nm, rendant les interférences impossibles. Les fibres multimodes à saut d'indice (figure 1.38c) et à gradient d'indice (figure 1.38d) permettent de guider en simultanée plusieurs signaux de longueur d'onde comprise entre 850 nm et 1310 nm. Ces fibres permettent de faire passer davantage d'informations simultanément, mais plus lentement. En jouant sur l'hétérogénéité de l'indice de réfraction du cœur, la fibre à gradient d'indice minimise la distance parcourue par l'onde et permet ainsi d'augmenter la vitesse de transmission. L'utilisation des fibres multimodes reste limitée et très spécifique comparativement à des applications de la fibre monomode dans les capteurs à fibre optique et les télécommunications (Ferdinand 2008b).

1.5.2.1.2 Définition des capteurs à fibre optique

Par définition, le capteur correspond à la partie sensible d'un système de mesure. Cependant, dans le domaine de la fibre optique, la communauté scientifique utilise usuellement ce terme pour désigner l'ensemble comprenant le transducteur, qui correspond à la partie sensible du capteur, et le système d'acquisition. De fait, les capteurs à fibre optique peuvent être classés en plusieurs catégories (Ferdinand 2008b) :

- **les capteurs directs** : le signal de sortie est le même que celui d'entrée qui est directement acquis par la fibre optique sur la zone étudiée;
- **les capteurs extrinsèques** : ce sont des capteurs hybrides où la fibre est utilisée simplement, après transformation du signal, comme vecteur de transmission des informations provenant d'un transducteur d'une autre technologie;
- **les capteurs intrinsèques** : ils répondent à la définition normative de capteurs à fibre optique (NF EN 61757). Dans le cas de ce type de capteur, la fibre sert de transducteur, c'est donc elle qui est sensible à la température et aux déformations du matériau ausculté. La température et les déformations, en influençant directement les propriétés de réfraction de la fibre et par conséquent celles de l'onde transmise, sont quantifiées après analyse du signal de sortie. Les différentes technologies utilisant ce principe sont détaillées par la suite.

Les capteurs intrinsèques sont les plus couramment utilisés. Dans ce type de capteur, la fibre optique a un double rôle, transducteur et vecteur d'information jusqu'à un interrogateur. Selon la norme NF EN 61757, en fonction de l'agencement des points de mesure dans le capteur à fibre optique, deux familles de réseaux sont identifiables (Lequime 1997) :

- **les réseaux à points multiples (ou distribués)** : il s'agit d'une arborescence de plusieurs transducteurs optiques ponctuels reliés à une même centrale d'acquisition par l'intermédiaire de composants guidés passifs (épissures, fibres optiques, connecteurs) ou actifs;
- **les réseaux répartis** : il s'agit d'un transducteur optique unique continu qui donne accès à la mesure sur une région étendue. La grandeur mesurée (température, déformation) est acquise dans l'espace avec un pas de mesure constant sur la zone transductrice.

1.5.2.2 Les réseaux à points multiples

Les réseaux à points multiples, ou réseaux distribués, reposent sur le principe d'interférences des ondes à des points précis de la fibre. Les interférences peuvent être engendrées par des interféromètres, qui sont des instruments déviant l'onde transmise pour provoquer une interférence, ou par une modification locale des propriétés intrinsèques de la fibre. Ces systèmes sont surtout utilisés pour l'auscultation des ouvrages d'art. En effet, cette technologie permet un grand déport des mesures. Cela signifie que le traitement du signal peut être fait à plusieurs centaines de mètres de la zone de mesure (Glišić & Inaudi 2007).

1.5.2.2.1 Capteurs à réseaux de Bragg

Un réseau de Bragg est une modulation périodique de l'indice de réfraction du cœur de la fibre sur une longueur millimétrique, signifiant que l'indice de réfraction de la fibre est modifié volontairement à plusieurs endroits espacés de la même distance. Cette modulation est réalisée par photo-inscription avec une lumière ultraviolette. La modification de l'indice de réfraction peut soit être réalisée perpendiculairement, soit en biais par rapport à l'axe de la fibre optique, donnant respectivement des réseaux de Bragg nommés droits ou blazés (Ferdinand 2008a). Les réseaux de Bragg réfléchissent la lumière sur une

bande spectrale très fine centrée sur la longueur d'onde spécifique du réseau, ou raie, (λ_B) et définie par l'équation suivante :

$$\lambda_B = 2n_e\Lambda \quad (1.23)$$

avec :

- Λ le pas du réseau ($\approx 500nm$),
- n_e l'indice de réfraction effectif de la fibre (≈ 1.45 pour $\lambda_B \approx 1500nm$).

Chaque réseau ayant son onde spécifique, cela offre la possibilité d'inscrire plusieurs réseaux de Bragg sur une même fibre. Ils permettent d'effectuer des mesures distribuées avec un espacement allant du centimètre à la dizaine de mètres avec une résolution pour la température mesurée de $0.1^\circ C$ et pour les déformations mesurées de $1 \mu m/m$. Leur nombre par capteur est un compromis entre l'étendue de mesure souhaitée, l'onde transmise par la fibre et celle du pic réfléchi. La mesure de grandeurs physiques en chaque point du transducteur est possible par le suivi des déplacements spectraux qu'ils engendrent en modifiant les paramètres Λ et n_e de chaque réseau.

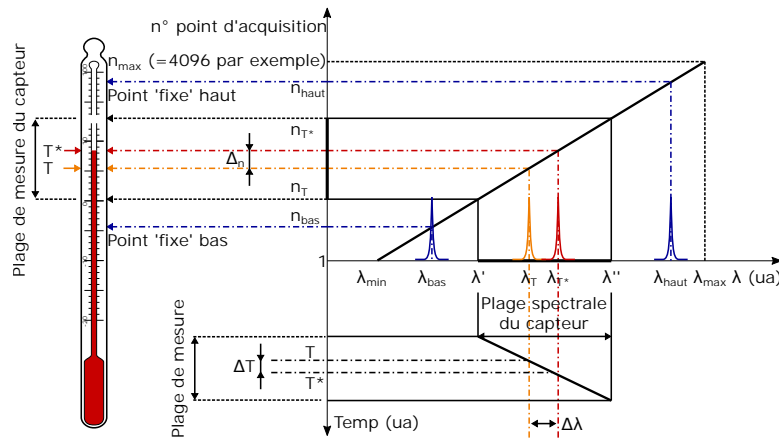


FIGURE 1.39 – Principe de détermination des variations thermiques par réseau de Bragg à l'aide d'une échelle spectrale d'après Ferdinand (2008a)

La variation de la grandeur physique mesurée est déterminée par l'intermédiaire d'une échelle spectrale, schématisée pour la température en figure 1.39 et d'équation 1.24 (principe similaire pour les déformations).

$$\Delta T = T^* - T = \left(\frac{\lambda_h - \lambda_b}{n_h - n_b} \right) (n_{T^*} - n_T) \left(\frac{\Delta T}{\Delta \lambda} \right) \quad (1.24)$$

Où dans le cas d'une variation de la température (ΔT) enregistrée par un réseau de Bragg, avec T et T^* , respectivement la températures initiale et actuelle. Cette variation de température entraîne un déplacement spectral ($\Delta \lambda$) sur la plage spectrale $[\lambda'; \lambda'']$ associée à ce réseau. Sur cette plage spectrale, chaque raie spectrale est associée à un numéro de point d'acquisition (n_i). Par conséquent, les températures initiale et actuelle sont respectivement associées à n_T et n_{T^*} . Le système de mesure connaît la variation de température correspondante à l'écart entre les deux numéros de points par l'intermédiaire de l'échelle spectrale. Cette échelle est définie en amont des mesures, elle associe un numéro de point haut (n_h) et bas (n_b) respectivement à une raie spectrale haute (λ_h) et basse (λ_b). Ainsi, le système de mesure associe le déplacement spectral à un écart de numéro d'acquisition, qui correspond à une variation de température.

Les réseaux de Bragg sont utilisés dans le Génie Civil depuis près de 25 ans pour la surveillance des structures. Leur possibilité de contrôle sur d'importantes longueurs coïncide parfaitement aux dimensions de certains ouvrages où les mesures réparties ne trouvent pas forcément d'utilité (Ferdinand 2008b).

1.5.2.2.2 Capteurs interférométriques

Certains capteurs à fibre optique utilisent l'analyse du déséquilibre après passage dans un interféromètre entre les signaux d'une fibre ancrée et une autre libre (Ferdinand 2008a). Pour ceux de type Michelson, des miroirs assurent l'interférence (López-Higuera 2002), quand dans la technologie de type

Fabry-Perrot Glišić & Inaudi (2007), celle-ci est provoquée par une découpe millimétrique de la fibre. Le multiplexage des mesures, c'est-à-dire l'interrogation de plusieurs interféromètres en simultanément, est possible au niveau de l'interrogateur en analysant le signal de plusieurs capteurs sur différentes fibres, ou alors le signal fourni par plusieurs interféromètres placés sur une même fibre. Ces interféromètres ont été développés avec un conditionnement adéquat pour pouvoir être intégrés et utilisés sur les structures de Génie Civil, mais leurs domaines d'utilisation restent identiques aux capteurs usuels présentés dans la partie 1.5.1.

1.5.2.3 Les réseaux à mesures réparties

Les réseaux à mesures réparties se distinguent de ceux distribués par le fait qu'ils utilisent la diffusion de la lumière, permettant d'obtenir des informations globales et locales. Une acquisition avec ces systèmes génère le profil continu de diffusion de la lumière sur une longueur variable de fibre selon les technologies (métrique à kilométrique). La résolution spatiale des informations peut être millimétrique à métrique selon la longueur de fibre utilisée pour l'acquisition de données, sachant que plus la résolution sera haute, plus cette longueur sera diminuée Hartog (2000). Cette acquisition des données se base sur trois phénomènes physiques, chacun étant à l'origine d'un des trois pics du spectre de diffusion de la silice (figure 1.40).

- **la diffusion Rayleigh** : sensible aux variations de température et de déformation, elle est due aux fluctuations de densité et de composition de la silice dans la fibre ;
- **la diffusion Brillouin** : sensible aux mêmes paramètres que la diffusion Rayleigh, elle dépend des vibrations thermiques moléculaires ;
- **la diffusion Raman** : sensible aux seuls changements de température, elle correspond à l'interaction photons-phonons dans la fibre.

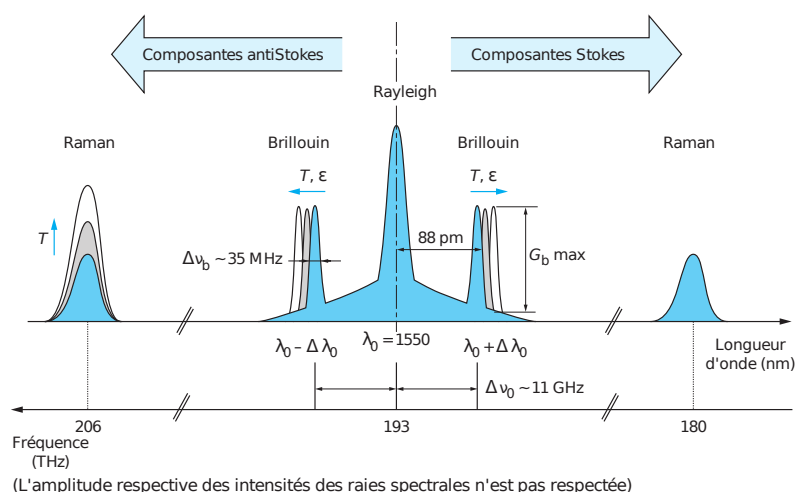


FIGURE 1.40 – Spectre de diffusion dans les fibres optiques en silice (Ferdinand 2008a)

L'utilisation de ces phénomènes est récente en comparaison du développement des réseaux ponctuels. Deux approches permettent d'obtenir les profils réflectométriques sur la longueur d'acquisition :

- **Optical Time Domain Reflectometry (OTDR)** : les mesures sont localisées par analyse du temps de vol, qui correspond au temps d'une impulsion laser réfléchi entre l'émission et la réception de l'onde par l'interrogateur.
- **Optical Frequency Domain Reflectometry (OFDR)** : les mesures sont localisées par transformée de Fourier du signal renvoyé par la fibre à une rampe de longueur d'onde émise par l'interrogateur.

1.5.2.3.1 Interrogateurs Raman

Ce sont les premiers interrogateurs qui ont été commercialisés dans les années 1990 et ne peuvent mesurer que des variations de température. La répartition spatiale des mesures est déterminée par "OTDR" (López-Higuera 2002). Pour mesurer les variations de température, ils utilisent la technologie "Raman - Optical Time Domain Reflectometry (R-OTDR)" qui considère le rapport d'intensité des pics Raman

comme dépendant de la température. Ce rapport peut varier, car seule la composante antiStokes du spectre réfléchi, celle avec la plus haute fréquence, est influencée par le changement de température (figure 1.40). Cette technologie est désormais considérée comme étant arrivée à maturité puisqu'elle offre de meilleures performances avec l'utilisation des fibres multimodes (Lanticq 2009).

1.5.2.3.2 Interrogeurs Brillouin

Ces interrogeurs sont plus récents que ceux utilisant la diffusion Raman. Les premiers datent du début du millénaire, mais cette technologie est toujours en développement. Tout l'intérêt de ces interrogeurs se base sur le fait que le régime de diffusion utilisé est 10 fois plus intense que dans le cas Raman, tout en gardant une largeur spectrale fine (35 MHz). Cependant, à cause de son décalage fréquentiel bas, il est impossible de l'isoler de la raie Rayleigh, ce qui rend l'analyse du signal plus complexe (Ferdinand 2008a).

Dans la technique dénommée "Brillouin Optical Time Domain Reflectometry (BOTDR)", l'intensité de rétrodiffusion d'une impulsion lumineuse mélangée à un signal continu est mesurée par l'interrogeur. Les variations de température et des déformations sont évaluées à partir du décalage fréquentiel (ν_B), observé au maximum de la rétrodiffusion Brillouin, selon la formule suivante (Bao & Chen 2011) :

$$\Delta\nu_B = \nu_B^* - \nu_B = C_\varepsilon\Delta\varepsilon + C_T\Delta T \quad (1.25)$$

Où le décalage spectral $\Delta\nu_B$ dépend de la variation de température (ΔT) et de la déformation ($\Delta\varepsilon$) par l'intermédiaire de coefficients de calibration respectifs (C_ε, C_T). Les valeurs de ces coefficients pour une fibre monomode standard et une onde de 1550 nm sont connues et sont respectivement égales à 1 MHz/°C et 1 MHz/20μm/m.

Il faut savoir que la durée d'acquisition des données par "BOTDR" peut être longue et une technique, dite "Brillouin Optical Time Domain Analysis (BOTDA)" et qui s'apparente à de la spectroscopie laser, a été développée pour pallier ce problème. La technologie "BOTDA" requiert l'accès aux deux extrémités de la fibre, où sont injectées respectivement une impulsion laser et une onde lumineuse continue. Ce gain de temps a nécessité le développement d'une nouvelle technique dérivée (Pre-Pump Pulse - Brillouin Optical Time Domain Analysis (PPP-BOTDA)) pour compenser la perte de résolution du système (Kishida et al. 2012).

1.5.2.3.3 Interrogeurs Rayleigh

Ce sont les derniers interrogeurs apparus sur le marché à partir de 2007 (Henault 2013). Ces interrogeurs se basent sur une technique OFDR et une discrétisation de la fibre par segment centimétrique (Grave et al. 2015). En effet, malgré un processus de fabrication industriel, il existe des hétérogénéités de densité et d'indice de réfraction de la silice distribuées aléatoirement dans la fibre optique. Pour Soller et al. (2005), ces défauts donnent à chaque fibre une empreinte optique unique qui peut être représentée par une succession continue de réseaux de Bragg où leur longueur est définie par le pas de résolution spatial du système.

La technique "Optical Backscattering Reflectometry (OBR)" analyse le spectre fréquentiel obtenu par la transformée de Fourier de l'interférence entre une onde de référence et celle issue de la rétrodiffusion Rayleigh de la fibre. Par inter-corrélation sur chaque zone, ces spectres sont analysés par rapport à une mesure de référence. Si la fibre change d'état, un décalage fréquentiel ($\Delta\nu_R$) est observé et permet de quantifier les variations de température et des déformations. La mesure continue est effectuée par translation spatiale de cette zone d'inter-corrélation où le décalage fréquentiel est relié aux grandeurs physiques par des coefficients de calibration selon l'équation suivante :

$$\Delta\nu_R = C_{\varepsilon R}\varepsilon + C_{TR}\Delta T \quad (1.26)$$

Où $C_{\varepsilon R}$ est le coefficient de calibration relié à la déformation de la fibre (ε) par rapport à un signal initial et est égal à -0,15 GHz/μm/m. C_{TR} est le coefficient de calibration par rapport à la variation de température (ΔT) en deux mesures et vaut -1.25 GHz/°C .

Les mesures effectuées avec un système "OBR" sont très précises, mais sa longueur transductrice reste inférieure aux technologies Raman et Brillouin. Afin de pallier ce problème, une technique "Tunable Wavelength - Coherent Optical Time Domain Reflectometry (TW-COTDR)" a été mise au point, mais elle pose des problèmes de corrélation si elle n'est pas doublée par un système Brillouin (Delepine-Lesoille et al. 2013).

1.5.2.3.4 Comparaison des technologies de mesures réparties

Aujourd'hui, la précision des capteurs à mesures réparties est similaire aux capteurs usuels et les capteurs à mesures réparties permettent le déport des systèmes d'interrogation hors de la zone de contrôle. Cela permet en premier lieu d'anticiper les évolutions technologiques en rendant possible le remplacement par un interrogateur plus performant, tout en permettant de coupler l'acquisition de données avec celle d'un interrogateur d'interférométrie différentielle. L'utilisation de plusieurs technologies d'interrogation permet de dissocier les effets mécaniques et thermiques des mesures Brillouin et Rayleigh dans le cas où l'utilisation d'une fibre parallèle libre est impossible (Sikali Mamdem 2012).

Le choix entre les différentes technologies actuellement disponibles sur le marché repose sur les besoins spécifiques de l'utilisateur, à savoir le pas et la longueur d'auscultation souhaités. Ces derniers dépendent essentiellement de la taille de la structure à instrumenter et sont différents pour chaque technologie d'interrogation. Les performances des différentes technologies d'interrogateur sont présentées dans le tableau 1.2.

TABLEAU 1.2 – Propriétés métrologiques des différentes techniques de mesures réparties par fibre optique d'après Bassil (2019)

Type de diffusion	Raman	Brillouin			Rayleigh	
Système	ROTDR	BOTDR	BOTDA	PPP -BOTDA	TW -COTDR	OBR
Portée de mesure	1 km à 37 km	50 km	150 km	500 m à 10 km	21 km	70 m à 2 km
Pas de mesure	1 cm à 17 m	1 m	2 m	2 cm à 50 cm	10 cm à 1 m	1,3 mm à 5,2 mm
Précision [$\mu m/m$]	-	60	20	20	0,5	1
Étendue [$\mu m/m$]	-	± 30000	± 30000	± 30000	± 15000	± 12000
Précision [$^{\circ}C$]	0,8 à 3	2 à 3	1 à 2	0,75	0,05	0,1
Durée d'acquisition	< 3 min	1 à 5 min	2 à 5 min	5 s	60 s	0,004 à 4 s
Mesure dynamique	Non	Non	Oui	Non	Non	Oui

1.5.2.4 Utilisation des capteurs à fibre optique dans le Génie Civil

Dès leur apparition, au vu des possibilités qu'offrent les technologies de capteurs à fibre optique, de nombreuses applications dans le domaine de l'auscultation des structures de Génie Civil ont été réalisées (Ferdinand (2008b)). Cependant, la mise en place de ces systèmes, quelle que soit la technologie utilisée, nécessite un conditionnement supplémentaire de la fibre. Dans les applications du domaine du Génie Civil, la fibre peut être soumise à des attaques chimiques ou de fortes sollicitations mécaniques pouvant amener à sa défaillance. Dans ces cas-là, l'utilisation d'un câble à fibre optique s'avère être la meilleure solution.

1.5.2.4.1 Les câbles à fibre optique

Ils sont constitués d'une ou plusieurs fibres (câbles multi-fibres) protégées par une ou plusieurs couches de revêtement secondaire. Cette protection secondaire est utilisée essentiellement pour parer aux contraintes mécaniques et aux agressions chimiques extérieures.

Il existe plusieurs types de câbles à fibre optique selon la protection recherchée. Les câbles mono-fibre sont constitués d'une seule fibre, où des revêtements secondaires sont ajoutés autour de la fibre (figure 1.41a). Le diamètre extérieur, qui peut atteindre quelques millimètres, dépend de l'épaisseur du revêtement secondaire. Dans le cas des câbles multi-fibres, le revêtement secondaire englobe les fibres optiques qui peuvent être disposées selon une géométrie de révolution (figure 1.41b), en torons ou bien encore selon un même plan (figure 1.41c).

Concernant la durabilité des câbles, les fiches techniques des fabricants restent vagues quant à leur comportement à long terme. Lors de ses travaux, Henault (2013) a remarqué par exemple que le câble peut fluer et subir des dégradations chimiques. Avec l'amélioration des systèmes et l'acquisition de profils de mesures avec une définition centimétrique, il est apparu que le revêtement secondaire peut aussi

influencer les mesures (Ansari & Libo 1998). En effet, l'ajout de couches intermédiaires entre le milieu à quantifier et la fibre peut entraîner des efforts de cisaillement entre les divers matériaux constitutifs du câble qui viennent parasiter les mesures.

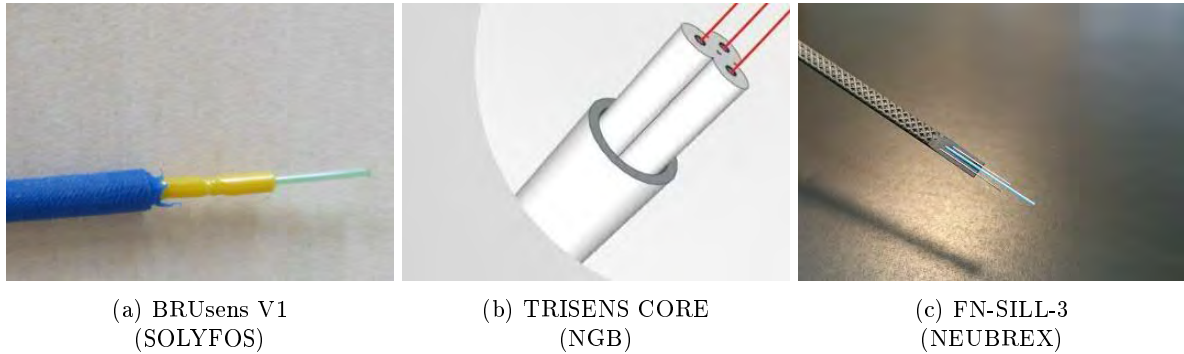


FIGURE 1.41 – Exemples de câbles présents sur le marché

1.5.2.4.2 La fonction de transfert mécanique des câbles

Les travaux de Imai et al. (2010) ont montré que, lorsque le câble optique est utilisé comme transducteur, les déformations mesurées par le capteur à fibre optique sont le produit de convolution des déformations réelles et de deux autres Fonctions de Transfert Mécanique (équation 1.27). La première dépend de l'interrogateur ($F_{interrogateur}$), la seconde nommée $FTM(x)$ caractérise la capacité du câble à transmettre la déformation du béton $\varepsilon_{\text{beton}}(x)$ à la fibre à une distance (x) de l'interrogateur.

$$\varepsilon_{\text{mesur}}(x) = \varepsilon_{\text{beton}}(x) \otimes F_{\text{interrogateur}} \otimes FTM(x) \quad (1.27)$$

Selon Bastianini et al. (2005), ces deux fonctions ne peuvent pas influencer la mesure conjointement. Ainsi, dans le cas où le pas de mesure est très faible en comparaison de la longueur d'ancrage de la fibre dans le béton, la FTM du câble est prépondérante et l'influence de l'interrogateur peut être négligée. L'équation 1.27 devient alors :

$$\varepsilon_{\text{mesur}}(x) = \varepsilon_{\text{beton}}(x) \otimes FTM(x) \quad (1.28)$$

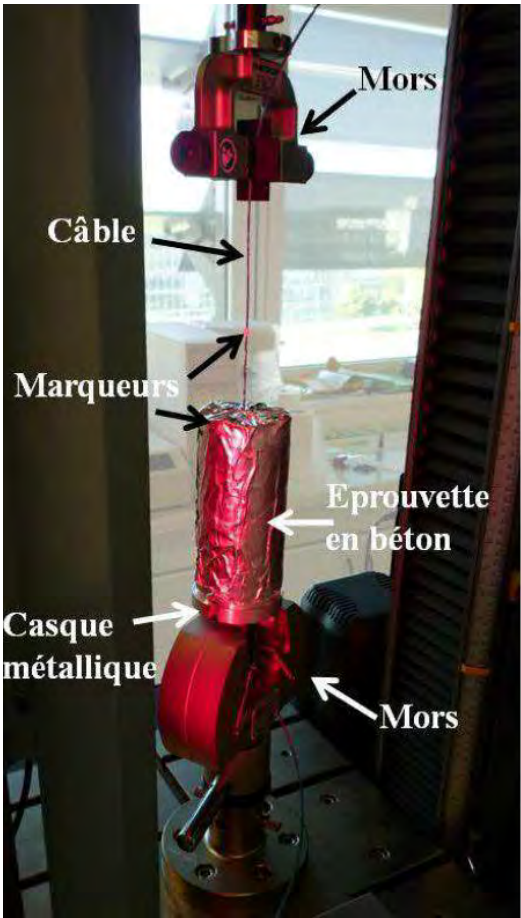
La détermination de la FTM est donc essentielle pour déterminer les déformations du béton avec la plus grande précision. Elle est de la forme $Ae^{(-k|x|)}$, où k est la longueur de transfert du câble (Henault 2013). La valeur de cette longueur de transfert peut être déterminée selon plusieurs méthodes.

Un modèle analytique permet de calculer k en se basant sur la géométrie et les propriétés mécaniques des revêtements du câble (Li et al. 2002). Bassil (2019) complète ce modèle en intégrant le comportement aux interfaces des matériaux. Cette méthodologie nécessite de connaître les propriétés mécaniques des composants du câble, ce qui n'est pas toujours possible. Une autre méthodologie de détermination consiste à placer le câble dans une configuration où les déformations de l'environnement ausculté peuvent être assimilables à un Dirac, qui est une forte déformation très ponctuelle. Par exemple, aux abords d'une fissure, le profil de déformation obtenu dans la fibre sera caractéristique de la FTM du câble.

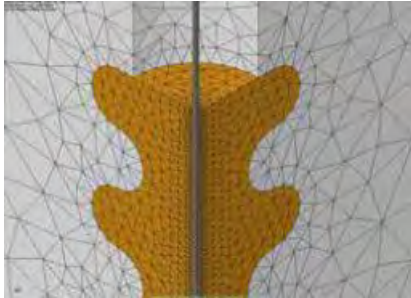
L'obtention d'un Dirac peut être expérimentale, comme lorsque le câble est ancré dans une éprouvette de béton dont la fissuration en un point est imposée (figure 1.42c) (Bassil 2019), ou par des essais d'arrachement de la fibre ancrée dans du béton (figure 1.42a) (Henault 2013). Le profil des déformations enregistrées par la fibre lors de ces essais est alors assimilable à la FTM du câble. Elle peut également être obtenue par modélisation éléments finis du système câble/environnement (Delepine-Lesoille et al. 2006, Imai et al. 2010, Henault 2013) comme en figure 1.42b. Néanmoins, cette évaluation requiert, là aussi, une connaissance de la composition du câble.

Certaines technologies de capteur fibre optique peuvent donc aujourd'hui être considérées comme étant arrivées à maturité pour un usage adapté aux ouvrages du Génie Civil. Mais dans la pratique, le nombre d'applications demeure encore restreint. Les systèmes récents de mesures réparties, avec des pas millimétriques, permettent d'envisager l'utilisation des capteurs à fibre optique dans des études en laboratoire,

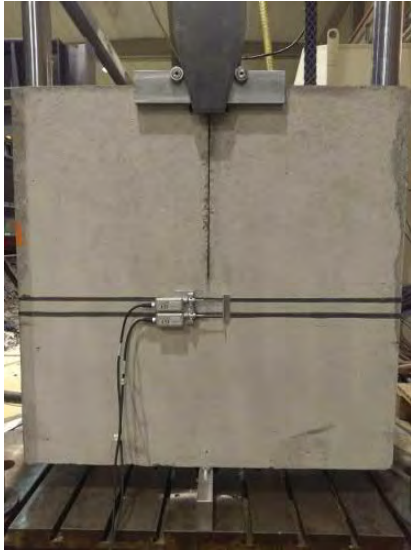
qui porteraient sur la quantification des phénomènes intrinsèques à l'échelle du matériau béton, sur des corps d'épreuves de dimensions décimétriques. A l'heure actuelle, les études les utilisant demeurent pourtant peu nombreuses (Weisbrich et al. 2019, Alj et al. 2019).



(a) Test d'arrachement (Henault 2013)



(b) Modélisation éléments finis (Delepine-Lesoille et al. 2006)



(c) Fissuration imposée (Bassil 2019)

FIGURE 1.42 – Méthodologies de détermination des FTM des câbles à fibre optique

1.6 Conclusions

La Réaction Alkali-Granulats, communément appelé RAG, est une attaque de la silice des granulats par les alcalins présents dans la solution interstitielle du béton, ce qui conduit à la production d'un gel expansif. Le développement de ce gel est conditionné à la présence nécessaire et simultanée de silice réactive, d'alcalins et d'eau. Sa cinétique est accélérée avec une hausse de la température, et peut être diminuée avec une baisse de l'humidité relative. A l'échelle du béton, la réaction se traduit par un gonflement anisotrope, une fissuration en faïençage de sa peau et une baisse de son module d'élasticité liée à un endommagement correspondant à la microfissuration induite par les gels expansifs. Les évolutions des déformations différées sous charge d'un béton atteint de RAG dépendent de l'état d'avancement de la RAG au moment du chargement.

En effet, le fluage d'un béton réactif n'est pas impacté si le chargement est antérieur à l'amorce de la réaction. Dans le cas d'une mise en charge tardive par rapport à un développement avancé du gonflement de RAG, les déformations de fluage dans le sens de chargement sont plus importantes pendant les premiers jours par rapport à un béton sain de même formulation. Toutefois, ces résultats sont à modérer, car les dispositifs expérimentaux des études sont tels que les conditions sous chargement entraînent un fort ralentissement de la RAG. Par conséquent, il n'existe pas à l'heure actuelle de programmes expérimentaux calibrés pour estimer le couplage entre la RAG et le fluage dans le cas d'un béton chargé après un gonflement significatif. Cette dernière chronologie est pourtant la plus représentative des structures comme les barrages pour lesquelles c'est le gonflement qui entraîne la mise en compression du béton du fait des déformations gênées.

Les différentes observations énoncées précédemment ont permis de proposer différents types de modèles de RAG. Les études sur la chimie de la RAG ont amené à des modèles basés sur la seule chimie de la réaction qui sont facilement intégrables dans d'autres modèles chemo-mécaniques. Les études à l'échelle du béton ont permis de mettre au point des modèles basés sur le gonflement du béton, mais ceux-ci montrent leurs limites quand ils doivent retranscrire la réaction sous contrainte. Les modèles reposant sur la pression interne se sont améliorés au fil du temps pour devenir des modèles basés sur l'avancement de la réaction chimique de création du gel. Ce dernier type de modèles est aujourd'hui le plus abouti et permet de coupler le fluage et la RAG. Certains sont notamment utilisés pour le calcul d'ouvrages. D'autres modèles basés sur du béton numérique (maillage des inclusions granulaires et de la matrice) servent à améliorer la compréhension de l'influence de la RAG sur le comportement mécanique du béton et ont mis en avant l'importance de considérer un fluage différent en tout point de la matrice cimentaire. Cependant, ces modèles, trop consommateurs de ressources informatiques, ne permettent pas le calcul d'ouvrage. Ce bilan met en évidence la nécessité de construire un modèle capable de calculer le comportement d'un ouvrage tout en prenant en compte les comportements distincts de la matrice cimentaire et des inclusions rigides, à savoir les granulats, potentiellement expansifs si atteints de RAG, et leurs interactions à une échelle mésoscopique.

Les déformations de RAG du béton évoluant dans le temps, il est fortement probable qu'elles soient couplées avec les déformations différées intrinsèques à toute formulation de béton, à savoir le retrait et le fluage. Le retrait est principalement induit par les tensions capillaires au sein de la matrice cimentaire. Les granulats de par leur nature minéralogique, leur rigidité et leur proportion, ainsi que les conditions d'ambiance sont des facteurs influents du retrait. Le fluage correspond aux déformations différées induites par un chargement maintenu dans le temps. Le fluage propre est celui qui se produit sans échange hydrique et le fluage de dessiccation est lui en lien avec le séchage. Comme pour le retrait, les mécanismes à l'origine du fluage sont localisés dans la matrice et plus précisément dans les C-S-H, dont le comportement visqueux explique la part des déformations irréversibles. L'hypothèse qui fait consensus est le glissement des feuilletts de C-S-H liés à des contraintes de cisaillement microscopiques induites par le chargement. Les déformations différées sous charge dépendent principalement des paramètres en lien avec les granulats (proportion, minéralogie, rigidité), des conditions d'ambiance (hygrométrie, température) et du taux de chargement.

Il existe de nombreux modèles de retrait et fluage. Parmi les modèles présentés dans ce chapitre, un modèle poro-mécanique intégrant le phénomène de consolidation en lien avec le concept de potentiel de déformation différée intrinsèque à chaque formulation de béton, a été décrit. Ce modèle qui prend en compte de nombreux couplages permet de reproduire le comportement mécanique du béton pour des conditions Thermo-Hydro-Mécaniques (THM) variables et des chargements multiaxiaux. En outre, il permet le calcul d'ouvrages. En revanche, ses paramètres de calage macroscopiques nécessitent un nouveau calage pour chaque nouveau béton et limitent sa capacité à rendre compte des phénomènes se produisant

à l'échelle mésoscopique en présence de RAG, avec les couplages entre les différents types de déformations. La mise au point d'un modèle micro-mécanique basé sur ce modèle de déformation différée, mais couplant RAG et fluage à l'échelle microscopique, et qui intégrerait les lois de comportement de chaque phase du béton (granulat élastique, matrice cimentaire visco élastique non linéaire) paraît dès lors pertinente.

Les déformations de RAG et de fluage sont quantifiables par des cordes vibrantes, des jauges ou des capteurs LVDT. Mais ces systèmes usuels d'extensométrie ne sont pas capables de fonctionner dans des conditions dites agressives telles que celles appliquées pour les études de RAG. La démocratisation des capteurs à fibre optique et leurs évolutions en ce qui concerne leur systèmes de protection vis-à-vis du milieu ambiant permet d'envisager leur application dans une étude couplant RAG et fluage. Les technologies de capteur à fibre optique à mesures réparties permettent d'obtenir la même précision que les systèmes de mesure actuels et leur utilisation dans des conditions agressives est possible avec l'utilisation de câble à fibre optique dans lequel la fibre est protégée par des gaines.

De cette synthèse, deux problématiques étroitement liées se dégagent. La première concerne une problématique expérimentale qui vise à répondre à l'absence de données concernant le cas d'un béton atteint de RAG chargé après un avancement significatif de la réaction qui se poursuit ensuite pendant le chargement. Comme indiqué, cette configuration est pourtant représentative de nombreux ouvrages. Toutefois, l'actuel verrou pour mener à bien un tel programme expérimental réside dans le système de mesure capable de suivre les mesures de déformation sous charge en conditions environnementales agressives. Les systèmes de mesures usuels ne le permettant pas, l'étude bibliographique a révélé que les capteurs à fibre optique seraient susceptibles de remplir les critères du cahier des charges du système de mesure de ce programme.

L'analyse des données fournies par un tel programme expérimental permettra d'améliorer la compréhension des phénomènes de couplages entre fluage et RAG, et d'émettre des hypothèses sur les mécanismes à modéliser. Cela amène ainsi à la seconde problématique qui consiste à mettre au point un modèle intégrant ces mécanismes et ces couplages. A l'heure actuelle aucun modèle ne permet à la fois de prendre en compte les mécanismes résidant à l'échelle mésoscopique tels que les interaction entre la mise en pression du gel de RAG dans les granulats et le fluage ou la fissuration de la matrice entourant ce dernier, tout en permettant son application au calcul d'un ouvrage réel complet.

Chapitre 2

PROGRAMME EXPERIMENTAL

2.1 Contexte expérimental

La construction de certains ouvrages d'art en béton au XX^e siècle est antérieure à la découverte de la RAG. Dans le cas des ouvrages hydrauliques, les conditions hydriques de ces ouvrages sont évidemment propices à la RAG. Lorsque ces ouvrages sont de type barrage voûte, les gonflements induits par la réaction peuvent être restreints du fait de leur géométrie particulière, qui consiste à transmettre les efforts de la poussée hydrostatique directement aux appuis de rive par compression du béton. Dans ce cas-là, le développement de la réaction, dont les premiers désordres qu'elle induit sont observables après des dizaines d'années, ainsi que les évolutions des sollicitations et des conditions peuvent être décrits par une chronologie en quatre phases :

- **PHASE 1** : la mise en eau du barrage, qui intervient une fois la construction terminée, engendre une saturation progressive du béton constituant l'ouvrage. la pression hydrostatique génère des contraintes d'arc et cette distribution des contraintes correspond à un état de contraintes initial de la voûte, hors effets thermiques. La réaction peut s'initier à certains endroits de la structure, mais les gonflements ne sont pas encore suffisamment importants pour que les données d'auscultation montrent les premiers déplacements irréversibles de l'ouvrage.
- **PHASE 2** : la réaction continue son développement et sa présence est maintenant généralisée à l'ouvrage. Les premiers déplacements irréversibles sont alors observables et peuvent se traduire par un exhaussement de la crête du barrage et un déplacement vers l'amont de l'ouvrage sous l'effet de l'allongement des arcs de voûte dû au gonflement alors que ceux-ci sont bloqués au niveau de leur accroche en rive. A ce moment-là, la contrainte dans les arcs, engendrée par le chargement hydrostatique, n'est pas suffisante pour arrêter le gonflement du béton dans la direction chargée, le gonflement induit par la RAG peut être considéré comme libre.
- **PHASE 3** : la réaction se poursuit, et le gonflement finit par générer un état de compression élevé du fait du blocage des arcs de la voûte en rives. Lorsque la contrainte de compression est élevée, les vitesses de gonflements vont alors fortement diminuer dans la direction chargée. Ce chargement associé au développement de la réaction qui continue dans les autres directions a pour effet de modifier le champ de contrainte dans l'ouvrage. Cela se traduit alors par une rotation des contraintes principales au sein de l'ouvrage, et l'augmentation des forces de poussée vers les appuis peuvent venir perturber le fonctionnement de la voûte, de ses appuis et/ou de ses équipements hydromécaniques, ce qui peut alors remettre en cause sa sûreté.
- **PHASE 4** : lorsque la sûreté de l'ouvrage ne peut plus être démontrée, des travaux de grande ampleur, tels que l'étanchéification de la face amont, ou le sciage de l'ouvrage dans le sens vertical sont parfois nécessaires. Ils permettent de diminuer le risque d'apparition de désordres supplémentaires et de relaxer les contraintes dans l'ouvrage en limitant le développement de la RAG (Chulliat et al. 2013a).

Les conditions du béton au sein d'un barrage voûte correspondent au cas où un chargement est appliqué alors que les gonflements de RAG sont avancés et que la réaction se poursuit sous charge. L'étude bibliographique (partie 1.2.5.2.2) a montré que, dans le cas d'un tel chargement, qu'on peut dénommer « tardif », le fluage est impacté par la RAG. Cependant, aucune de ces études n'a pu conserver des conditions d'ambiance sous charge nécessaires au maintien de l'évolution de la réaction, configuration pourtant représentative du cas réel. L'étude expérimentale présentée dans ce mémoire a pour objectif d'étudier en laboratoire l'influence de l'évolution de la réaction sur le fluage d'un béton, dit béton réactif, dans le cas d'un chargement tardif, mais aussi l'impact du chargement tardif sur les gonflements induits par la réaction dans la direction chargée et les directions non chargées. L'analyse des données expérimentales originales obtenues permettra d'approfondir la compréhension du comportement des barrages voûtes atteints de RAG et de documenter le phénomène de RAG sous contrainte en vue de le modéliser le plus pertinemment possible.

Les première et deuxième parties de ce chapitre seront respectivement consacrées à la présentation du programme d'essai, du protocole expérimental et des moyens mis en œuvre pour répondre aux objectifs explicités. Les résultats obtenus seront présentés dans la troisième partie, et exploités dans la quatrième afin d'émettre des hypothèses sur les mécanismes à l'origine des évolutions des déformations constatées.

2.2 Description du programme expérimental

Le programme expérimental doit être le plus représentatif possible des conditions réelles d'un béton de barrage, autant par la chronologie de ces conditions que par le type de formulation du béton réactif. Ainsi, le béton étudié doit être de type "ouvrage d'art", soit une classe de résistance visée C40/50.

La présentation de ce programme est divisée en trois parties. La première présentera les conditions d'ambiance et leurs chronologies avec les justifications vis-à-vis des conditions du béton d'un ouvrage. La deuxième s'intéressera à la méthodologie permettant d'analyser les effets de la RAG sur le fluage en compression et inversement du fluage sur les déformations de gonflement, et donc les effets couplés. Ces deux premières parties permettent d'établir le cahier des charges nécessaire pour construire la totalité de la campagne d'essais qui sera présentée par la suite.

2.2.1 Selection et chronologie prévisionnelle des conditions d'essais

Dans le cadre de cette étude, la chronologie des conditions thermiques, hydriques, chimiques et mécaniques, ou chronologie THCM (Thermo-Hydro-Chemo-Mécanique), doit être représentative d'un développement de la RAG au sein d'un barrage voûte, tel que présenté dans la partie 2.1. Par conséquent, elle suit également quatre phases. Dans la réalité, les différentes phases peuvent s'étaler sur plusieurs dizaines d'années, ce qui est inenvisageable dans le cadre de cette étude. Les conditions d'ambiance ont donc été choisies afin d'accélérer la réaction tout en restant les plus représentatives possibles du cas réel. Les quatre phases de ce programme expérimental (figure 2.1), dont les durées seront justifiées lors de la présentation des résultats, sont les suivantes :

- **PHASE 1 (durée de 28 jours)** : après le démoulage, les éprouvettes, laissées libres de se déformer, sont immergées pendant 28 jours dans une solution d'hydroxyde de sodium (NaOH) dosée à 1.27 mol.l^{-1} et à 20°C . Cette étape correspond à la phase de la saturation progressive de l'ouvrage sans signe apparent de RAG.
- **PHASE 2 (durée de 110 jours)** : la température de conservation est portée à 38°C afin d'accélérer la cinétique de la réaction. Les éprouvettes demeurent en solution et libres de se déformer afin d'être représentatives de la phase où les gonflements de RAG dans l'ouvrage ne sont pas encore gênés. La fin de cette phase correspond à l'instant où le gonflement est considéré comme suffisamment significatif pour que, comme dans le cas du barrage, il soit empêché au niveau des appuis, entraînant dès lors une augmentation des compressions dans les arcs. A cette échéance, la RAG doit conserver une importante capacité de gonflement résiduelle. La durée de cette phase est définie à partir du suivi des déformations libres du béton atteint de RAG.
- **PHASE 3 (durée de 231 jours)** : cette étape doit être représentative de la phase d'exploitation de l'ouvrage, durant laquelle les gonflements sont gênés, entraînant le fluage en compression du béton, avec un couplage avec la RAG qui poursuit son évolution. Les éprouvettes sont chargées à 30% de leur résistance à la compression à la date de mise en charge. Dans le cas réel, la réaction n'est pas complètement terminée lorsque des travaux pour limiter la RAG sont effectués. Pour être représentatif du phasage des travaux sur les ouvrages en service, la décharge des éprouvettes doit être effectuée à une échéance pour laquelle le gonflement n'est pas encore terminé. La durée de cette phase, justifiée ultérieurement, est de 231 jours. Durant cette phase de couplage RAG et fluage, les éprouvettes sont chargées et maintenues immergées dans la solution d'alcalins à 38°C afin que la RAG puisse poursuivre son évolution en bénéficiant de l'activation thermique et de l'apport en alcalins.
- **PHASE 4 (30 jours)** : les éprouvettes sont déchargées une fois que la réaction est quasi terminée. L'analyse des résultats de la recouvrance est en effet nécessaire pour le calage de certains paramètres des modèles. Cette phase doit être aussi longue que le permet la durée de ce projet de recherche.

Afin d'évaluer l'impact de la réaction sur les propriétés mécaniques du béton, des essais de caractérisations mécaniques, qui permettent d'évaluer le module d'élasticité et la résistance à la compression, sont réalisées à la fin des phases 1 et 2. L'évolution des propriétés mécaniques entre les deux campagnes permet de statuer sur un impact possible de la réaction sur les propriétés mécaniques du béton. Les résultats de résistance en compression de la seconde phase permettent de déterminer la contrainte à appliquer sur les éprouvettes lors de la mise en fluage.

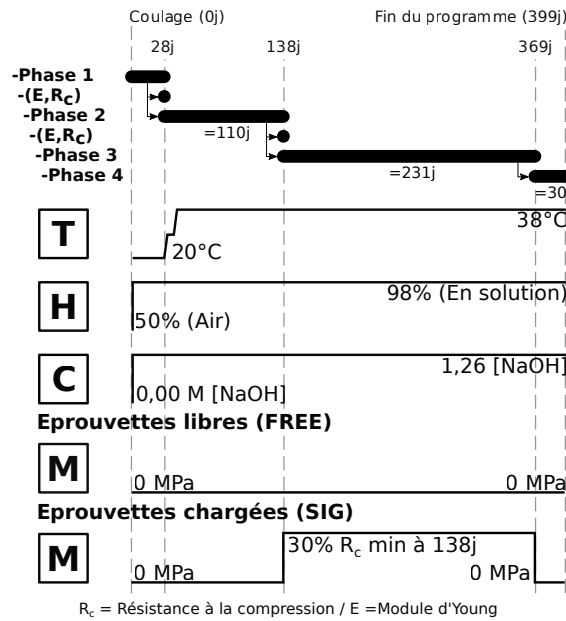


FIGURE 2.1 – Chronologie des essais du programme expérimental avec $t_1=0$ date du coulage

2.2.1.1 Justification du choix des conditions d'ambiance de conservation

Les conditions d'ambiance de conservation des éprouvettes de béton sont choisies de manière à accélérer la cinétique de la réaction. Ces choix s'appuient sur la connaissance de l'influence des conditions d'ambiance sur la RAG présentées dans les parties 1.2.2 et 1.2.3.3 de l'état de l'art.

2.2.1.1.1 Choix des conditions thermiques

Durant la cure de 28 jours, correspondant à la phase 1, la température appliquée de 20°C correspond à celle de la norme NF EN 13670. La durée de 28 jours est choisie de manière à ce que les réactions d'hydratation soient quasiment achevées et que le béton soit considéré comme mature, ce qui correspond à l'état du béton de l'ouvrage avant l'initiation de la RAG. La température de cure permet, quant à elle, de ne pas modifier les réactions d'hydratation tout en retardant l'initiation de la réaction.

Pour le reste du programme, correspondant aux phases 2, 3 et 4, les éprouvettes sont conservées à une température de 38°C . Cette température, qui est conforme à la norme NF P18-454, permet d'accélérer la réaction, comme présenté dans la partie 1.2.3.2. La montée en température antérieure à la mise en charge et inférieure à 45°C permet d'éviter l'endommagement thermique (Ladaoui 2010) et l'apparition de la DTT.

L'effet de cette température sur la vitesse de réaction peut être calculé selon la loi d'Arrhenius (équation 1.4). En prenant une énergie d'activation égale à 50 KJ.mol^{-1} , qui correspond à une moyenne de celles observées dans la littérature, la vitesse de réaction peut être estimée comme 3,3 fois plus rapide à 38°C qu'à 20°C .

La cinétique de chauffage appliquée est de $1^\circ\text{C}/\text{h}$ afin de limiter l'endommagement thermique lié aux dilatations différentielles entre le cœur et la surface de l'éprouvette, et entre les granulats et la matrice cimentaire du béton (Ladaoui 2010). A 30°C , la température est maintenue à cette valeur pendant une semaine pour s'assurer du bon fonctionnement de l'ensemble du système de mesure. Après cette phase, le chauffage des éprouvettes est poursuivi en suivant la même cinétique jusqu'à 38°C .

2.2.1.1.2 Choix des conditions hydriques

La forte humidité relative au sein du béton est une des conditions nécessaires au développement de la RAG (partie 1.2.2.3). Le béton doit donc être maintenu saturé pendant la totalité de l'étude, même durant la période de chargement, cela afin d'assurer la continuité de la réaction. De plus, cette conservation est plus représentative du béton présent dans les ouvrages hydrauliques, qui à long terme sont quasiment saturés.

Pour saturer le béton le plus rapidement possible, les éprouvettes sont immergées dans la solution de soude dès le démoulage, permettant ainsi une saturation complète du béton à l'issue de la cure de 28 jours. Le gonflement hydrique dû à la saturation se sera ainsi majoritairement produit durant la cure et sera donc faible lors de l'initiation de la RAG. Durant toutes les phases du programme, les éprouvettes immergées dans la solution sont elles-mêmes conservées dans une atmosphère humide afin de limiter l'évaporation de la solution des bacs de conservation.

2.2.1.1.3 Choix des conditions chimiques

La conservation en solution peut entraîner une lixiviation des alcalins présents dans la solution interstitielle et engendrer une diminution du potentiel de gonflement du béton réactif (partie 1.2.2.2). Afin de limiter le transfert ionique entre les deux milieux, la concentration équivalente en oxyde de sodium (Na_2O_{eq}) de la solution de conservation doit égaler celle de la solution interstitielle du béton.

Pour respecter ces conditions, la concentration de la solution en hydroxyde de sodium (NaOH), ou soude, doit être de $1,27 \text{ mol.l}^{-1}$. Les hypothèses et le détail des calculs permettant d'obtenir cette valeur sont présentés en annexe 3.5. La solution de conservation est donc un mélange d'eau déminéralisée et de soude, dont l'homogénéisation est faite avant immersion des éprouvettes.

2.2.1.1.4 Choix des conditions mécaniques

Les éprouvettes destinées à l'étude du couplage RAG et fluage doivent être chargées au moment où la cinétique de la réaction est proche de sa valeur maximale, soit à environ un tiers du potentiel de gonflement. Le potentiel de gonflement est déterminé grâce à une étude préliminaire qui sera présentée dans le paragraphe suivant.

La contrainte appliquée pour l'essai de fluage en compression uniaxiale correspond à 30% de la résistance à la compression mesurée à l'échéance de mise en charge. Cette valeur, en respect avec la norme NF EN 12390-17, permet d'éviter la rupture par fluage tertiaire et de rester dans le domaine où le fluage est proportionnel au chargement (partie 1.4.2.2.3), ce qui est représentatif des ouvrages. Des essais de résistance en compression sur des éprouvettes destinées à la caractérisation mécanique doivent dès lors être réalisés la veille du chargement de fluage. Pour pouvoir analyser les interactions entre la RAG et du fluage, les déformations sont mesurées sur des éprouvettes réactives libres conservées dans les mêmes conditions (solution alcaline et température).

2.2.1.2 Détermination du potentiel de gonflement du béton réactif

La mise en charge du béton doit être effectuée quand le gonflement de la RAG est significatif. Le potentiel de gonflement libre du béton réactif doit donc être évalué via une étude préliminaire. La chronologie THCM appliquée au béton de cette étude préliminaire est la même que celle du béton réactif libre du programme expérimental présenté dans ce chapitre. Durant cette étude, des observations au microscope électronique à balayage (MEB) ont permis de vérifier le développement de la RAG à partir de la phase 2.

Durant la phase 2, les éprouvettes étaient conservées dans des fûts étanches remplis d'une solution dosée à $1,27 \text{ mol.l}^{-1}$ et à 38°C . Les fûts étaient sortis et placés à $20 \pm 1^\circ\text{C}$ la veille des mesures de déformations, le volume de solution permettant une diminution progressive de la température des éprouvettes. Une fois les mesures effectuées, les fûts étaient replacés à $38 \pm 1^\circ\text{C}$. Les déformations longitudinales des éprouvettes ont été mesurées par l'intermédiaire d'un système de plots de retrait et d'un comparateur numérique. L'évolution de ces déformations est présentée dans la figure 2.2a. Associée aux observations MEB, les analyses suivantes peuvent être formulées :

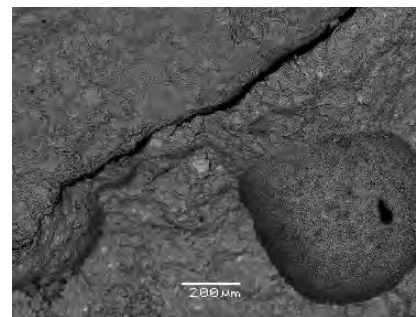
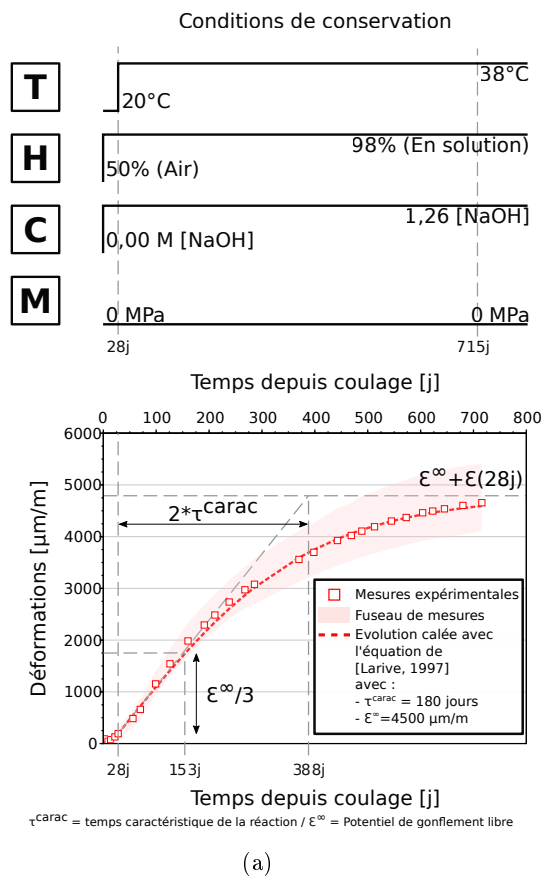
- Après 28 jours de cure en solution de soude, les variations de déformations dues à l'absorption d'eau et liées à l'hydratation deviennent minimales et valident le choix de la montée en température à cette échéance. Les analyses au MEB ne permettent pas de déceler la présence de gel à ce stade, la réaction n'est donc pas encore initiée (figure 2.2b).
- L'initiation de la réaction est presque immédiate après la mise à $38 \pm 2^\circ\text{C}$ des éprouvettes avec des gonflements induits par la RAG visibles dès la première semaine. Les analyses au MEB à 135 jours confirment le développement de la réaction par l'observation de « spots » de gels de dimensions allant jusqu'à 1 mm (figure 2.2c).

- Après 750 jours, les gonflements ne sont toujours pas arrêtés. C'est la conséquence d'un apport extérieur d'alcalins issu de la solution de conservation. La poursuite du développement de la réaction est confirmée par les analyses au MEB avec l'observation d'une porosité comblée par les gels (figure 2.2d).

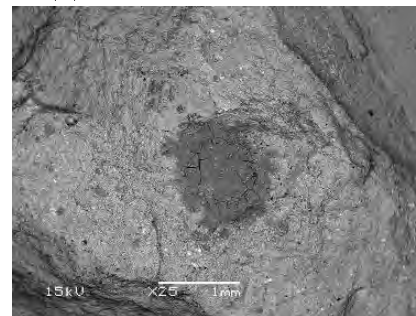
Il est possible de caler le gonflement macroscopique selon l'équation 1.5, en ne conservant que les déformations supposées de RAG, soit celles mesurées après 28 jours pour s'affranchir du gonflement lié à la saturation du béton en eau. Le calage est réalisé avec les valeurs des paramètres suivants :

- $\varepsilon_{\infty} = 4500 \mu\text{m}/\text{m}$;
- $\tau_{\text{carac}} = 180 \text{ jours}$;
- $\tau_{\text{latence}} = 0 \text{ jours}$ (aucune latence dans les gonflements n'est observée, seule la seconde partie de la sigmoïde est visible dans la figure 2.2a).

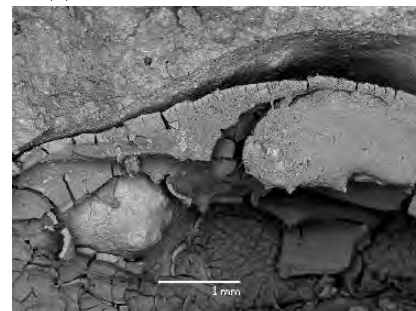
Dans cette étude préliminaire, le tiers du potentiel de gonflement, qui correspond à une déformation de $1500 \mu\text{m}/\text{m}$, est ainsi atteint 125 jours après la hausse de la température, ce qui correspond à 153 jours après le coulage. Afin que les gonflements soient significatifs lors de l'application du chargement du programme d'essais principal, tout en conservant un potentiel de gonflement résiduel conséquent, la mise en charge devra donc être appliquée approximativement à cette échéance. Néanmoins, cette échéance reste indicative, et le chargement sera effectué en considérant également l'évolution mesurée des gonflements libres de RAG durant le programme expérimental principal.



(b) Observation MEB à 28 jours



(c) Observation MEB à 135 jours



(d) Observation MEB à 600 jours

FIGURE 2.2 – Etude préliminaire d'évaluation du potentiel de gonflement libre (a) complétée d'analyses MEB (b,c,d)

2.2.2 Définition des configurations d'essais pour l'analyse des phénomènes

Dans le cas de l'étude du fluage d'un béton réactif sous chargement tardif, les phénomènes de RAG et de fluage sont fortement couplés, comme démontré par les quelques études de la littérature (Reinhardt et al. 2019, Lacombe et al. 2022). Pour pouvoir évaluer ces couplages et tenter de comprendre leurs influences respectives, il est indispensable de suivre les évolutions des déformations d'autres configurations d'essais et de bétons. La méthodologie des configurations d'essais pour estimer les couplages RAG et fluage est schématisée en figure 2.3. Elle nécessite d'étudier les évolutions des déformations dans les mêmes conditions hydriques chimiques et thermiques pour les bétons suivants, soit 4 configurations d'essais :

- Béton Non-Réactif libre (**NR-FREE**),
- Béton Réactif libre (**R-FREE**),
- Béton Non-Réactif sous chargement tardif (**NR-SIG**),
- Béton Réactif sous chargement tardif (**R-SIG**).

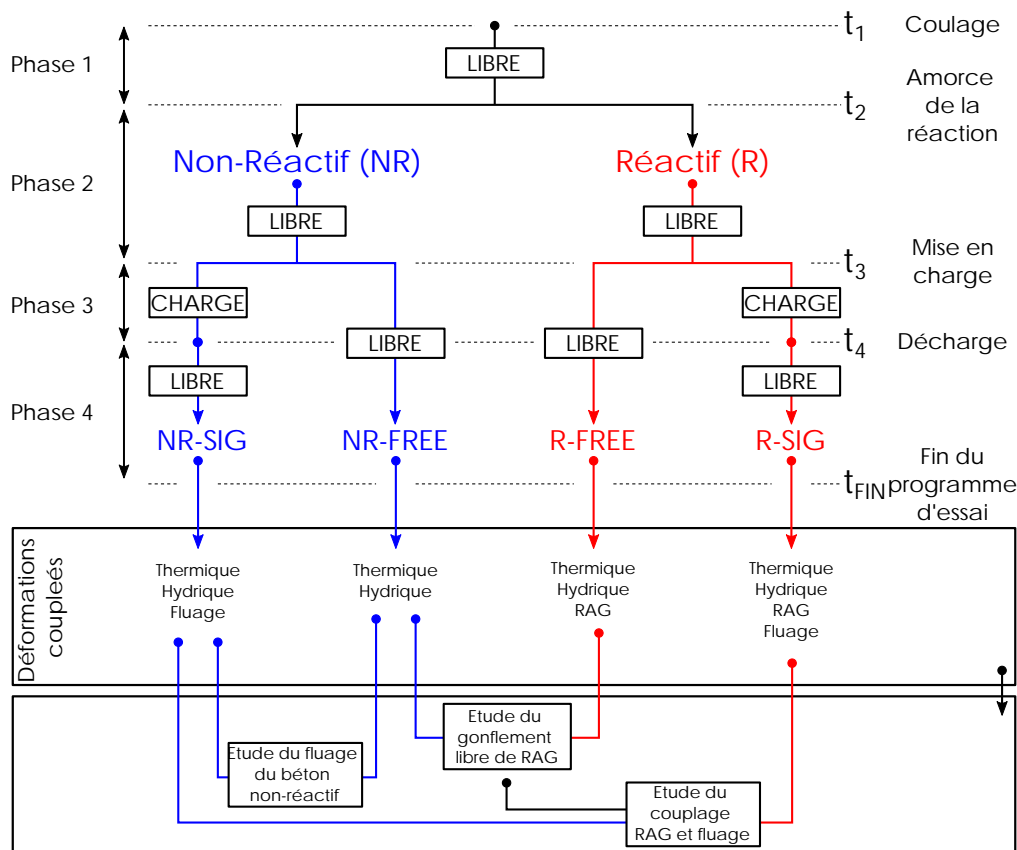


FIGURE 2.3 – Schéma de principe de l'analyse des phénomènes couplés

Les temps t_1 à t_4 correspondent aux dates de début des phases 1 à 4 respectivement. Les bétons réactifs et non-réactifs ne se différencient que par une initiation de la réaction au début de la phase 2 (t_2) pour le premier. Les évolutions de leurs déformations respectives lors de la phase 1 de cure en solution sont identiques, et consistent principalement en un gonflement dû à l'absorption d'eau.

Dans le cas où les deux bétons sont laissés libres durant la totalité du programme, des gonflements induits par la RAG se développent sur le béton réactif à partir de t_2 et jusqu'à la fin de l'essai (t_{FIN}). Cependant, une part de ces gonflements peut être induite par une absorption d'eau qui se poursuit pendant les phases 2 à 4, mais qui est quantifiable grâce au suivi de l'évolution des déformations du béton non-réactif durant cette même période. La différence entre les évolutions mesurées sur le béton réactif et sur le non-réactif peut donc être considérée comme égale aux déformations libres uniquement induites par la réaction.

La phase 3 a pour objectif d'évaluer le comportement sous charge du béton réactif avec une réaction déjà significativement avancée et qui se poursuit. L'analyse comparative entre les évolutions des déformations du béton réactif et de celui non réactif sous charge, et celles de gonflements libres de RAG, doivent permettre d'estimer le couplage entre la RAG et le fluage. Ainsi, la différence des évolutions des déformations sous charge des bétons réactif et non-réactif fournira celle des déformations induites par la RAG sous chargement. La différence d'évolution entre ces déformations sous charge et celles issues de la différence entre les bétons libres (réactifs / non-réactifs) permettra d'évaluer l'effet du chargement sur les déformations liées à la RAG. Cette analyse sera réalisée pendant la phase 3 sous charge entre t_3 à t_4 , mais aussi lors de la phase 4 de la recouvrance différée, de t_4 à t_{FIN} .

Les déformations de fluage propre, sans séchage puisque le béton est immergé, sont déterminées en retranchant la déformation élastique aux déformations mesurées sous charge. Les bétons étant saturés, le retrait endogène est négligeable (pas de dépression capillaire).

2.2.3 Cahier des charges du programme expérimental

Afin de pouvoir atteindre les objectifs de ce programme expérimental, la mise en place du programme expérimental nécessite de respecter certains critères. Ils guident le choix entre diverses solutions possibles sur 3 aspects : les matériaux d'études, le dispositif d'essai de fluage et de maintien des conditions de conservation, ainsi que les systèmes de mesure.

- **Choix des matériaux et des formulations de béton**

Un gravillon potentiellement réactif est sélectionné pour la formulation du béton réactif. Les deux formulations de béton, réactif et non-réactif, ne devront se distinguer que par leurs gravillons afin que les différences de comportement observées ne puissent être attribuées qu'à la seule réactivité chimique de ces gravillons. Les autres constituants seront donc identiques et leurs proportions seront aussi proches que possible. Les gravillons réactifs et non-réactifs doivent par ailleurs avoir des propriétés physiques et mécaniques initiales comparables de manière à ce que les propriétés mécaniques des bétons le soient également, et que ceux-ci ne diffèrent que par leur capacité à développer de la RAG, tout en étant représentatifs d'un béton de type « ouvrage d'art ».

- **Choix des dispositifs d'essais**

Le dispositif d'essai doit permettre de maintenir une température constante de $20^{\circ}C$, puis de $38^{\circ}C$, une immersion des éprouvettes dans une solution alcaline, ainsi qu'une humidité d'ambiance aussi élevée que possible pour limiter l'évaporation de la solution. Les bâtis de fluage de compression uniaxiale doivent être capables de maintenir le chargement durant tout l'essai dans ces conditions de température et hygrométrie élevées.

- **Choix des systèmes de mesure**

Le système de mesure doit permettre la quantification des déformations des éprouvettes chargées dans la direction de chargement de compression uniaxiale, mais aussi dans celles qui sont libres. La même instrumentation, qui doit permettre des mesures précises, sera utilisée pour les éprouvettes non chargées. L'acquisition des données doit être possible dans des conditions d'expositions considérées comme sévères pour les systèmes de mesures usuels (partie 1.5.1.4), à savoir une température et une hygrométrie ambiante élevées, des matériaux saturés par une solution de soude, et des plages d'amplitudes de déformations importantes. Dans le cas d'une défaillance du système principal, un système d'acquisition secondaire doit être prévu.

2.3 Moyen de mise en œuvre du programme expérimental

Conformément aux normes relatives au fluage et aux mesures des gonflements de RAG (NF EN 12390-17, NF P18-454), les corps d'épreuve de ce programme expérimental sont des cylindres d'une hauteur de 225 mm et de diamètre 112,8 mm. Les différentes solutions techniques choisies pour confectionner les éprouvettes et pour respecter la chronologie et le cahier des charges du programme d'essais définis précédemment sont présentés ci-après.

2.3.1 Matériaux d'étude

Le béton réactif et le béton non-réactif doivent être formulés tout en restant représentatif d'un béton d'ouvrage d'art. Afin de respecter ce critère, la formulation doit viser une classe de résistance C40/50. Pour atteindre cette classe, la formulation incorpore 410 kg/m^3 de ciment pour un rapport eau efficace sur ciment ($E_{eff/C}$) égal à 0,46. De plus, dans le cas des ouvrages d'art, les gonflements sont majoritairement induits par les plus gros granulats, du fait d'un potentiel de gonflement élevé en comparaison des grains les plus petits. Par conséquent, seuls les gravillons sont réactifs aux alcalins dans le béton réactif de l'étude, et les deux formulations ne se différencient que par le type de gravillons.

2.3.1.1 Granulats des bétons

Le sable, choisi non-réactif, étant commun aux deux bétons, les arrangements granulaires de ces deux bétons doivent être aussi proches que possible, afin que les différences de comportements des bétons constatées ne puissent être attribuées qu'à la seule réactivité du gravillon. Les choix des différentes coupures granulométriques et leurs proportions respectives sont justifiés ci-après.

2.3.1.1.1 Choix des gravillons

Par définition de la norme NF P18-545, les gravillons ont un diamètre supérieur à 4 mm et inférieur à 63 mm. Pour cette étude, le diamètre maximal des gravillons a été fixé arbitrairement à 12,5 mm afin d'obtenir une répartition homogène des grains de plus gros diamètres. De plus, comme démontré dans de précédentes études (partie 1.2.2.1), la taille des grains influence la cinétique et l'amplitude de la RAG. Cette taille maximale de gravillons semble donc optimale pour obtenir d'importants gonflements dans un délai raisonnable pour l'étude.

La réactivité des gravillons dépend de leur quantité de silice réactive qui, elle-même, est directement liée à la nature minéralogique de leur roche d'extraction. Les gravillons utilisés pour cette étude proviennent donc de deux gisements distincts, et leur réactivité aux alcalins est différente du point de vue normatif (NF P18-594). Les propriétés mécaniques de leur roche mère, à savoir, la résistance en compression (R_c), module d'élasticité (E), coefficient de Poisson (ν) sont présentées dans le tableau 2.1. Leurs valeurs sont proches, de manière à ce que celles des bétons le soient également.

TABLEAU 2.1 – Propriétés mécaniques des roches d'origine

Réactivité de la roche	Non-Réactive (NR) (Makani 2011)	Potentiellement Réactive (PR) (Lacombe et al. 2022)
Type de calcaire	Boulonnais	Tournaisis
R_c [MPa]	224 ± 25	178 ± 47
E [GPa]	80 ± 2	$78,6 \pm 0,2$
ν	$0,31 \pm 0,01$	$0,31 \pm 0,02$

- **Gravillons non-réactifs [4-12mm]** : ils sont produits dans les carrières du Boulonnais par concassage d'une roche calcaire, de type viséen dur compact, de couleur blanc crème. Malgré une minéralogie presque pure, des impuretés siliceuses de l'ordre de 1% peuvent être présentes (Larive 1998). Les gravillons sont classés non-réactifs (NR) selon la norme NF P18-594 et ont une densité de 2,66. Leur fiche technique, qui présente leurs autres caractéristiques, est disponible en annexe 3.5.
- **Gravillons réactifs [4-10mm]** : Ils sont produits dans les carrières du Gaurain par concassage d'un calcaire du Tournaisis. Leur couleur est gris foncé avec la présence de veines blanches plus ou moins diffuses. Les désordres de RAG provoqués dans des bétons par l'utilisation de ces gravillons, classés comme potentiellement réactifs (PR) (NF P18-594), sont connus (Fasseu et al. 2007, Pichelin 2020, Lacombe et al. 2022). Leur densité diffère légèrement de celle des gravillons non-réactifs et est égale à 2,67. La fiche technique de ces gravillons est disponible en annexe 3.5.

Les bétons ne devant se différencier que par la réactivité des gravillons, les deux types de gravillons sont tamisés pour que leurs courbes granulométriques présentent 100% de passant au tamis 10 mm, et 0% à 4 mm. Ce refus total à 4 mm permet de ne pas apporter de particules fines dans le sable voulu identique et non-réactif dans les deux formulations. Les courbes granulométriques avant et après tamisage sont présentées en figure 2.4.

2.3.1.1.2 Choix du sable

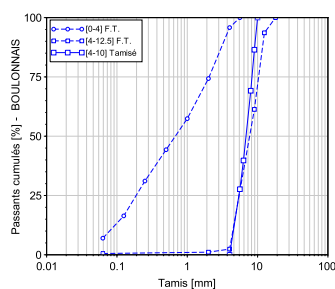
Le sable non-réactif des deux formulations est produit par concassage de la même roche que les gravillons non-réactifs (fiche technique en annexe 3.5). Les particules fines sont conservées et le diamètre des plus gros grains est de 4 mm afin d'assurer une continuité granulométrique avec les gravillons. Le sable et la pâte de ciment forment ainsi une matrice de mortier identique dans les deux formulations, qui enrobe les gravillons.

2.3.1.1.3 Choix de l'arrangement granulaire

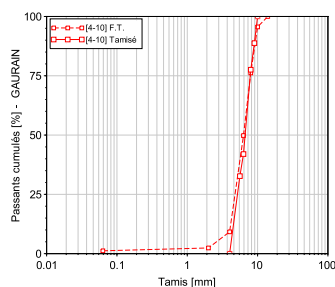
Pour les deux formulations, le sable non-réactif de classe granulaire 0-4 mm et les gravillons représentent respectivement 40% et 60% du volume total des granulats, soit un rapport gravillon sur sable G/S de 1,5. Cette répartition volumique est évaluée de manière à obtenir un arrangement granulaire optimal, présenté en 2.4. Cette courbe granulométrique de référence, dimensionnée selon la norme NF EN 933-1, passe par les trois points suivants :

- **Point d'origine O (0,0063mm ; 0%)** : il correspond à 0% de passant pour le tamis le plus petit.
- **Point de brisure A (5mm ; 41,8%)** : il correspond au $D_{max}/2$ pour les abscisses et $50 - \sqrt{D_{max}} + K$ pour les ordonnées, avec D_{max} le diamètre maximal des granulats ici égal à 10mm. K est un terme correcteur qui dépend du type de béton formulé. Dans le cas de cette étude, pour un béton de type d'ouvrage utilisant des granulats concassés et un module de finesse de ces derniers pris comme optimal (2,5), la norme indique de prendre ce coefficient égal à 0.
- **Point maximal B (10mm ; 100%)** : il correspond à 100% des tamisats pour le diamètre maximal (D_{max}).

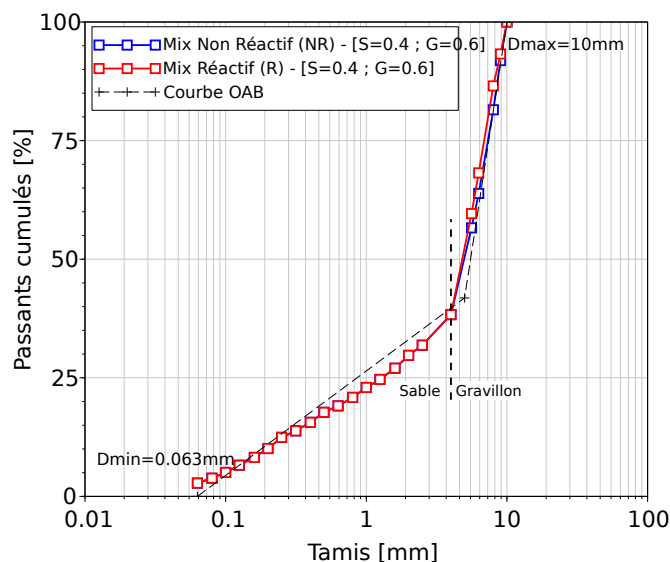
Les différentes courbes granulométriques, à savoir celles issues des fiches techniques (F.T.) (annexe 3.5), celles recalées après tamisage et celles optimisées, sont présentées en figure 2.4.



(a) Gravillons et sable (NR)



(b) Gravillons (R)



(c) Arrangements granulaires optimisés des deux formulations

FIGURE 2.4 – Courbes granulométriques issues des fiches techniques (F.T.) et du programme expérimental

2.3.1.2 Ciment et dopage en alcalins des bétons

Le ciment utilisé dans les deux formulations est identique. Il s'agit d'un ciment Portland ordinaire de classe CEM I 52.5 N CE PM-ES-CP2 NF, produit à l'usine du Teil (France). Sa fiche technique est disponible en annexes 3.5.

Une forte teneur en alcalin est nécessaire au développement de la réaction (partie 1.2.2.1). Les teneurs massiques réelles en oxydes de sodium et de potassium du ciment, évaluées par spectrométrie de masse et exprimées en % massique du ciment, sont les suivantes :

- Oxyde de Sodium (Na_2O) : 0,14% ;
- Oxyde de Potassium (K_2O) : 0,18%.

En teneur en équivalent d'oxyde de sodium, cela équivaut à 0,26% de la masse de ciment (équation 1.3), soit 1057 g/m^3 de béton. Seule cette source est considérée, car la quantité apportée par les granulats peut être considérée comme négligeable avec une teneur totale en Na_2O_{eq} inférieure à 0,002%. Cette valeur étant trop faible pour initier la RAG, l'eau de gâchage doit donc être dopée avec de l'hydroxyde de sodium ($NaOH$). Ce dopage permet d'atteindre une teneur d'alcalins actifs égale à 1,25% de la masse du ciment, ce qui représente une quantité d'alcalins équivalente Na_2O_{eq} de 5125 g/m^3 de béton. Cette valeur est au niveau du seuil énoncé par le fascicule de documentation (FD P18-464). Elle assure l'initiation de la réaction, tout en limitant l'effet sur les propriétés mécaniques du béton que peut avoir le dopage en alcalins (Inam & Skalny 1978).

2.3.1.3 Formulation des bétons

La même quantité d'eau efficace et donc le même rapport E_{eff}/C a été utilisée pour les formulations réactive et non-réactive. Raisonner avec la notion d'eau efficace permet de s'affranchir d'un possible volume d'eau apporté et d'un coefficient d'absorption potentiellement différent des gravillons réactifs et non-réactifs. La maniabilité des deux bétons au moment du coulage sera donc proche, même si des paramètres intrinsèques aux gravillons peuvent également influencer (forme et donc friction entre les grains par exemple).

Les formulations des deux bétons sont détaillées dans le tableau 2.2. Bien que la légère différence de densité sèche des gravillons, respectivement 2,67 pour les non-réactifs et 2,66 pour les réactifs, entraînent une différence tout aussi légère de la quantité de gravillons, les deux formulations sont similaires en ce qui concerne les proportions volumiques, et sont caractérisées par les rapports suivants, comme indiqué précédemment :

- $E_{eff}/C = 0,46$;
- $G/S = 1,5$.

Où, E_{eff}/C désigne le rapport massique d'eau efficace sur le ciment et G/S , le rapport volumique de gravillons sur le volume de sable.

TABLEAU 2.2 – Formulation des deux bétons étudiés en kg/m^3 de béton et fraction volumique correspondante des constituants (ϕ_i)

Formulations		Non-Reactive (NR)	Reactive (R)	ϕ_i
Constituants				
Sable (sec)	NR 0-4mm	720 kg/m^3		0,27
Gravillons (sec)	NR 4-10mm	1088 kg/m^3	/	0,40
	PR 0-4mm	/	1084 kg/m^3	
Ciment		410 kg/m^3		0,33
E_{eff}/C		0,46		/
Teneur totale en alcalins [Na_2O_{eq}]		5,125 kg/m^3 (1,25% de la masse de ciment)		/

2.3.2 Dispositif d'essais

Le respect de la chronologie des conditions de conservation explicitées en partie 2.2.1 est ardu du point de vue expérimental, car il nécessite de maintenir les éprouvettes en solution alcaline et à une température de 38°C , tout en les chargeant mécaniquement sur un bâti de fluage en compression uniaxiale. Outre le dispositif expérimental pour réaliser ce programme d'essais, celui utilisé pour les deux campagnes de caractérisation est aussi décrit dans cette partie.

2.3.2.1 Maintien des conditions THCM

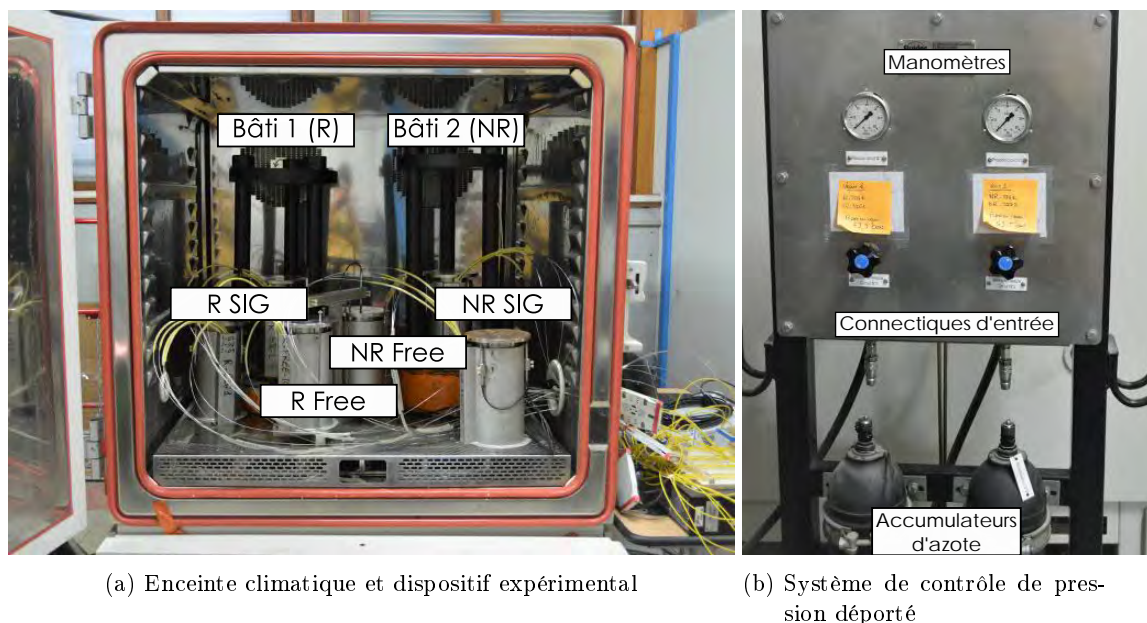
Le dispositif d'essai nécessaire au maintien des conditions THCM est constitué de trois types de matériels, à savoir une enceinte climatique, des bâtis de fluage et un système permettant l'immersion des éprouvettes. Chacun est assigné à une tâche spécifique.

2.3.2.1.1 Maintien de la température et de l'hygrométrie

Le maintien de la température et de l'hygrométrie ambiantes est assuré par une enceinte climatique, dont la fiche technique est disponible en annexe 3.5. Sa capacité volumique de 1 m^3 permet d'y conserver la totalité du dispositif expérimental, soit deux bâtis de fluage de compression uniaxiale et les éprouvettes libres de tout chargement instrumentées avec le système de mesure de déformations, comme présenté en figure 2.5a. L'enceinte climatique permet de maintenir une température ambiante de $+20^{\circ}\text{C}$ ou $+38^{\circ}\text{C}$ avec une stabilité de $\pm 0,3^{\circ}\text{C}$ et dans les deux cas avec une humidité relative élevée de $98\% \pm 2\%$, permettant ainsi d'éviter l'évaporation de la solution de conservation.

2.3.2.1.2 Maintien du chargement constant

Deux bâtis de fluage, un par formulation, sont placés dans l'enceinte climatique. Ils permettent la mise en charge de deux éprouvettes cylindriques $112,8 \times 225\text{ mm}$ superposées, comme présentées sur la figure 2.5a. Chaque bâti est constitué d'un vérin plat hydraulique de 100 tonnes de capacité, dont la tige amovible de 200 mm de diamètre transmet la contrainte de compression aux échantillons. Le reste de la structure du bâti associe trois tirants cylindriques d'une hauteur de 650 mm dont les extrémités inférieures et supérieures sont ancrées respectivement dans le corps du vérin hydraulique et dans un chapeau métallique de 350 mm de diamètre et de 40 mm d'épaisseur. La totalité des pièces est en acier traité afin d'éviter toute corrosion dans les conditions thermo-hydriques de l'essai.



N.B : Dans cette configuration les éprouvettes destinées à l'étude du fluage (SIG) ne sont pas encore placées sur les bâtis, et sont disposées à côté de celles laissées libres durant la totalité du programme d'essais (FREE)

FIGURE 2.5 – Moyens techniques de maintien de la charge en ambiance thermo-hydrrique contrôlée

La pression dans l'ensemble du système hydraulique est contrôlée par un manomètre gradué chaque 2 bars. Le circuit hydraulique de chaque vérin est équipé d'un accumulateur d'azote à membrane souple, qui sert à compenser les pertes de pression induites par la déformation des éprouvettes et l'augmentation du volume occupée par l'huile suite au déplacement de la tige du vérin. L'ensemble du système de gestion de pression, ainsi que l'entrée hydraulique, sont déportés hors de l'enceinte climatique comme présenté en figure 2.5b. Par conséquent, une fois les essais lancés, toutes les opérations de contrôle de pression peuvent être effectuées sans perturbations des conditions thermo-hydriques qui auraient été provoquées par une nécessité d'ouverture de l'enceinte climatique. La mise en charge s'effectue en trois cycles de charge-décharge. Cette procédure permet de s'assurer de la bonne mise en place de l'ensemble du système et que le dispositif de fluage fonctionne.

2.3.2.1.3 Maintien de l'immersion

Le défi de ce programme expérimental réside dans le fait d'être capable de conserver les éprouvettes en solution pendant la période de chargement. Pour cela, deux pièces en acier inoxydable présentées en figure 2.6a et 2.6b ont été conçues. Ce système est constitué d'un récipient et d'un chapeau supérieur. Le récipient permet de conserver l'éprouvette totalement immergée, qu'elle soit en condition libre ou chargée, dans une solution dont le volume correspond à environ 2/3 de celui de l'éprouvette (hauteur maximale de solution de 250 mm), soit 1,44 litre de solution d'hydroxyde. La confection par tournage du chapeau et de la base du récipient assure une planéité maximale des faces en contact avec l'éprouvette, ce qui est primordial vis-à-vis des conditions de chargement en compression uniaxiale.

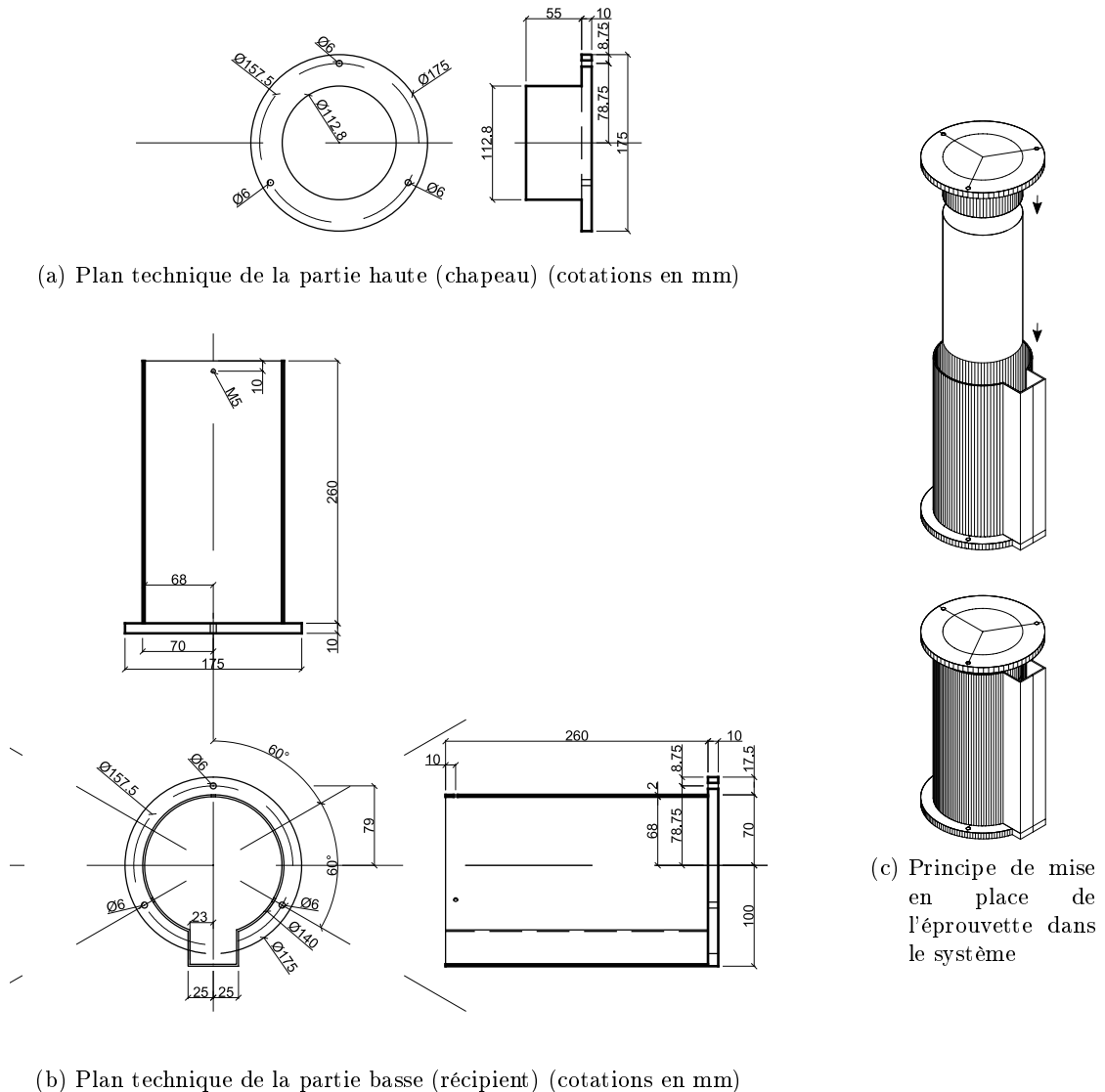


FIGURE 2.6 – Plans techniques et opérationnels de la solution technique permettant d'assurer le maintien en solution des éprouvettes

Le récipient est un cylindre creux de 14 cm de diamètre ouvert sur sa partie supérieure et axé avec l'éprouvette. Sa face inférieure de diamètre 175 mm et d'épaisseur 10 mm permet l'application de la contrainte, fournie par le vérin du bâti de fluage, à l'éprouvette lors du chargement. Un décrochage latéral d'une profondeur de 30 mm sur la hauteur totale du cylindre est ajouté par soudures. Il permet de conserver en sortie d'éprouvette le rayon de courbure minimal de 50 mm des fibres optiques utilisées (présentées par la suite). Le chapeau supérieur permet aussi d'assurer la transmission des efforts. Une partie extrudée permet d'assurer le contact avec l'éprouvette inférieure. Son diamètre inférieur de 112,8 mm correspond exactement à celui des éprouvettes. De plus, comme deux éprouvettes sont positionnées sur un même bâti de fluage, ce chapeau sert de plateau pour le récipient et l'éprouvette positionnés en partie haute du bâti, et permet à des capteurs LVDT latéraux de s'appuyer pour mesurer l'élongation verticale totale de l'éprouvette (en secours du système de fibre optique) d'où le diamètre plus grand de sa partie supérieure.

2.3.2.2 Caractérisation mécanique des éprouvettes

Le programme expérimental nécessite d'effectuer des essais de caractérisation mécanique (partie 2.2.1) à deux échéances : Les premiers à la fin de la cure et les deuxièmes au moment de la mise en fluage. Pour chacune, la même presse hydraulique a été utilisée, pilotée uniaxialement en force pour une capacité maximale de 3000 KN. Sa calibration et ses caractéristiques techniques répondent aux exigences de la norme NF EN 12390-4.

A chaque échéance d'essais, un total de huit éprouvettes est nécessaire, quatre par type de béton. Pour chaque formulation, un essai de résistance à la compression est tout d'abord réalisé. Les 3 éprouvettes restantes servent dans un premier temps à l'évaluation du module d'élasticité, puis elles sont amenées à la rupture pour connaître leur résistance en compression. Pour chaque échéance, la résistance à la compression est donc moyennée sur quatre valeurs et le module d'élasticité sur trois valeurs. La planéité des faces supérieures de l'éprouvette, nécessaire aux essais, a été assurée par une rectification des éprouvettes juste après leur démoulage.

La place restreinte dans l'enceinte ne permet pas le stockage des éprouvettes de caractérisation. Elles suivent cependant la même chronologie THCM en étant immergées dans 3 fois leur volume de solution et aux températures requises.

2.3.2.2.1 Détermination de la résistance à la compression

La résistance à la compression est déterminée selon la norme NF EN 12390-3. Après avoir été préchargées, les éprouvettes sont comprimées à une vitesse de $0,5 \text{ MPa.s}^{-1}$ jusqu'à la rupture.

2.3.2.2.2 Détermination du module d'élasticité

Les modules d'élasticité sont évalués selon les recommandations RILEM CPC8. L'essai consiste en dix cycles de chargement après application d'une précharge. Chacun est constitué d'une montée en charge à une vitesse de $0,5 \text{ MPa.s}^{-1}$, puis d'un maintien durant 90 secondes à un palier haut de contrainte égale à 30% de la contrainte en compression (R_c) déterminée au préalable, suivi d'une décharge à une vitesse de $0,5 \text{ MPa.s}^{-1}$, et enfin d'un palier bas à une contrainte de 5% de la résistance à la compression maintenue durant 90 secondes. La résistance en compression R_c calibrant cet essai de module est prise égale à la valeur minimale de la résistance obtenue entre les deux types de béton.

Lors de l'essai, les déformations ont été évaluées avec une cage d'extensomètre de la marque Controls, modèle 55-C0222, dont la fiche technique est disponible en annexe 3.5. Les trois capteurs de déplacement de la cage sont fixés en surface du béton et positionnés selon trois génératrices de l'éprouvette cylindrique avec un espacement angulaire de 120° . Ils sont situés à mi-hauteur de l'éprouvette de telle sorte que la base de mesure de 100 mm soit hors zone de frettage.

Le module d'élasticité est habituellement évalué durant le dernier cycle de chargement. Il est calculé à partir du rapport entre la différence de contraintes entre le palier haut et le palier bas et de la différence des déformations moyennes des mesures des trois capteurs de chaque palier correspondant. Cette méthode peut poser problème lorsque les essais sont effectués alors que la RAG se développe. En effet, pendant les 90 secondes de palier haut de contrainte, soit 900 secondes cumulées avec les 10 cycles, des déformations différées de fluage couplé à la RAG peuvent se produire. Afin de s'en affranchir et éviter la prise en compte d'une part de ces déformations dans celle élastique, les modules d'élasticité ont été

calculés lors de la première décharge à partir du rapport entre la différence des contraintes et celle des déformations en considérant le dernier point du palier haut et le premier point du palier bas.

Lors de la phase de fluage du programme d'études, le module d'élasticité peut être déterminé lors de la mise en charge grâce à l'instrumentation des éprouvettes. Pour les mêmes raisons que celles de l'essai de module d'élasticité réalisé suivant les recommandations RILEM CPC8, ce dernier est également déterminé durant la première décharge des 3 cycles de charge-décharge effectué lors de la mise en fluage. Le module d'élasticité est aussi été déterminé à la décharge du fluage.

2.3.3 Suivi des déformations longitudinales et orthoradiales

Le cahier des charges du programme expérimental impose un suivi des déformations suivant la direction possiblement chargée, mais aussi suivant celles libres (partie 2.2.3). Dans le cas d'éprouvettes cylindriques, cela revient à évaluer les déformations longitudinales verticales (direction chargée ou libre), et orthoradiales ou radiales libres. Ce critère ajouté aux conditions d'expositions sévères rendent invisibles l'utilisation d'un système usuel par jauges ou capteurs positionnés en surface du béton dans la solution de soude. La solution technique réside dans l'utilisation de capteurs à fibre optique comme système principal d'évaluation des déformations. Etant donné qu'il s'agit d'une première utilisation des capteurs à fibre optique dans de telles conditions, un second système est installé en cas de défaillance du premier. Il s'agit de capteurs LVDT déportés en dehors de la solution de soude, et capables de résister aux températures et hygrométries de l'étude.

Les conditions environnementales, hygrométrie de 98%HR et température de 38°C, au sein de l'enceinte climatique sont sévères et dimensionnent les systèmes de mesure. Seules les parties transductrices des deux types de capteurs sont donc localisées dans l'enceinte climatique, leurs chaînes d'acquisition sont déportées à l'extérieur de l'enceinte.

2.3.3.1 Système de mesure principal (Capteurs FO)

Le système de capteur à fibre optique nécessite de faire deux choix. Le premier concerne la technologie d'interrogation de la fibre. En considérant la taille des échantillons, un système à mesures réparties est le plus approprié. Le deuxième porte, quant à lui, sur le choix du câble optique : il doit être résistant aux attaques chimiques et permettre les mesures en température. De plus, le matériau constitutif de sa gaine devra être un compromis entre souplesse, pour être mis en place dans un milieu exigu (éprouvette dans le récipient notamment), et rigidité afin de minimiser sa FTM (fonction de transfert mécanique). Une étude préliminaire, présentée dans l'annexe 3.5, a permis de valider le choix du câble utilisé, le positionnement et la mise en place des capteurs dans l'éprouvette.

2.3.3.1.1 Interrogation de la fibre optique

La diffusion Rayleigh est choisie pour l'interrogation des fibres optiques. Leurs profils réflectométriques sont obtenus par technique OFDR associée à des mesures OBR. Cette technologie permet d'obtenir des mesures réparties avec une définition spatiale de 0,65 mm (bien inférieure à la taille des plus gros granulats du béton). Avec cette précision de mesure, l'étendue des déformations mesurables est de $\pm 12000 \mu m/m$ pour une incertitude de $\pm 25 \mu m/m$.

La fréquence d'interrogation des fibres est hebdomadaire, mais il est possible d'enregistrer une mesure à tout instant si nécessaire. Lors de la mesure, la fréquence d'acquisition de l'interrogateur est de 12,5 Hz, pouvant entraîner un bruit de mesure. Pour y remédier, à chaque interrogation de la fibre, son profil est enregistré une centaine de fois, puis moyenné afin d'obtenir le profil à cette échéance.

2.3.3.1.2 Présentation du câble optique

La solution technique du Trisens Core de NBG system a été sélectionnée. Ses caractéristiques sont présentées en annexe 3.5. Ce câble est spécialement conçu pour l'évaluation des déformations sur une étendue de mesure $\pm 5000 \mu m/m$, et pour une utilisation entre $-30^\circ C$ et $70^\circ C$. Il se compose de trois fibres optiques monomodes 9/125 6.657.A1, protégées par une gaine en acier inoxydable résistante aux attaques chimiques. Le diamètre extérieur du câble est de 1,3 mm pour un rayon de courbure minimal estimé à 25 mm.

2.3.3.1.3 Fabrication des capteurs à fibre optique

Deux capteurs à fibre optique sont installés dans chaque éprouvette : l'un pour la mesure longitudinale verticale suivant l'axe de chargement, l'autre pour celles orthoradiales. Cette dissociation permet d'assurer la mesure de l'un dans le cas où l'autre ne serait plus interrogeable (dégradation mécanique ou chimique). La longueur des capteurs doit permettre le déport de l'acquisition et des épissures en dehors de l'enceinte, comme présenté en figure 2.7. D'une longueur moyenne de 6 m, les capteurs ont été fabriqués et mis en place dans les moules avant le coulage. Leur composition en partant de l'interrogateur est la suivante :

- **Pigtail d'entrée avec connecteur LC/APC (1m)** : le pigtail est un câble optique dont une des extrémités est un connecteur, il permet le branchement de la fibre à l'interrogateur, l'autre extrémité étant destinée à être reliée à un autre câble à fibre optique par épissure (soudure de deux fibres optiques). La fibre optique du pigtail est protégée par une gaine en polyéthylène désolidarisée de la fibre afin de limiter sa déformation. En effet, les dix centimètres situés après le connecteur servent de signature au capteur pour l'interrogateur. Cette partie du pigtail est maintenue rectiligne afin de la protéger de toute sollicitation mécanique.
- **Epissure** : le pigtail est soudé par fusion à une seule des trois fibres optiques du câble, logiquement la même sera donc soudée en sortie. L'épissure est protégée par une gaine thermorétractable et fixée dans une cassette également protectrice.
- **Câble optique NBG Trisens (6m)** : il s'agit de la partie du capteur traversant l'éprouvette, dont la partie non transductrice est laissée libre de mouvement. Sur les parties en amont et aval de celle localisée à l'intérieur de l'éprouvette, une protection supplémentaire est ajoutée au câble, comme le montre la figure 2.8f.
- **Epissure** : une deuxième épissure en fin de câble est nécessaire avec un second pigtail, dont la protection est identique à la première.
- **Pigtail de sortie avec connecteur LC/APC (1m)** : il est protégé et maintenu de la même manière que le pigtail d'entrée. Le connecteur de sortie a une double utilisation. Il évite une rétrodiffusion trop importante du signal d'interrogation, qui pourrait venir perturber les mesures. Il rend possible l'interrogation de la fibre dans le sens inverse par son autre extrémité en aval de l'éprouvette, en cas de rupture de la fibre en amont de l'éprouvette.

Le profil réflectométrique originel de chaque capteur, qui permet à l'interrogateur de calculer la variation de déformations et de température en intercorrélant ce profil avec celui obtenu au moment de la prise de mesure, a été fait avant le coulage à une température de 20°C dans les deux sens d'interrogation possible. Cette procédure permet de commencer les mesures dès la prise du béton et de s'assurer que l'opération de coulage n'a pas endommagé le câble.

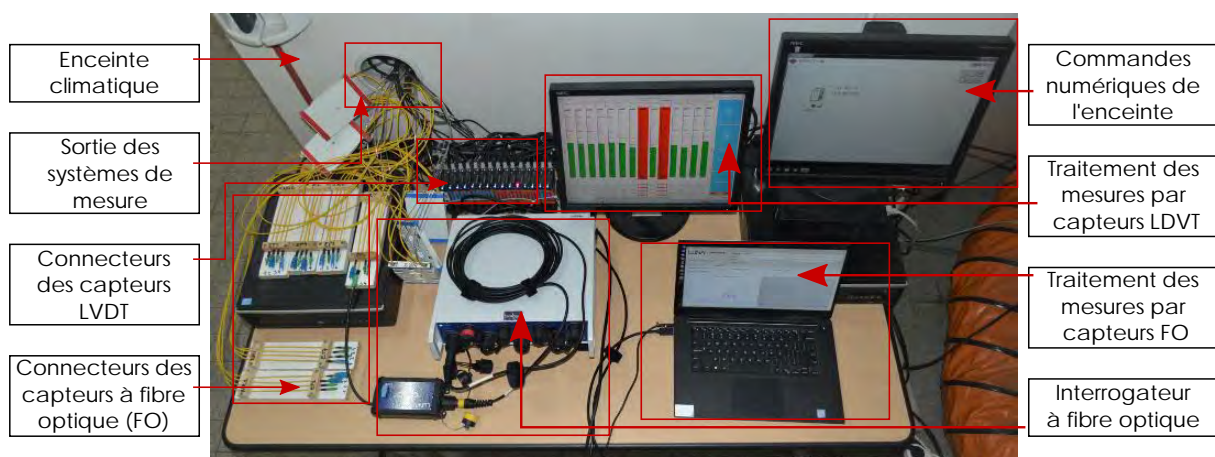


FIGURE 2.7 – Chaînes d'acquisition des différents capteurs

2.3.3.1.4 Disposition spatiale des capteurs à fibre optique

• Capteur longitudinal

Son positionnement théorique est représenté par la courbe rouge sur la figure 2.8. La mesure longitudinale verticale, selon l'axe de chargement, est réalisée sur les 100 mm centrés par rapport à la hauteur de l'éprouvette. Cependant, l'entrée du câble par le haut de l'éprouvette, ainsi que sa sortie par le bas, doivent être radiales. En effet, les faces planes supérieure et inférieure de l'éprouvette sont en contact avec le système de fluage, ce qui empêche toute possibilité de sortie du câble par ces faces. Le changement d'orientation suit une courbure dont le rayon de 50 mm a été maximisé.

La longueur développée théorique du câble dans l'éprouvette est de 270 mm, mais seule la partie longitudinale verticale de 100 mm est ancrée dans le béton. Les parties courbées et radiales sont protégées par une gaine en polyéthylène afin de limiter le risque de rupture en entrée et sortie d'éprouvette, qui a été identifié par l'étude préliminaire (annexe 3.5). Le positionnement de l'ensemble est maintenu avant coulage par trois fils en polyamide traversant diamétralement l'éprouvette.

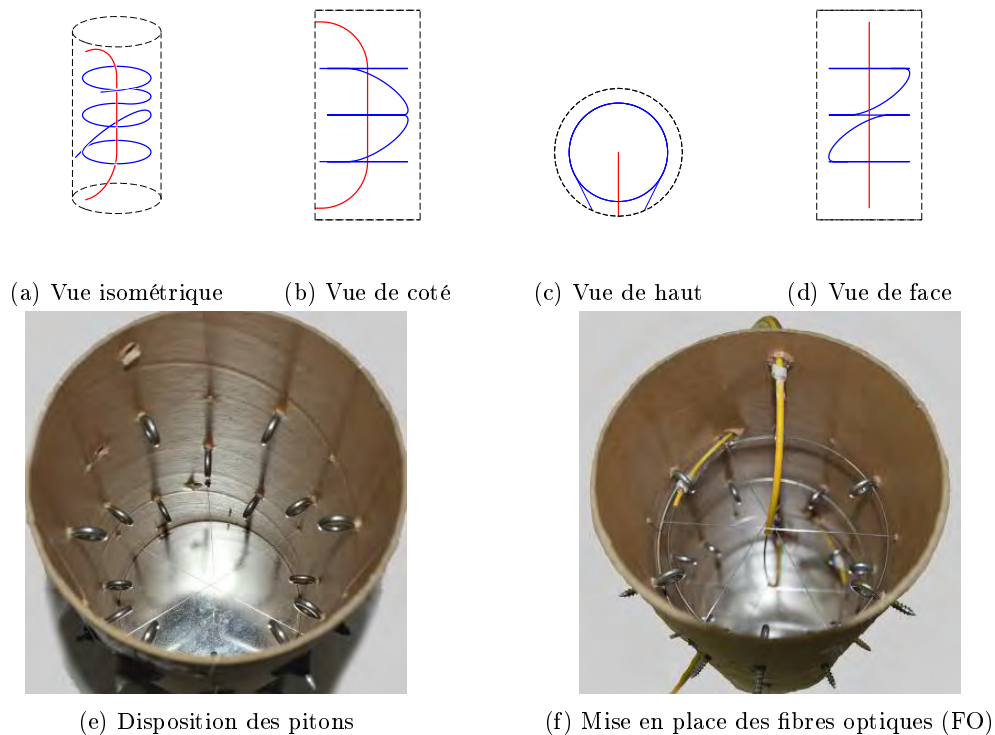


FIGURE 2.8 – Distribution spatiale théorique (a,b,c,d) des capteurs fibres optiques et mise en place (e,f)

• Capteur orthoradial

Sa disposition théorique est représentée en bleu dans la figure 2.8. La mesure des déformations radiales est effectuée selon trois plans horizontaux de l'éprouvette. Les deux plans excentrés, nommés par la suite « haut » et « bas », sont espacés de 50 mm par rapport au plan médian de symétrie à mi-hauteur de l'éprouvette. Sur ces plans, la fibre optique est placée de façon circulaire autour de l'axe longitudinal, à 10 mm de la surface libre du béton.

La mise en place de la fibre avant le coulage a été faite par l'intermédiaire de pitons en acier galvanisé. Sur chaque plan de mesure, six pitons équidistants angulairement sont fixés sur la face intérieure du moule, leur positionnement étant décalé de 30° entre chaque plan comme le montre la figure 2.8. Chaque point d'accroche n'est utilisé qu'une seule fois, le câble est donc théoriquement plan sur 300° . En réalité, on peut considérer que le câble parcourt entièrement le plan haut et bas. En effet le conditionnement du câble sur des tourets ayant donné à la fibre un rayon de courbure naturel plus important que celui de l'éprouvette, le câble tend à retrouver cette forme dans les zones libres d'ancrage que sont les changements

de plan. L'entrée et la sortie de l'éprouvette sont orientées tangentiellement au plan correspondant, le passage d'un plan à une autre a, quant à lui, une forme semblable à une spline.

Les couronnes haute et basse permettent l'acquisition sur une longueur théorique de 273 mm pour chacune, et de 227 mm pour la couronne du milieu. En prenant en compte les jonctions, cela constitue une longueur cumulée de 1091 mm. Seules les parties tangentielles au niveau de l'entrée et la sortie du câble de l'éprouvette sont désolidarisées du béton du fait de la mise en place d'une protection équivalente à celle utilisée pour le capteur longitudinal.

2.3.3.2 Système de mesure secondaire (Capteurs LVDT)

Pour pallier un éventuel dysfonctionnement du système de mesures réparties par fibre optique, un système de mesure secondaire a été mis en place. Des capteurs LVDT avec un indice de protection 68 ont été utilisés (le 6 indiquant une étanchéité totale à la poussière, le 8 indiquant une protection contre l'immersion prolongée du capteur dans de l'eau). La course maximale des capteurs est de 10 mm pour une précision micrométrique. Leur fiche technique est disponible en annexe 3.5. La protection contre l'immersion n'étant que garantie dans l'eau pure, par précaution, nous avons fait le choix de déporter la mesure hors de la solution alcaline de conservation. Le système de déport est différent pour les éprouvettes libres et celles chargées. Néanmoins, dans les deux cas, il est installé sur le même récipient présenté en figure 2.6b.

La chaîne d'acquisition est positionnée en dehors de l'enceinte, comme présenté en figure 2.7. L'enregistrement des données est automatique avec une fréquence de 15 min. Cependant, les capteurs ne permettent pas de mesurer les déformations du seul béton lors des phases transitoires en température ou lors d'un déplacement soudain trop important. Dans ces phases-là, seuls les capteurs à fibre optique fourniront les mesures.

2.3.3.2.1 Mesures par capteur LVDT pour les éprouvettes en fluage

Chaque éprouvette sous charge est instrumentée par trois capteurs LVDT qui mesurent les déformations longitudinales verticales suivant l'axe de chargement (figure 2.9). Ils sont positionnés sur des supports soudés au récipient selon les génératrices du cylindre et espacés angulairement de 120°. La pointe mobile vient palper la face inférieure du disque supérieur du chapeau. La base de mesure correspond donc à la hauteur d'une éprouvette, soit 225 mm.

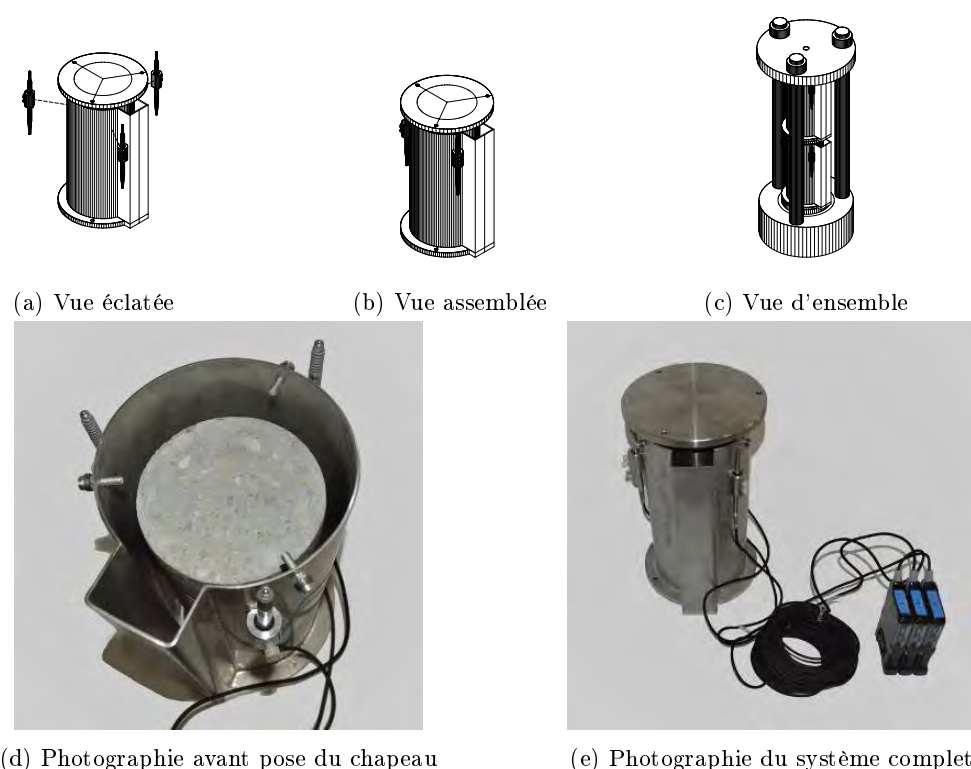
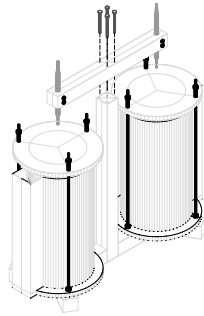


FIGURE 2.9 – Système de mesures des déformations sous charge par capteur LVDT

2.3.3.2.2 Mesures par capteur LVDT pour les éprouvettes libres

Le dispositif avec les capteurs LVDT mesurant les déformations longitudinales verticales des éprouvettes laissées libres pendant la totalité du programme d'essais est présenté en figure 2.10. Un support permet d'aligner deux capteurs LVDT avec deux récipients contenant chacun une éprouvette de chaque formulation. Dans cette configuration, la tige mobile du capteur vient donc palper la face supérieure du chapeau en son centre. La base de mesure de 225 mm est donc axée avec l'éprouvette et la fibre optique qui mesure cette déformation longitudinale. De plus, un système de tiges filetées associées à des ressorts permet de garder le chapeau au contact de l'éprouvette.



(a) Vue éclatée du système



(b) Photographie du système monté

FIGURE 2.10 – Système de mesures des déformations libres par capteur LVDT

2.3.4 Confections des éprouvettes

Les deux bétons sont coulés le même jour à une heure d'intervalle. Chaque coulage a nécessité une gâchée de 45 litres pour chaque formulation, homogénéisée dans un malaxeur de 120 litres de capacité à train valseur et avec racleur. Ce volume permet la confection de 13 éprouvettes cylindriques de hauteur 225 mm et de diamètre 112,8 mm dans des moules cartons : 5 éprouvettes sont instrumentées avec le système de mesure de déformations par fibre optique placé dans les moules, les 8 autres sont utilisées pour la caractérisation mécanique. Le protocole suivant a été appliqué pour confectionner les éprouvettes :

- **Préparation des matériaux**

Après un stockage à l'air libre pour permettre un séchage superficiel, les granulats ont été stockés dans des sacs étanches jusqu'au jour du coulage. Leur teneur en eau a été mesurée la veille du coulage afin de déterminer le volume d'eau de gâchage nécessaire. La soude a été ajoutée à cette dernière 2h avant le coulage afin d'éviter un apport de chaleur dû à sa dissolution dans l'eau de gâchage, qui provoque une réaction exothermique.

- **Malaxage du béton**

La même séquence de malaxage a été appliquée pour les deux formulations, à savoir un mélange à sec durant 2 min et un mélange humide pendant 2 min 30s.

- **Mise en place par vibration**

Les éprouvettes sont vibrées en continu le temps de la mise en place du béton, par l'intermédiaire d'une table vibrante. Cela permet une meilleure répartition des grains, qui peut être gênée par le positionnement de la fibre optique et par une maniabilité diminuée par l'utilisation de soude dans l'eau de gâchage.

2.4 Récapitulatif du programme expérimental et des moyens de mise en œuvre

Pour ce programme expérimental, deux bétons de type "ouvrage d'art" sont formulés. Ils ne diffèrent que par la réactivité de leurs gravillons, ce qui permet d'obtenir un béton non-réactif (NR) et réactif (R) dont les propriétés à l'état sain sont théoriquement similaires. Afin d'assurer l'initiation de la réaction dans la formulation réactive et pour respecter un critère de comparabilité, l'eau de gâchage est dopée en alcalins pour les deux bétons. La chronologie des conditions d'exposition a été définie afin d'étudier le fluage en compression d'un béton atteint de RAG, ayant atteint des gonflements significatifs avant le chargement et dont l'évolution de la réaction perdure durant la phase sous charge. L'enchaînement des conditions THCM, représentatives du cas d'un ouvrage réel de type barrage, est divisé en quatre phases :

- **PHASE 1 : Cure en solution alcaline pendant 28 jours.** Juste après le démoulage, la totalité des éprouvettes est plongée dans une solution d'hydroxyde de sodium grâce à un système permettant l'immersion durant toute la durée du programme expérimental. L'ensemble est conservé à 20°C dans une enceinte climatique jusqu'à l'échéance de 28 jours après coulage. Cette phase permet d'assurer une hydratation similaire des bétons.
- **PHASE 2 : Gonflements libres en bain alcalin et en température pendant 130 jours.** Après la cure, la température de conservation est augmentée à 38°C tout en laissant libre la totalité des éprouvettes. Ce changement de condition de température permet une initiation quasi-immédiate de la réaction qui se traduit par l'apparition des premiers gonflements de RAG. La comparaison des déformations entre les deux types de béton permet de distinguer la part de gonflement dû à la RAG de celle due à la saturation du béton.
- **PHASE 3 : Gonflements sous contrainte, en bain alcalin et en température pendant 231 jours.** Lorsque la vitesse de gonflement est proche de son maximum, soit à approximativement un tiers de l'amplitude totale de gonflement de RAG, la moitié des éprouvettes est placée sous chargement de compression uniaxiale constant par l'intermédiaire des bâtis de fluage, l'autre moitié restant libre de se déformer. La comparaison des vitesses de fluage selon la réactivité du béton permet d'évaluer l'impact de RAG sur les déformations de fluage suivant la direction de chargement et les directions libres. La différence entre les deux évolutions sous charge et la différence d'évolutions des bétons laissés libres permettent, quant à elles, d'évaluer l'impact du chargement sur les effets mécaniques de la réaction, c'est-à-dire les éventuels couplages recherchés, entre RAG et fluage. Afin que la réaction poursuive son évolution sous charge, les éprouvettes sont maintenues immergées dans la solution et à 38°C .
- **PHASE 4 : Effets des gonflements sur la recouvrance pendant 30 jours.** Les éprouvettes sont enfin déchargées alors que leur potentiel de gonflement résiduel reste suffisant pour l'étude des gonflements après décharge. La décharge est effectuée toujours à la température de 38°C et en solution alcaline. L'analyse des différentes évolutions permet d'estimer l'impact du chargement sur les effets mécaniques de la réaction.

Des essais de caractérisation mécanique effectués à la fin des phases 1 et 2 permettent d'évaluer le module d'élasticité et la résistance à la compression des formulations. Elles servent à vérifier si les bétons sont mécaniquement comparables après la première phase, et à évaluer l'impact de la réaction ainsi qu'à déterminer le taux de chargement à la fin de la seconde.

Pour chaque formulation 13 éprouvettes ont été coulées, 8 servant aux essais de caractérisation et les 5 autres à l'évaluation des déformations. Ces dernières ont été instrumentées avant coulage avec deux capteurs à fibre optique dont la gaine en acier inoxydable protège des agressions chimiques extérieures. L'un permet l'évaluation des déformations longitudinales selon l'axe vertical de chargement de compression de l'éprouvette, alors que le second mesure les déformations orthoradiales selon trois plans horizontaux de l'éprouvette. De ce panel de 5 éprouvettes, une sert à l'évaluation des déformations libres pendant la totalité du programme, deux servent à l'évaluation des déformations sous chargement tardif. Les dernières sont des éprouvettes supplémentaires "de secours", conservées avec les éprouvettes de caractérisation. Pour parer à un éventuel dysfonctionnement de certains capteurs à fibre optique, les éprouvettes ont également été instrumentées avec un système secondaire de mesure des déformations longitudinales, à savoir des capteurs LVDT positionnés à l'extérieur de la solution de soude, et capables de résister à la température et l'hygrométrie élevées de cette campagne d'essai.

2.5 Résultats du programme expérimental

Les différents résultats du programme expérimental sont détaillés dans cette partie. Dans un premier temps, l'évolution des propriétés mécaniques des deux formulations sera présentée et discutée. Après avoir préalablement décrit la méthodologie de traitement des données fournies par les capteurs à fibre optique, les évolutions des déformations longitudinales et orthoradiales durant toute la chronologie des essais seront présentées et analysées.

2.5.1 Evolutions des propriétés mécaniques avant fluage

L'effet de la RAG sur les propriétés mécaniques du béton, résistance en compression et module d'élasticité, a été observé lors d'études préliminaires comme présenté dans l'état de l'art (partie 1.2.5.1). Durant notre programme expérimental, l'étude comparative de l'évolution des propriétés mécaniques des bétons réactif et non-réactif a aussi permis de l'analyser.

La caractérisation mécanique des bétons a consisté à déterminer la résistance à la compression et le module d'Young à deux échéances. La première correspond à la fin de la phase 1, soit avant l'initiation de la RAG, et la deuxième à la fin de la phase 2, soit après un important gonflement. Pour rappel, la phase 1 correspond à la cure en solution de soude à 20 °C et d'une durée 28 jours après coulage, et la phase 2 à une conservation à 38 °C, toujours en immersion dans la même solution, d'une durée 110 jours. Les essais de caractérisation mécanique ont respectivement été effectués 28 jours après le coulage pour la première et une semaine avant la fin de la phase 2 pour la seconde, ce qui correspond à 132 jours après le coulage. La semaine de décalage entre la deuxième échéance d'essais et le début de la phase 3, qui correspond à la mise en fluage, avait pour objectif de parer à tout aléa expérimental (problèmes techniques éventuels notamment). Les valeurs du module d'Young et de la résistance à la compression mesurées à ces deux échéances sont présentées dans le tableau 2.3.

La mise en place du programme expérimental n'ayant pas nécessité l'utilisation des éprouvettes de secours, celles-ci ont permis d'estimer le gonflement induit par la RAG entre les deux échéances de caractérisation. Pour rappel, elles étaient instrumentées avec des capteurs à fibre optique et conservées avec les éprouvettes de caractérisation, l'ensemble étant libre de se déformer. Les évolutions de leurs déformations, qui sont donc représentatives de celles des éprouvettes de caractérisation, sont disponibles en annexe 3.5. L'analyse de ces évolutions permet de justifier que la réaction n'est pas encore initiée lors de la première campagne de caractérisation mécanique. Mais aussi que les éprouvettes réactives ont subi un gonflement induit par la RAG de 675 $\mu\text{m}/\text{m}$ lors de la seconde échéance de mesure des caractéristiques mécaniques.

TABLEAU 2.3 – Évolutions des propriétés mécaniques des éprouvettes de caractérisation entre la fin de la phase 1 et la fin de la phase 2

Formulation	Non-Reactive	Reactive	Ecart relatif
Module d'Young [GPa] (3 éprouvettes)			
Fin de phase 1 (28 jours)	38,2 ± 0,9	36,1 ± 0,1	-5,7%
Fin de phase 2 (132 jours)	40,5 ± 0,8	33,6 ± 0,4	-17,0%
Evolution entre les deux dates	+6,0%	-6,7%	-12,7%
Résistance à la compression [MPa] (4 éprouvettes)			
Fin de phase 1 (28 jours)	37,6 ± 0,9	42,4 ± 0,4	+12,9%
Fin de phase 2 (132 jours)	45,2 ± 1,4	51,9 ± 0,8	+14,7%
Evolution entre les deux dates	+20,3%	+22,3%	+2,0%

2.5.1.1 Module d'élasticité

A la fin de la cure à 28 jours, les valeurs de module d'élasticité obtenues sur le béton non-réactif et le béton réactif à l'état sain sont respectivement égales à 38,2 et 36,1 GPa, soit un écart de -2,1 GPa. Représenté en écart relatif de la formulation réactive par rapport à la formulation non-réactive, cela représente -5,7%. Cet écart peut être en partie expliqué par la légère différence des modules d'élasticité des roches d'origine des gravillons, le module des gravillons réactifs étant plus faible (tableau 2.1). Leur fraction volumique représentant 40% du volume du béton, l'influence du module d'élasticité des granulats sur le béton n'est donc pas négligeable.

A la fin de la phase 2, le module d'élasticité du béton non-réactif atteint la valeur de 40,5 GPa, ce qui correspond à un gain de + 3,5 GPa, soit +6,0%. Cette augmentation peut être attribuée à une poursuite de l'hydratation au-delà de 28 jours et qui est activée thermiquement par la température de 38°C pendant la phase 2. Le module d'élasticité du béton réactif est quant à lui de 33,6 GPa, ce qui constitue une variation de -2,5 GPa par rapport à celui évalué en fin de phase 1 (- 6,7%). Si l'on tient compte de l'augmentation du module d'élasticité du béton réactif entre les deux échéances, due à une probable poursuite de l'hydratation, sachant que le type et le volume de pâte de ciment sont identiques dans les deux bétons, alors l'impact de la réaction peut être estimé comme la différence entre l'évolution du module d'élasticité du béton réactif et celle du béton non-réactif. La RAG a donc induit une diminution nette de 12,7% du module d'élasticité pour un gonflement de 675 $\mu m/m$.

Cette valeur est inférieure aux valeurs de la littérature (partie 1.2.5.1.1), où les diminutions observées varient entre 25% et 48%. Cet écart peut s'expliquer par des modules d'élasticité mesurés après des gonflements supérieurs à 2000 $\mu m/m$, donc plus importants que dans la présente étude. Il peut également être en partie dû à la présence de sable réactif dans ces études, qui en réagissant, provoque des désordres supplémentaires dans la matrice cimentaire.

2.5.1.2 Résistance à la compression

A l'état sain, après 28 jours de cure sous eau, la résistance à la compression du béton non-réactif est de 37,6 MPa contre 42,4 MPa pour le béton réactif (tableau 2.3). Les gravillons ayant une granulométrie et des formes comparables, cette différence pourrait s'expliquer par une meilleure adhérence de la matrice cimentaire au niveau de l'auréole de transition en présence de granulats réactifs dont la nature minéralogique est silico-calcaire. A cela s'ajoute une moindre différence de rigidité entre la matrice cimentaire et les gravillons réactifs, ce qui réduit les gradients de déformations à l'auréole de transition sous l'effet du chargement.

Une semaine avant la fin de la phase 2, à 132 jours, les valeurs de la résistance à la compression sont de 45,2 MPa et 51,9 MPa, respectivement pour les éprouvettes non-réactives et réactives. Cela représente un gain respectif pour chaque formulation de +20,3% et +22,3%, soit un faible écart de 2,0% qui traduit une hydratation similaire des matrices cimentaires des deux bétons. La dégradation observable sur le module d'Young après un gonflement de 0,07% n'est pas constatée au niveau de la résistance à la compression.

Ces observations sont en accord avec celles de Larive (1998) et de Multon (2003) qui ne constatent pas de diminution de la résistance en compression sur leurs bétons réactifs, malgré un gonflement bien plus important (0,2%) que dans notre étude. L'hypothèse de Godart & Le Roux (2008) selon laquelle la résistance à la compression n'est impactée que pour des gonflements de forte amplitude, alors que le module d'élasticité diminue dès l'apparition des premiers gonflements, semble confirmée. En effet, ce résultat peut être la conséquence d'une fissuration induite par la RAG radiale au granulats. Lors du chargement, les fissures perpendiculaires à l'axe de chargement se referment, ce qui se traduit par un module d'élasticité plus faible pendant la refermeture. A contrario, la rupture du béton se faisant par un déchaussement des granulats dues aux microfissures tangentielles aux granulats, cette fissuration radiale n'a pas d'impact sur la résistance en compression.

La mesure des résistances en compression à la fin de la phase 2 a permis de déterminer la contrainte à appliquer pour la phase 3 de fluage en compression uniaxiale. Nous avons fait le choix d'appliquer la même contrainte pour les deux bétons, afin de faciliter la comparaison des évolutions des déformations sous charge durant cette phase. La valeur de cette contrainte est de 13,6 MPa. Elle représente 30% de la résistance la plus faible observée lors de cette campagne, soit celle de la formulation non-réactive. Dans le cas du béton réactif, cela représente un taux de contrainte de 26%. Ces taux de chargement permettent de demeurer dans le domaine du fluage linéaire.

2.5.2 Evolutions des déformations longitudinales et orthoradiales durant les différentes phases

Avant de présenter l'ensemble des résultats issus de cette campagne d'essais, les pré-traitements nécessaires pour exploiter les données fournies par les capteurs à fibre optique sont décrits. Les évolutions des déformations longitudinales et orthoradiales observées sur les corps d'épreuves durant les différentes phases du programme d'étude sont par la suite présentées et analysées. Elles sont détaillées pour chaque phase de la chronologie THCM.

2.5.2.1 Traitement des mesures optiques

L'utilisation de câbles à fibre optique associée à une méthode d'interrogation Rayleigh nécessite un pré-traitement des signaux enregistrés afin d'obtenir la déformation réelle du béton. Tout d'abord, il est important de choisir judicieusement la zone d'exploitation des mesures pour s'affranchir de l'influence de la FTM du câble (partie 1.5.2.4.2). La rétrodiffusion Rayleigh couplant l'influence des déformations et de la température (partie 1.5.2.3.3), la méthode de découplage utilisée pour ces travaux sera également détaillée. Enfin, compte tenu de l'agressivité de l'ambiance de conservation, les moyens mis en œuvre pour parer à d'éventuelles défaillances seront également décrits.

2.5.2.1.1 Zone d'exploitation des mesures

Il n'est évidemment pas nécessaire d'exploiter la mesure enregistrée par un capteur à fibre optique sur la totalité de la longueur de fibre. Il faut donc au préalable identifier une zone d'exploitation sur la longueur de fibre positionnée au sein de l'éprouvette, où les déformations enregistrées par l'interrogateur sont celles du béton, ce qui signifie en dehors de la zone d'influence de la FTM du câble.

Pour chaque capteur, la position de cette zone a été déterminée grâce à l'étude de plusieurs profils de déformations obtenus par le capteur à fibre optique. Ces mesures ont été effectuées entre la prise du béton et l'immersion de l'éprouvette. Entre ces deux échéances, diverses opérations (manutention, positionnement dans les récipients, dans l'enceinte climatique, sur le bâti de fluage) ont inévitablement déformé le câble sur sa partie libre. En comparaison, les déformations dans l'éprouvette sont négligeables pendant cette période. Cette différence de comportement est clairement visible dans la figure 2.11, où sont présentés les profils de déformations obtenus sur cette période avec le capteur longitudinal de l'éprouvette non-réactive laissée libre durant la totalité de l'étude. La zone du capteur située à l'intérieur de l'éprouvette, délimitée par les traits rouges dans la figure 2.11, est alors facilement repérable.

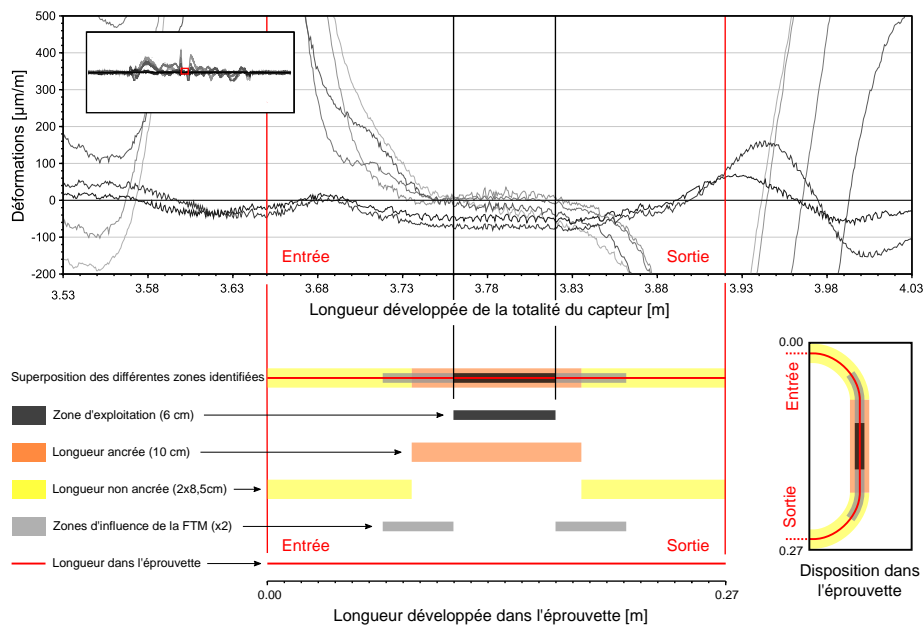


FIGURE 2.11 – Détermination de la zone d'exploitation du capteur longitudinal de l'éprouvette non-réactive libre (NR-FREE)

En se référant à sa disposition théorique et à sa mise en place également présentée en partie 2.3.3.1.4, la partie du capteur à fibre optique localisé à l'intérieur de l'éprouvette se divise en deux zones :

- La première correspond à celle ancrée au béton, qui dans le cas d'un capteur longitudinal correspond théoriquement aux 10 cm centraux (représentée par la zone de couleur ocre dans la figure 2.11) ;
- Une seconde, représentée par les zones de couleur jaune dans la figure 2.11, est située de part et d'autre de la première. Cette seconde partie est non adhérente au béton car elle passe à l'intérieur d'une gaine protectrice afin d'éviter l'endommagement de la fibre en entrée et sortie de l'éprouvette lors des diverses opérations.

Le passage entre zone adhérente et zone non adhérente au béton entraîne un transfert d'efforts mécaniques visible sur les parties en gris qui correspondent à la FTM du câble. Il demeure dès lors une zone de fibre adhérente au béton, hors longueur de FTM, pour laquelle la déformation mesurée par la fibre est égale à celle du béton. Cette zone, délimitée par les traits verticaux noirs sur la figure 2.11, correspond à la partie du profil de déformation qui présente une évolution parallèle entre deux échéances. La déformation longitudinale du béton est calculée en moyennant les mesures sur cette zone d'exploitation, d'une longueur de 6 cm dans l'exemple de la figure 2.11. De la même manière, trois zones d'exploitation, une par couronne, ont été déterminées pour les capteurs orthoradiaux. Les zones d'exploitation de chaque capteur, ainsi que les profils permettant de les délimiter, sont disponibles dans l'annexe 3.5.

Pour les capteurs orthoradiaux, l'analyse des résultats pour les différentes couronnes ayant mis en évidence un comportement homogène sur la hauteur de l'éprouvette, les déformations orthoradiales présentées par la suite sont la moyenne des déformations sur les trois zones d'exploitation du capteur. Les profils de déformations ainsi que les déformations différenciées par plan sont disponibles dans l'annexe 3.5.

2.5.2.1.2 Compensation thermique des mesures

Pour rappel, la rétrodiffusion Rayleigh est influencée par la température et la déformation de la fibre optique (thermique et mécanique). Pour une température stationnaire et hors zone d'influence de toute FTM, les variations de déformations données par l'interrogateur sont directement celles du câble. Dans le cas de conditions thermiques variables, comme dans le cadre de cette étude, il est alors nécessaire d'enlever la part thermique du signal que l'interrogateur traite comme des déformations, où en d'autres termes, compenser thermiquement les mesures.

Pour cette étude, la température étant considérée comme homogène dans l'éprouvette, la part thermique due à la variation de température est identique en tout point de la zone d'exploitation. La compensation thermique est alors directement effectuée sur la déformation moyenne des déformations mesurées par l'interrogateur sur la zone d'exploitation ($\Delta_\varepsilon^{mesu}$). Si l'on considère que la variation de température (Δ_T) est connue car suivie, alors, en reprenant l'équation 1.26, la variation de déformations est compensée thermiquement ($\Delta_\varepsilon^{comp}$) selon l'équation suivante :

$$\Delta_\varepsilon^{comp} = \Delta_\varepsilon^{mesu} - \Delta_T \times \frac{C_{TR}}{C_{\varepsilon R}} \quad (2.1)$$

avec :

- C_{TR} coefficient Rayleigh de calibration de température de l'appareil, dont la valeur est issue de la littérature, $-1,25 \text{ GHz}/^\circ\text{C}$ (Grave et al. 2015) ;
- $C_{\varepsilon R}$ coefficient Rayleigh de calibration de déformation, dont la valeur est également issue de cette même référence de la littérature, $-0,15 \text{ GHz}/\mu\text{m}/\text{m}$ (Grave et al. 2015).

2.5.2.1.3 Endommagement des capteurs à fibre optique

Certains capteurs à fibre optique utilisés dans l'enceinte climatique ont subi des endommagements non intentionnels malgré les multiples précautions. Pour la majorité des capteurs défailants, les points de faiblesses identifiés se situaient à l'entrée ou la sortie de l'éprouvette, malgré les gaines de protection supplémentaires ajoutées suite à une étude préliminaire.

Trois configurations de rupture sont apparues. La première est une rupture de la fibre optique qui est seulement localisée en un point, soit en entrée d'éprouvette, soit en sortie d'éprouvette. Cette configuration n'a pas entraîné de perte de signal. En effet, dans le cas d'une rupture en entrée de l'éprouvette, les capteurs à fibre optique ont alors été interrogés par le connecteur qui servait à l'origine de terminaison. Le traitement des données a alors nécessité d'inverser l'abscisse des profils de déformations, le premier point du profil, dans le sens d'interrogation avant rupture, devenant le dernier point dans le nouveau sens d'interrogation. La deuxième configuration est une rupture en sortie d'éprouvette associée à une autre rupture entre la couronne du plan haut et celle du plan médian dans le cas du capteur orthoradial. Ce type de rupture a conduit à la perte des données sur la zone entre les deux points de rupture.

Enfin, la troisième configuration correspond à une rupture simultanée au niveau de l'entrée et de la sortie de l'éprouvette. Cette configuration est la plus problématique, puisqu'elle induit la perte définitive du signal. Elle a été à l'origine de l'arrêt des mesures sur quatre capteurs. Le premier était le capteur

orthoradial de l'éprouvette non-réactive libre à la fin de la montée en température (transition entre les phases 1 et 2). Étant le seul capteur pour cette configuration d'essais, la déformation orthoradiale du non-réactif libre a été prise comme constante de la rupture de la fibre jusqu'à la fin du programme d'essai. En effet, nous verrons que les déformations observées sur les éprouvettes non-réactives, après la montée en température, sont négligeables en comparaison de celles des éprouvettes réactives.

Les trois autres ruptures ont eu lieu au moment de la décharge des éprouvettes après le fluage en fin de phase 4, et concernent les deux capteurs, longitudinal et orthoradial, d'une éprouvette non-réactive, et le capteur orthoradial d'une éprouvette réactive. Lors de la recouvrance différée, les déformations orthoradiales des deux bétons et la déformation longitudinale du béton non-réactif n'ont donc été évaluées que sur une seule éprouvette.

2.5.2.2 Présentation des évolutions des déformations

Les évolutions des déformations longitudinales et orthoradiales mesurées sur les éprouvettes sont présentées dans les encarts (*A*) de la figure 2.12. Sur cette figure, la convention de signe est la suivante : le gonflement est positif et la contraction est négative. Les évolutions sont présentées en fonction du temps et depuis l'instant du coulage.

Pour rappel, pour chaque formulation, une seule éprouvette est restée non chargée durant la totalité du programme expérimental et deux ont été chargées pendant la phase 3. Les courbes de la colonne de gauche sont ainsi représentatives d'une seule éprouvette non chargée. Celles de la colonne de droite correspondent à la moyenne des deux évolutions mesurées sur les deux éprouvettes chargées durant la phase 3. Les fuseaux représentent les valeurs minimales et maximales des déformations obtenues sur ces couples d'éprouvettes. Ces évolutions, qui sont observables dans les encarts (*A*) de la figure 2.12, seront détaillées pour chaque phase par la suite. Pour les phases 1 et 2, toutes les éprouvettes étant soumises aux mêmes conditions de conservation et n'étant pas chargées, l'évolution des déformations présentée ultérieurement, correspond à la moyenne des déformations obtenues sur les trois éprouvettes d'une même formulation, à savoir celle qui restera non chargée et les deux chargées durant la phase 3.

Les courbes continues des encarts indexés (*A*) représentent les évolutions des déformations longitudinales et orthoradiales obtenues par les capteurs à fibre optique (FO) après traitement (moyenne et compensation thermique appliquée durant et après la phase transitoire du chauffage). Les courbes bleues sont dédiées aux déformations mesurées sur les éprouvettes non-réactives (NR), et les courbes rouges à celles des éprouvettes réactives (R). Les mesures orthoradiales par capteur FO sont représentées par les cercles, et celles longitudinales par le même type de capteur par les carrés.

Les tracés en pointillés correspondent aux mesures des déformations longitudinales par capteur LVDT. Les déformations sont obtenues en divisant la variation du déplacement mesurée par le capteur, par la base de mesure, qui dans le cas présent est la hauteur de l'éprouvette (225 mm). Les éprouvettes chargées étaient instrumentées avec trois capteurs LVDT. L'évolution des déformations correspond donc à la valeur moyenne de ces mesures. Les capteurs LVDT n'ont pas permis d'évaluer la dilatation thermique. En effet, lors des phases transitoires de température, la dilatation thermique propre du capteur est inconnue, ce qui empêche de connaître la déformation du béton pendant ces phases. De ce fait, les déformations thermiques, observables sur les courbes représentant les résultats obtenus avec les capteurs LVDT durant la phase de chauffage, sont celles enregistrées par les capteurs FO. Les déformations élastiques à la mise en charge et à la décharge des éprouvettes, n'ont également pas pu être déterminées avec les capteurs LVDT. En effet, ces opérations ont probablement entraîné une légère rotation des chapeaux du système d'immersion (partie 2.3.3.2) qui, pour rappel, sont les pièces sur lesquels les capteurs viennent palper. Ce mouvement a alors rendu les mesures inexploitable avec ce type de capteur, le temps que l'ensemble associant les diverses pièces et l'éprouvette, ainsi que les divers jeux entre eux, soient bloqués par l'application du chargement. Ainsi, la déformation élastique à la mise en charge, observable sur les courbes représentant l'évolution des mesures par capteurs LVDT, est calculée avec le module d'élasticité mesuré lors des seconds essais de caractérisation réalisés à une date proche de la mise en fluage. La déformation élastique à la décharge est, quant à elle, mesurée par les capteurs FO à cette échéance. Les évolutions obtenues par les capteurs LVDT étant similaires à celles mesurées avec les capteurs à fibre optique longitudinaux, seules les évolutions obtenues par ces derniers seront analysées par la suite.

Eprouvettes libres (**FREE**)

Eprouvettes chargées (**SIG**)

Conditions de conservation

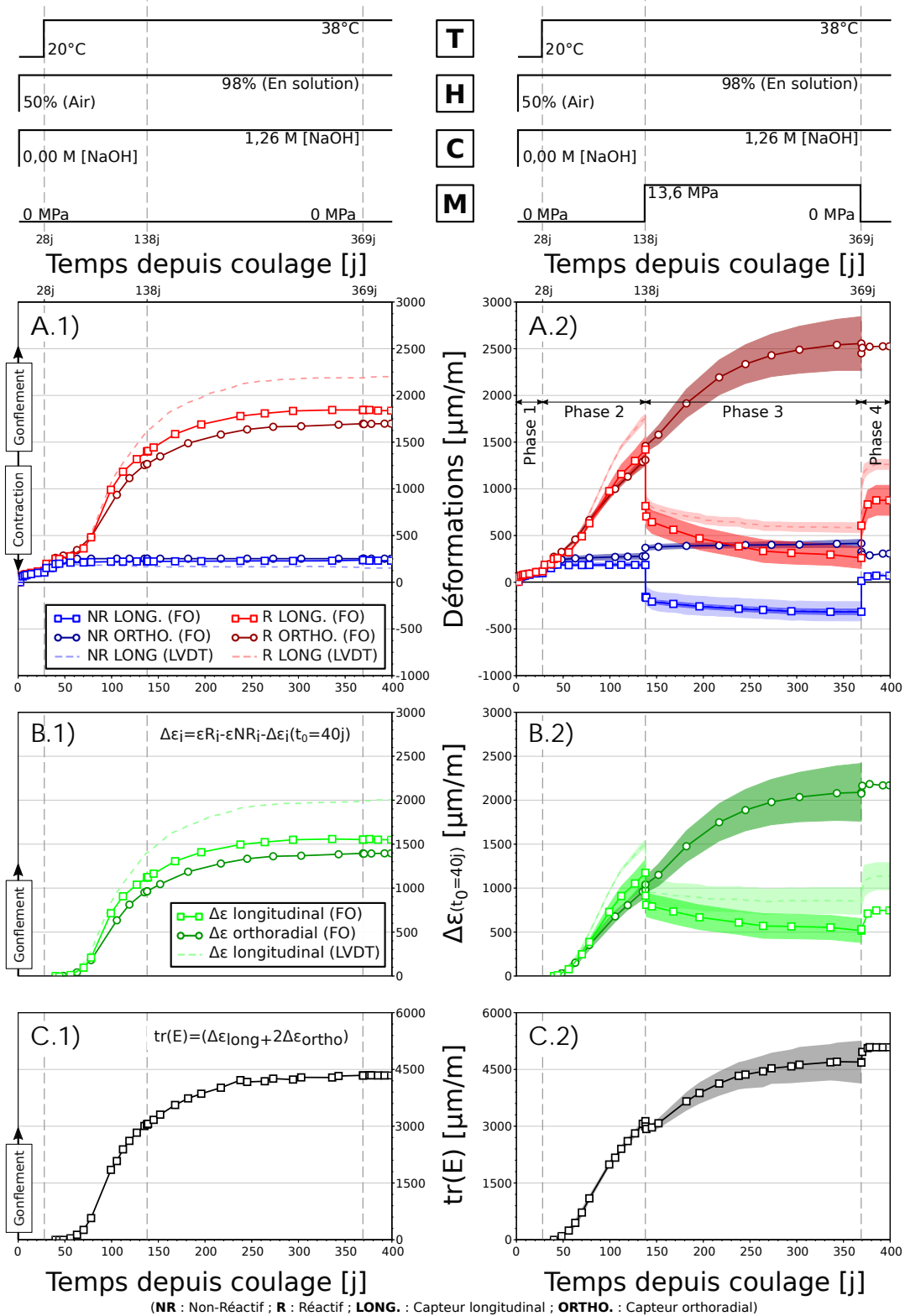


FIGURE 2.12 – Evolutions des déformations longitudinales et orthoradiales des bétons réactif (R) et non-réactif (NR), des déformations induites par la réaction ($\Delta\varepsilon(t_0 = 40j)$) et de la trace du tenseur des déformations correspondant ($\text{tr}(E)$) (durant la totalité du programme expérimental depuis la date de coulage)

Comme expliqué dans la partie 2.2.2, les déformations induites par la RAG et ses effets (gonflement et fissuration) peuvent être estimées par la différence entre l'évolution des déformations du béton réactif et du béton non-réactif dans la même direction (longitudinale ou orthoradiale). Cette différence est présentée dans l'encart (B.1) situé à gauche de la figure pour les éprouvettes non chargées, et dans celui de droite (B.2) pour celles chargées lors de la phase 3. Dans les deux cas, la différence est prise comme nulle à 40 jours après le coulage. Cette échéance correspond à l'échéance de stabilisation de la température à 38°C, mais aussi à la date estimée de l'initiation de la réaction. Nous reviendrons sur cette hypothèse lors de la présentation des évolutions de déformations des éprouvettes observées pendant la phase 2. Les encarts (C) représentent l'évolution de la trace du tenseur des déformations induites par la réaction. La trace du tenseur des déformations est la somme de la déformation longitudinale et de deux fois la déformation orthoradiale. En effet, dans le cas d'un cylindre chargé uniaxialement selon l'axe vertical, la déformation radiale, ici non mesurée, est égale à la déformation orthoradiale.

2.5.2.2.1 Phase 1 : Déformations libres durant la cure en solution à 20°C

Les évolutions des déformations moyennes évaluées avec les capteurs FO durant la phase 1 sont tracées sur la figure 2.12. Cependant, l'amplitude des déformations évaluées durant cette phase étant faible en comparaison de celles du reste du programme expérimental, les déformations moyennes par formulation et par direction sur cette période sont présentées sur la figure 2.13. Un changement d'échelle de l'axe des déformations est effectué pour faciliter l'analyse comparative entre les déformations moyennes des deux bétons. Les conventions de représentation de la figure 2.12 sont conservées.

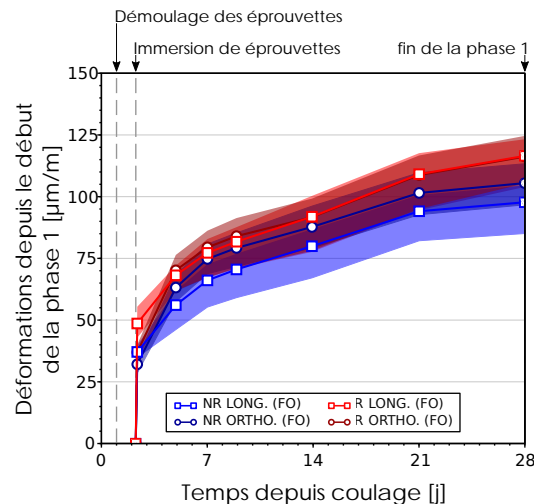


FIGURE 2.13 – Evolutions des déformations longitudinales et orthoradiales moyennes des éprouvettes non-réactives (NR) et réactives (R) durant la cure en solution à 20°C (Phase 1) depuis la date de coulage

Durant cette phase 1, les évolutions des déformations suivant les deux directions sont caractéristiques d'un gonflement hydrique. Ce gonflement se traduit par une première courte période où le gonflement est quasi-instantané après l'immersion. Une seconde période, débutant dans les heures suivant l'immersion, se distingue par une diminution progressive de la cinétique de gonflement jusqu'à une forte atténuation à 28 jours. La première partie est la conséquence de l'absorption d'eau par capillarité et la seconde partie correspond à la saturation progressive du béton. Les évolutions des déformations longitudinales et orthoradiales sont globalement comparables pour un même béton, et le sont également entre les deux formulations.

Après 2,5 heures d'immersion, les gonflements longitudinaux et orthoradiaux induits par l'absorption d'eau alcaline par capillarité sont comparables pour les deux bétons. En effet, le gonflement est de $37 \pm 2 \mu m/m$ et $49 \pm 6 \mu m/m$ dans la direction longitudinale et de $32 \pm 3 \mu m/m$ et $37 \pm 3 \mu m/m$ dans celle orthoradiale, respectivement pour les bétons non-réactif et réactif. A la fin de la phase 1, soit 28 jours après le coulage, le gonflement hydrique total est de $98 \pm 11 \mu m/m$ et $117 \pm 11 \mu m/m$ dans la direction longitudinale et de $105 \pm 8 \mu m/m$ et $116 \pm 10 \mu m/m$ dans celle orthoradiale, respectivement pour le béton non-réactif et le béton réactif.

Les déformations relativement proches suivant les directions longitudinale et orthoradiale semblent confirmer l'isotropie attendue du gonflement d'origine hydrique. Globalement, les déformations similaires constatées pour les deux types de bétons démontrent que la RAG n'est donc pas encore initiée à la fin de cette phase. De plus, cela montre que les deux formulations, qui pour rappel ne se distinguent que par la nature de leurs gravillons, sont semblables en ce qui concerne le comportement hydrique.

2.5.2.2.2 Phase 2 : Déformations libres en solution à 38°C

Les déformations des éprouvettes selon les directions longitudinales et orthoradiales observées durant la phase 2 sont présentées dans la figure 2.14. Les valeurs de ces déformations sont mises à zéro en début de cette phase pour mieux comparer les comportements des bétons et les évolutions selon les deux directions. Pour rappel, ces valeurs sont la moyenne des déformations de 3 éprouvettes pour chaque formulation. Les conventions de représentation de la figure 2.12 sont une nouvelle fois conservées (dilatations positives).

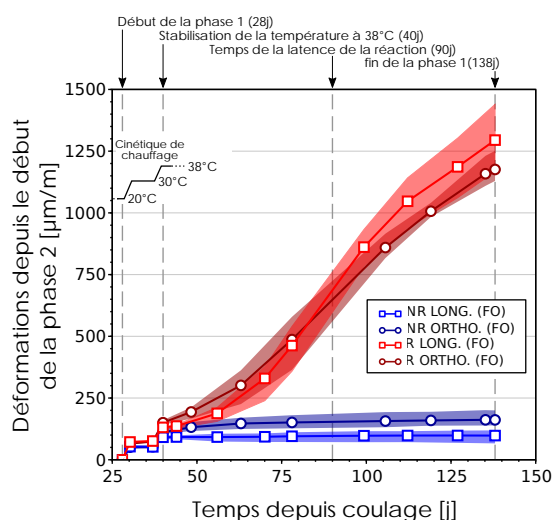


FIGURE 2.14 – Evolutions des déformations longitudinales et orthoradiales moyennes des éprouvettes non-réactives (NR) et réactives (R) en solution à 20°C puis 38°C (Phase 2) depuis la date de coulage

Entre 28 jours et 40 jours après coulage, la température de conservation des éprouvettes, qui sont toujours en solution, est augmentée de 20°C à 38°C. Ce chauffage est réalisé suivant une cinétique relativement faible (1°C/h) et comprend un palier d'une semaine à 30°C, ceci afin d'éviter l'endommagement thermique. Cette chronologie de chauffage produit une dilatation progressive des bétons, qui est observable sur la période correspondante sur la figure 2.14. Les évolutions de ces dilatations sont quasiment identiques pour les deux types de bétons.

Entre 28 et 40 jours après coulage, suite à la hausse de 18°C de la température, la dilatation thermique longitudinale du béton NR est de $100 \pm 10 \mu\text{m}/\text{m}$ longitudinalement, et de $94 \pm 10 \mu\text{m}/\text{m}$ orthoradialement. Pour le béton réactif, des valeurs légèrement plus élevées sont mesurées, respectivement de $123 \pm 3 \mu\text{m}/\text{m}$ et $116 \pm 4 \mu\text{m}/\text{m}$. La valeur calculée du coefficient de dilatation thermique est approximativement égale à $5,4 \pm 0,2 \mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$ pour le béton NR et à $6,7 \pm 0,3 \mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$ pour le béton R. Ce léger écart peut provenir de valeurs sensiblement différentes du coefficient de dilatation thermique des gravillons, qui constituent la seule distinction entre les deux formulations. Ces valeurs sont plus faibles que celle de $10 \mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$ proposée par le règlement Eurocode 2 (EN 1992-1-1), mais sont comparables à celles obtenues sur des BHP par Cagnon (2015) (entre 5,1 et 8,9 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$) et Ladaoui (2010). Les valeurs relativement proches de ces dilatations suivant les deux directions de mesures démontrent également le comportement isotrope des deux bétons sous l'effet d'une variation thermique.

Entre la fin du chauffage à 40 jours et la fin de la phase 2 (138 jours), le très léger gonflement du béton NR est la conséquence probable de la saturation du béton qui se poursuit durant la totalité de la phase 2.

Une fois la température de 38°C stabilisée, le gonflement supérieur observé sur le béton R révèle l'initiation et le développement de la RAG. La cinétique de ce gonflement est similaire suivant les deux directions instrumentées. De 40 à 70 jours après coulage, les évolutions des gonflements accélèrent, puis la cinétique se stabilise. Entre 70 et 100 jours après coulage, la cinétique de gonflement est maximale puis elle diminue progressivement. A la fin de la phase 2, soit 138 jours après coulage, elle demeure importante, traduisant le fait que la réaction n'est pas encore achevée. A cette échéance, en déduisant la part thermique, le gonflement total (RAG + hydrique) du béton R atteint alors $1295 \pm 137 \mu\text{m}/\text{m}$ dans la direction longitudinale, et $1147 \pm 66 \mu\text{m}/\text{m}$ dans la direction orthoradiale.

• Gonflements libres induits par la RAG

Etant donné que le comportement hydrique des deux bétons est comparable durant la phase 1, nous pouvons émettre l'hypothèse qu'il en est de même pendant la phase 2. Le gonflement des éprouvettes semble démontrer que la réaction débute dès la fin de la hausse en température (40 jours après coulage). Le gonflement uniquement dû à la RAG peut être estimé en retranchant le gonflement hydrique du béton non-réactif de celui du béton réactif à partir de l'initiation de la réaction dans chacune des directions. L'écart dû à la différence de dilatation thermique, présent à 40 jours après coulage, est également retranché à cette différence.

Les évolutions des déformations induites par la RAG durant la phase 2 sont donc considérées à partir de 40 jours après coulage. Les évolutions, différenciées en fonction de l'état de chargement ultérieur des éprouvettes durant la phase 3, mais calculées de façon analogue, sont tracées dans les encarts (B) de la figure 2.12. Durant la phase 2, ces évolutions sont similaires, puisque conservées dans les mêmes conditions. Par conséquent, les évolutions moyennes calculées à partir des mesures de la totalité des éprouvettes sont tracées sur la figure 2.15, suivant chaque direction.

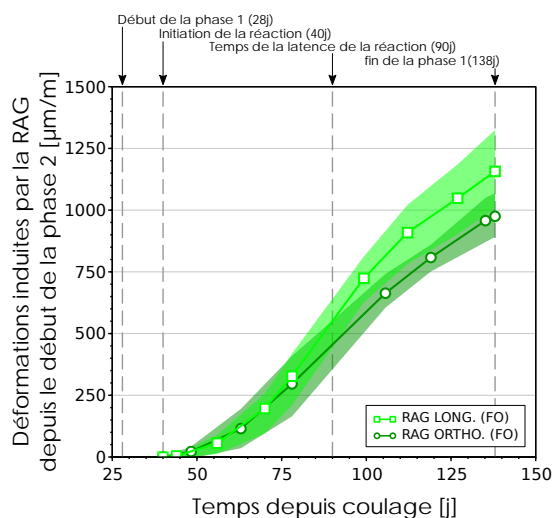


FIGURE 2.15 – Déformations longitudinales et orthoradiales moyennes induites par la réaction durant la phase 2 du programme expérimental

La figure 2.15 met en évidence la sigmoïde caractéristique des gonflements induits par la RAG (partie 1.2.4.1). Cette évolution est différente de celle observée lors de la pré-étude pour laquelle la cinétique initiale était supérieure (partie 2.2.1.2). Cette différence pourrait s'expliquer par la présence de particules fines réactives dans le béton du programme préliminaire qui réagissent quasi instantanément à la suite de la hausse de température. La diminution de la vitesse de gonflement intervient plus précocement dans le cas du programme expérimental que dans celui de l'étude préliminaire.

La mise en fluage, correspondant à la fin de la phase 2 et au début de la phase 3, a donc été effectuée 138 jours après le coulage. Cela permet d'assurer la mise en charge des éprouvettes après un gonflement significatif sans être proche de la valeur asymptotique. Ainsi, l'objectif initial d'étudier le fluage avec une réaction qui se poursuit et un potentiel de gonflement résiduel important est respecté.

A la fin de la phase 2, le gonflement longitudinal induit par la RAG est de $1157 \pm 127 \mu\text{m}/\text{m}$. Cette valeur est légèrement supérieure à celle dans le sens orthoradial, qui est de $962 \pm 90 \mu\text{m}/\text{m}$. Contrairement aux dilatations thermiques et hydriques, le gonflement induit par la RAG n'est pas isotrope sur la totalité de la phase. En effet, le comportement est isotrope jusqu'à 70 jours après coulage, échéance pour laquelle le gonflement est d'environ $300 \mu\text{m}/\text{m}$. Au-delà, les évolutions des déformations suivant les directions longitudinales deviennent supérieures à celles orthoradiales, avec un écart qui atteint 16,6% à la fin de la phase 2. Cette anisotropie est observable pour toutes les éprouvettes (figure 2.12). L'origine de cette anisotropie pourrait être une fissuration préférentielle du béton selon les plans perpendiculaires au sens de coulage (axe vertical de l'éprouvette). Cette hypothèse est explicitée et schématisée dans la partie 2.5.2.3.2.

2.5.2.3.3 Phase 3 : Développement de la RAG en solution alcaline à 38°C avec ou sans fluage de compression uniaxial

Les évolutions des déformations enregistrées durant la phase 3, sur les éprouvettes libres et celles sous un chargement uniaxial de 13,6 MPa, sont respectivement présentées dans les encarts (A.1) et (A.2) de la figure 2.16. Ces valeurs des déformations sont fixées à zéro en début de cette phase pour mieux comparer les comportements des bétons et des déformations suivant les deux directions. Les déformations induites par la réaction, calculées en retranchant la déformation du béton NR de celle du béton R, sont présentées dans l'encart (B.1) pour le cas libre de chargement et dans l'encart (B.2) pour le cas chargé. Les conventions de représentation sont les mêmes que dans la figure 2.12. Cela signifie que, si ces déformations induites par la RAG évoluent dans le sens positif, le gonflement de RAG se poursuit sous charge, alors que si elles évoluent dans le sens négatif, le béton réactif se comprime davantage que le béton non-réactif.

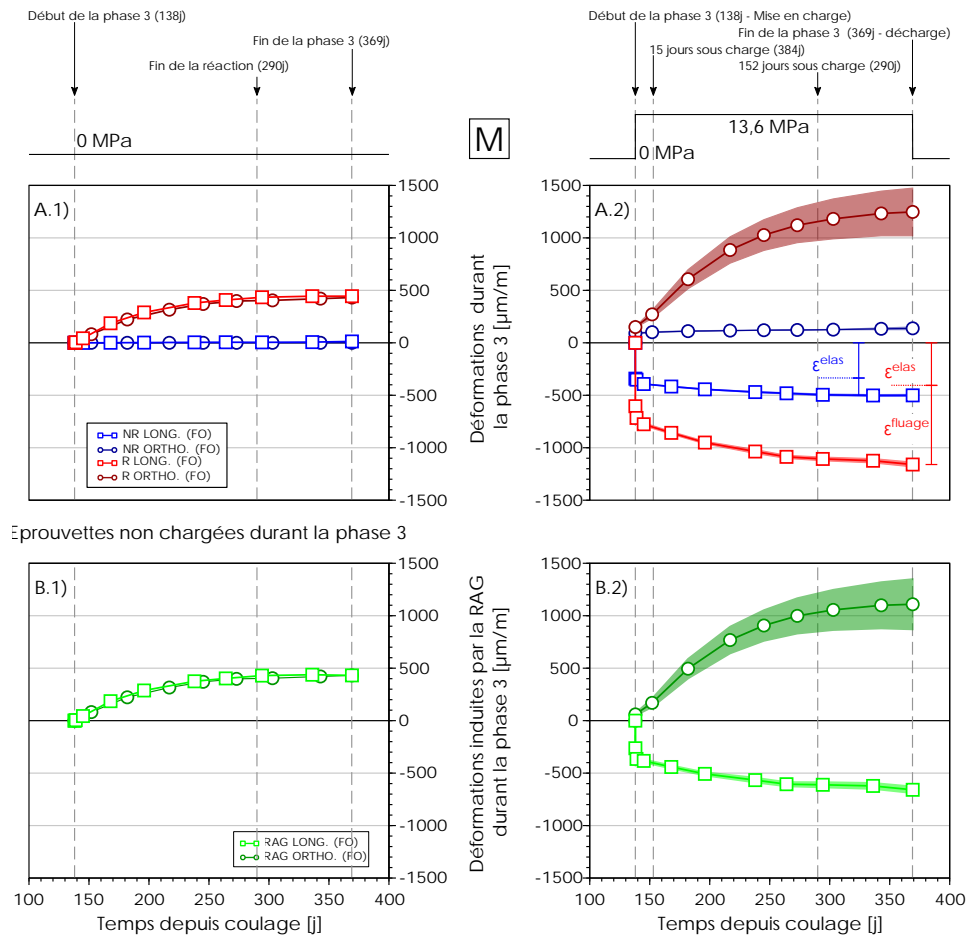


FIGURE 2.16 – Evolutions des déformations totales longitudinales et orthoradiales des éprouvettes (A) et celles uniquement induites par la réaction (B) durant la phase 3 du programme expérimental, avec mise en évidence des déformations élastiques (ϵ^{elas}) et de fluage s'étant produites durant cette phase (ϵ^{fluage})

- **Éprouvettes non chargées durant la phase 3**

Durant la phase 3, entre 138 et 369 jours après coulage, les déformations observées, sur le béton NR laissé libre de tout chargement, sont négligeables (figure 2.16 *A.1*). Le gonflement hydrique peut être considéré comme achevé et le béton comme totalement saturé au moment de la mise en charge. Pour le béton R, les gonflements se poursuivent avec une vitesse qui décroît progressivement jusqu'à devenir nulle vers 290 jours après coulage, ce qui équivaut à 152 jours depuis le début de la phase 3. L'analyse de cette évolution confirme que l'objectif d'étudier le fluage sur un béton réactif dont la RAG continue à se développer sous charge est donc atteint.

Comme le montre l'encart (*B.1*) de la figure 2.16, les gonflements induits par la réaction durant la phase 3, sont identiques dans les deux directions avec une valeur de $431 \mu m/m$ à la fin de la phase 3. L'anisotropie observée durant la phase 2 est donc conservée, mais ne se développe pas durant la phase 3. Si l'on considère les gonflements cumulés depuis l'initiation de la RAG, identifiée durant la phase 2 à 40 jours depuis le coulage, alors à la fin de la phase 3, les gonflements induits par la réaction pour l'éprouvette R laissée libre sont de $1552 \mu m/m$ dans la direction longitudinale et de $1395 \mu m/m$ dans la direction orthoradiale (figure 2.12). A la fin de la phase 3, les gonflements induits par la RAG peuvent être considérés comme achevés et donc pris comme valeur de "potentiel de gonflement" unidirectionnel.

Le potentiel de gonflement libre dans la direction longitudinale est dès lors significativement plus faible que celui estimé lors de l'étude préliminaire ($4500 \mu m/m$ dans la partie 2.2.1.2). Cette différence est peut-être due au volume de la solution de conservation dans le cas de cette pré-étude. Dans les deux cas, la solution de conservation limite la lixiviation des alcalins présents dans la solution interstitielle.

Cependant, ces alcalins, une fois consommés par la réaction, sont remplacés par ceux présents dans la solution de conservation. Ces derniers se diffusent alors dans la porosité interstitielle. Par conséquent, même si la concentration en alcalins est la même dans l'étude préliminaire et dans la campagne d'essais, le volume de solution supérieur dans la pré-étude a fourni davantage d'alcalins.

- **Éprouvettes chargées durant la phase 3**

Pour rappel, à la mise en charge, soit 138 jours après coulage, la déformation longitudinale induite par la RAG est égale à $1157 \mu m/m$. Le chargement a donc été effectué à 74,5% du potentiel de gonflement final dans cette direction ($1552 \mu m/m$), contre 33,3% prévu initialement. Cette différence est la conséquence de la surestimation du potentiel de gonflement comme expliqué auparavant.

La figure 2.16 (*A.2*) présente les évolutions des déformations sous charge suivant les deux directions avec les valeurs des déformations mises à zéro à partir du début d'application du chargement. Les déformations mesurées à partir de la mise en fluage comportent une part élastique instantanée et une part différée. La part différée correspond aux déformations de fluage, sans retrait puisque la conservation en solution limite toute dépression capillaire en maintenant le matériau saturé.

- **Déformations longitudinales (direction chargée)**

A la mise en charge, qui correspond à l'échéance de 138 jours après coulage, les déformations élastiques dans la direction chargée sont de $335 \mu m/m$ pour le béton NR et de $403 \mu m/m$ pour le béton R. La différence de $68 \mu m/m$ entre les deux déformations élastiques correspond à un écart relatif de -20,3%, qui est de l'ordre de grandeur de celui observé entre les modules d'élasticité lors des essais de caractérisation mécanique (-17,0% dans tableau 2.3). Cette différence de comportement élastique se traduit par une diminution des déformations longitudinales induites par la RAG (figure 2.16 *B.2*). Cette diminution représente -5,9% de l'amplitude du gonflement de RAG s'étant produit juste avant le chargement. Ce phénomène pourrait avoir pour origine une fermeture des fissures perpendiculaires au chargement, préalablement générées par le gonflement libre (tridimensionnel) durant la phase 2.

Comme le montre l'encart *A.2* de la figure 2.16, durant les 15 jours suivant la mise en charge, soit entre 138 jours et 153 jours après coulage, la cinétique de fluage du béton R est bien plus importante que celle du NR. Ces comportements correspondent à ceux déjà observés dans la littérature (Reinhardt et al. 2019, Lacombe et al. 2022). Pendant cette période, la différence de déformations sous charge entre les deux bétons représente $337 \mu m/m$. Cela signifie que les gonflements induits par la réaction avant le chargement continuent de diminuer (figure 2.16 *B.2*). Après 15 jours sous charge, le cumul de cette différence de déformations sous charge et de celle des déformations élastiques représente -35,0% des déformations

induites par la réaction avant le chargement. Le maintien du chargement entraîne donc une poursuite de la fermeture des fissures perpendiculaires à l'axe de chargement.

Entre 15 jours et jusqu'à 152 jours après la mise en charge, soit entre 153 jours et 290 jours après coulage, la vitesse de fluage du béton réactif diminue, mais reste cependant supérieure à celle du béton non-réactif (figure 2.16 A.2). Le fluage plus rapide du béton réactif, qui continue après 15 jours, est une conséquence du développement de la réaction durant cette période. Sous chargement tardif, le développement de la RAG engendre des contraintes supplémentaires aux abords des granulats qui pourraient entraîner un fluage plus important de la matrice cimentaire dans ces zones. Cette hypothèse sera schématisée et expliquée dans la partie 2.5.2.3.3. Cette différence de comportement se traduit par des déformations longitudinales induites par la RAG qui continuent de décroître entre 15 jours et 152 jours après la mise en charge (figure 2.16 B.2). Après 152 jours sous charge, cette diminution, prise en valeurs cumulées, atteint alors $619 \mu m/m$, ce qui représente -53,7% de la valeur du gonflement avant chargement.

Dans l'encart A.2 de la figure 2.16, nous observons qu'après 152 jours sous charge et jusqu'à la fin du chargement, le fluage du béton R devient comparable à celui du béton NR. Cela signifie qu'après 152 jours sous charge, date estimée de l'arrêt de la réaction, les déformations induites par la RAG dans le sens du chargement cessent de décroître (figure 2.16 B.2). La légère diminution observable sur cette période étant due à un dysfonctionnement ponctuel du système de maintien des conditions thermo-hydriques. Ces résultats sont en accord avec ceux des études antérieures de Reinhardt et al. (2019) et Lacombe et al. (2022), qui mettent en évidence que les fluages du béton réactif et non-réactif sont similaires lorsque la réaction s'arrête ou que sa cinétique est fortement diminuée lors de l'application du fluage.

- Déformations orthoradiales (direction libre)

Dans les directions orthoradiales libres des éprouvettes chargées, on observe une dilatation élastique par effet Poisson pour les deux bétons (figure 2.16 A.2). Cette dilatation atteint $90 \mu m/m$ pour la formulation non-réactive et $125 \mu m/m$ pour celle réactive. Ce surplus de dilatation de $35 \mu m/m$ dans la direction perpendiculaire à la charge de compression (figure 2.16 B.2) pourrait être la conséquence d'une ouverture supplémentaire, au moment de la mise en charge, des ouvertures des fissures dues à la RAG et orientées selon l'axe de chargement .

Par la suite, dans le cas du béton NR, le gonflement augmente progressivement pour atteindre la valeur de $138 \mu m/m$, en fin de phase 3. Le gonflement hydrique étant négligeable durant cette phase, ces déformations différées ne peuvent être que les conséquences du chargement (effet Poisson sur la déformation de fluage). Les déformations orthoradiales différées du béton R sont quant à elles, significativement supérieures à celle du béton NR, avec un gonflement total égal à $1247 \mu m/m$ à la fin de cette phase. Ce gonflement dans les directions libres est donc induit par la RAG qui continue à se développer.

Lorsqu'un béton atteint de RAG est maintenu sous un chargement de compression uniaxiale constant, les gonflements dans la direction chargée, qui sont empêchés par le maintien de la contrainte, peuvent être reportés sur les directions libres selon (Multon 2003). Cela se traduit par un surplus de gonflement induit par la RAG dans les directions libres des éprouvettes chargées, en comparaison des gonflements observés dans les mêmes directions sur les éprouvettes laissées libres.

Dans le cas de notre étude, durant les 15 jours suivant la mise en charge, ce report des gonflements n'est pas observé puisque le gonflement libre induit par la réaction dans le cas des éprouvettes chargées ($135 \pm 51 \mu m/m$) est similaire à celui des éprouvettes laissées libres ($82 \mu m/m$). Néanmoins, au delà de ces 15 jours, un report des gonflements dans les directions libres se produit, comme le mettent en évidence les évolutions des déformations des encarts B de la figure 2.16. En effet, sur la totalité de la phase 3, les gonflements induits par la RAG dans les directions libres des éprouvettes chargées, sont de $1122 \pm 321 \mu m/m$, alors qu'ils ne sont que de $431 \mu m/m$ pour celles laissées libres.

- Variation relative de volume induite par la réaction pendant le chargement

A la fin de la phase 3, soit 369 jours après coulage, comme le montrent les encarts C de la figure 2.12, la trace du tenseur des déformations induites par la RAG et donc la variation relative de volume dans le cas chargé ($4695 \pm 558 \mu m/m$) est comparable à celle du cas laissé libre ($4344 \mu m/m$). Cela signifie que dans le cas d'un chargement axial tardif, les gonflements de RAG, qui sont empêchés dans la direction chargée, sont totalement reportés dans les directions non chargées.

2.5.2.2.4 Phase 4 : Recouvrance différée en solution alcaline à 38°C

Les fluages des deux bétons étant similaires après 152 jours sous charge, soit 290 jours après coulage, nous avons néanmoins fait le choix de maintenir les éprouvettes chargées pendant 79 jours supplémentaires, afin de vérifier l'apparition éventuelle d'une différence de comportement. La décharge des éprouvettes a été effectuée à 369 jours après coulage, soit 231 jours après la mise en charge. Les déformations observées pendant le mois suivant la décharge des bétons qui ont flué durant la phase 3, sont présentées dans la figure 2.17. Sur cette figure, les déformations sont prises à zéro à l'instant de la décharge. Les conventions de représentation de la figure 2.12 sont conservées.

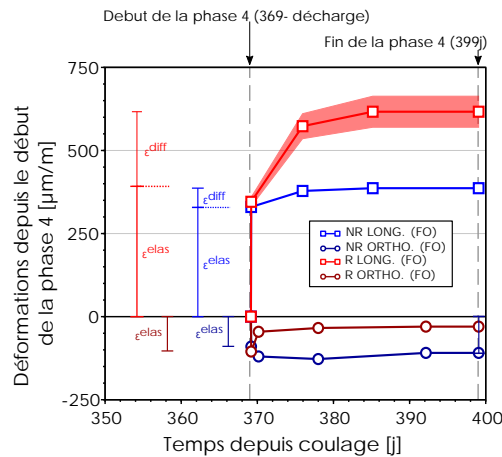


FIGURE 2.17 – Déformations longitudinales et orthoradiales des éprouvettes après décharge durant la phase 4 en solution à 38°C, avec mise en évidence des déformations de recouvrance élastique (ϵ^{elas}) et de recouvrance différée (ϵ^{diff}) à la fin de la phase 4)

- Déformations longitudinales (direction précédemment chargée durant la phase 3)

Les gonflements longitudinaux de la phase 4 sont caractéristiques des déformations observées après fluage du béton (figure 2.17). Pour les deux bétons, un retour élastique instantané se produit au moment de la décharge. Il est évalué à 331 $\mu\text{m}/\text{m}$ et 393 $\mu\text{m}/\text{m}$ respectivement pour les bétons NR et R. Cette différence montre une rigidité moindre du béton réactif. L'analyse des évolutions des modules d'élasticité déduits de ces valeurs de déformations sera menée dans le paragraphe 2.5.2.3.3. Durant le mois suivant la décharge, dans les deux cas, une recouvrance différée est observée. A la fin de la phase 4, soit 399 jours après coulage, elle est achevée. A cette échéance, la recouvrance différée cumulée avec le retour élastique représente une relaxation longitudinale de 387 $\mu\text{m}/\text{m}$ pour le béton NR et de 617 $\mu\text{m}/\text{m}$ pour le béton R. Ces déformations représentent respectivement 77,2% et 53,2% des déformations totales sous charge des bétons correspondants.

Le retour élastique et la recouvrance différée du béton R sont plus importants que ceux du béton NR. Cette différence de comportement se traduit par une augmentation des déformations longitudinales induites par la réaction durant la phase 4 (figure 2.12). Ce gonflement est la conséquence probable d'une réouverture des fissures induites par la RAG avant chargement. En effet, les fissures perpendiculaires au chargement, maintenues fermées par le chargement, peuvent se réouvrir suite à la décharge des éprouvettes. Cependant, les déformations longitudinales induites par la réaction à la fin de la recouvrance différée (746 $\mu\text{m}/\text{m}$ à 399 jours après coulage) restent inférieures à celles avant chargement (1157 $\mu\text{m}/\text{m}$). Cela signifie que les fissures ne se réouvrent pas totalement.

- Déformations orthoradiales (direction non chargée)

Dans la direction orthoradiale, qui correspond à la direction libre sous chargement uniaxial longitudinal de compression, un retour élastique caractérisé par une diminution des déformations se produit lors de la décharge (figure 2.17). Il est la conséquence de l'effet Poisson du retour élastique longitudinal. La valeur de cette recouvrance élastique est de 89 $\mu\text{m}/\text{m}$ et 106 $\mu\text{m}/\text{m}$ respectivement pour le béton NR et le

béton R. Cette différence se traduit alors par une diminution des déformations orthoradiales induites par la RAG lors de la décharge (figure 2.12). Cela signifie que les fissures parallèles à la direction de compression se referment légèrement lors de la décharge.

Les évolutions des déformations de recouvrance différée orthoradiales des éprouvettes NR et R sont différentes (figure 2.17). En effet, dans le cas du béton NR, des déformations différées de contraction se développent, puis se stabilisent très rapidement. Il s'agit de l'effet Poisson en fluage. En revanche, dans le cas du béton R, on observe un gonflement différé durant les premiers jours qui suivent la décharge, puis une stabilisation (figure 2.17). En prenant la différence entre les déformations orthoradiales du béton R et du béton NR, ce gonflement différé orthoradial se produisant durant les 30 jours qui suivent la décharge représente $96 \mu m/m$ sur la totalité de la phase. Bien que la RAG soit achevée, le mécanisme à l'origine de ce gonflement différé pourrait être lié aux fissures parallèles à l'axe de chargement de la phase 3, qui ont été induites par le développement de la RAG durant les phases 2 et 3. Une ouverture supplémentaire de ces fissures pourrait alors se produire sous l'effet du retour élastique des granulats qui entraînerait des déformations différées de la matrice. Cette hypothèse sera détaillée plus finement dans le paragraphe 2.5.2.3.3.

- Variation relative de volume induite par la réaction après chargement

Pendant toute la phase 4, un gonflement se développe dans les deux directions, longitudinale et orthoradiale. Cela se traduit logiquement par une augmentation de la trace du tenseur des déformations induites par la réaction, comme le montre l'encart (C.2) de la figure 2.12. La variation relative de volume du béton réactif est égal à $4695 \mu m/m$ en début de phase, et atteint $5085 \mu m/m$ à la fin de celle-ci. Cela signifie que la décharge du béton atteint de RAG, suite à un chargement tardif, a engendré une augmentation de 8,3% des gonflements. Etant donné que la RAG est achevée préalablement au début de cette phase 4, la variation relative de volume est probablement liée à des ouvertures de fissures dues à la RAG qui se sont formées durant les précédentes phases.

2.5.2.3 Analyse et exploitation des évolutions des déformations

Les évolutions des déformations peuvent être analysées de manière plus approfondie afin d'émettre des hypothèses sur les mécanismes qui pourraient se produire à l'échelle mésoscopique et expliquer ainsi les comportements observés. Dans un premier temps, nous allons analyser les évolutions des valeurs du module d'élasticité et du coefficient de Poisson à différentes échéances. Dans un second temps, nous présenterons des hypothèses sur le développement de la fissuration induite par la RAG dans le cas où les déformations sont libres, puis dans celui d'un chargement de compression uniaxiale tardif.

2.5.2.3.1 Evolution du module d'élasticité et du coefficient de Poisson avant et après fluage

Les valeurs du module d'élasticité et du coefficient de Poisson ont été calculées en début et fin de phase 3, à savoir lors de la mise en charge et lors du déchargement. Ces propriétés ont été déduites des déformations longitudinales et orthoradiales mesurées par les capteurs FO (tableau 2.4). Le coefficient de Poisson est calculé en divisant la déformation orthoradiale par celle longitudinale obtenue simultanément par les capteurs à fibres optiques (FO). La précision de ces mesures est à relativiser puisque les déformations ne sont enregistrées que sur une seule éprouvette. En effet, lors des opérations de chargement et de déchargement, l'interrogateur à fibre optique ne permet d'enregistrer en simultané que les déformations longitudinales et orthoradiales d'une seule éprouvette.

• Module d'élasticité

A la mise en charge, le module d'élasticité du béton NR est de 40,6 GPa et celui du béton R est de 33,8 GPa. Ces valeurs sont similaires à celles évaluées lors des essais de caractérisation effectués une semaine avant la mise en charge, qui pour rappel sont respectivement égales à 40,5 et 33,6 pour les bétons NR et R (tableau 2.3).

Le gonflement des éprouvettes utilisées spécifiquement à la caractérisation mécanique est de $675 \mu m/m$ à la date de l'essai de module d'élasticité. A la même échéance, pour les éprouvettes destinées au fluage, ce gonflement est plus élevé et égal à $1175 \mu m/m$. Cette différence peut s'expliquer par une montée en température des éprouvettes de caractérisation plus lente. En effet, ces éprouvettes sont conservées dans un important volume de solution d'hydroxyde de sodium qui tempore leur montée en température. Par conséquent, la réaction dans les éprouvettes destinées au fluage s'est initiée plus rapidement. La similarité

des modules d'élasticité malgré des gonflements différents tend à démontrer que l'endommagement du béton est causé par les premiers gonflements de RAG, comme postulé par Multon (2003). Ce dernier explique que la diminution du module d'élasticité induite par la réaction se produit majoritairement avant d'avoir atteint la moitié du potentiel de gonflement du béton réactif.

TABEAU 2.4 – Évolutions des propriétés mécaniques avant et après fluage sous une charge de compression uniaxiale de 13,6 MPa

Formulation	Non-Réactive (NR)	Réactive (R)	Ecart relatif
Module d'Young [GPa]			
Début phase 3, mise en charge (138 jours)	40,6 (335 $\mu m/m$)	33,7 (403 $\mu m/m$)	-16,9%
Fin phase 3 lors du déchargement (369 jours)	41,1 (331 $\mu m/m$)	34,6 (393 $\mu m/m$)	-15,8%
Evolution entre les deux dates	+1,2%	+2,5%	+1,3%
Coefficient de Poisson			
Début phase 3, mise en charge (138 jours)	0,27 (90 $\mu m/m$)	0,31 (125 $\mu m/m$)	-14,8%
Fin phase 3 lors du déchargement (369 jours)	0,27 (89 $\mu m/m$)	0,27 (106 $\mu m/m$)	0,0%
Evolution entre les deux dates	0,0%	-13,0%	+13,0%

NB : les valeurs entre parenthèses sont celles des déformations élastiques (longitudinales pour le module d'Young, orthoradiales pour le coefficient de Poisson) ayant permis de déterminer les valeurs du module d'élasticité et du coefficient de Poisson

A la décharge, correspondant à la fin de la phase 3, le module d'élasticité du béton NR mesuré est de 41,1 GPa, ce qui représente une augmentation très faible, de +1,2%, qui est de l'ordre de précision de la mesure. Une augmentation similaire (+2,5%) est observée sur le module du béton R, qui pour sa part est de 34,6 GPa. L'application d'une contrainte de compression d'environ 30% de la résistance en compression, soit dans le domaine linéaire du fluage avec le chargement, associé à une poursuite de l'avancement de la RAG, n'induit donc pas un endommagement supplémentaire du béton dans le sens chargé.

• Coefficient de Poisson

Lors la mise en charge en début de la phase 3, les valeurs des coefficients de Poisson des bétons NR et R sont respectivement de 0,27 et 0,31. Comme déjà énoncé lors de la présentation des déformations, cet écart est la conséquence probable d'une fissuration de la matrice induite par la RAG. Lorsque le béton est chargé dans l'axe longitudinal, les fissures orientées suivant cet axe s'ouvrent perpendiculairement, à savoir dans les directions radiale et orthoradiale du cylindre.

A la décharge en fin de phase 3, les coefficients de Poisson des deux bétons sont tous les deux égaux à 0,27. La diminution de -13,0% observée sur le béton R pourrait s'expliquer par une refermeture par effet Poisson des fissures orientées selon l'axe de chargement. La différence entre les valeurs du coefficient de Poisson à la mise en charge et à la décharge du béton R semble donc démontrer que les fissures dues à la RAG et orientées selon l'axe de chargement, s'ouvrent davantage à la mise en charge, qu'elles ne se referment à la décharge. Ce phénomène pourrait être en lien avec les déformations orthoradiales différées sous charge du béton R qui sont significativement plus élevées que celles du béton NR. Pour rappel, comme expliqué dans la partie 2.5.2.2.3, celles-ci traduiraient une ouverture supplémentaire de ces fissures suivant l'axe de chargement sous l'effet couplé du fluage et de la poursuite de la RAG.

2.5.2.3.2 Hypothèses sur l'évolution de la micro-fissuration autour des granulats et des gonflements dus à la RAG en condition non chargée

L'évolution des déformations induites par la RAG, associée à une analyse détaillée des profils de déformations obtenus par les capteurs à fibre optique (figure 2.19 et dans l'annexe 3.5), permet d'établir des hypothèses utiles à la modélisation quant au développement de la fissuration dans le cas des gonflements libres. Ces hypothèses dans le cas où les éprouvettes sont laissées non chargées durant la totalité du programme expérimental (encart B.1 de la figure 2.12) sont retranscrites dans la figure 2.18. Sur cette figure, le béton est schématisé comme une matrice de mortier (1) dont le comportement n'est influencé que par un granulat réactif présent en son sein (2). Dans cette matrice, la porosité au voisinage du granulat (3) est majoritairement présente dans le sens du coulage (sens vertical de la figure 2.18). Cette localisation préférentielle est la conséquence d'une remontée de l'air occlus, qui s'effectue lors de la vibration du béton et qui est gênée par la présence des granulats. Cet air se retrouve en partie piégé en partie inférieure du granulat. Lorsque la réaction n'est pas encore initiée (A), ce qui représente les 40 premiers jours après

coulage dans notre protocole, aucune contrainte ne s'exerce dans la matrice, puisque le béton n'est pas chargé et que, la réaction n'étant pas initiée, il n'y a pas de gels de RAG susceptibles d'appliquer une pression sur celle-ci.

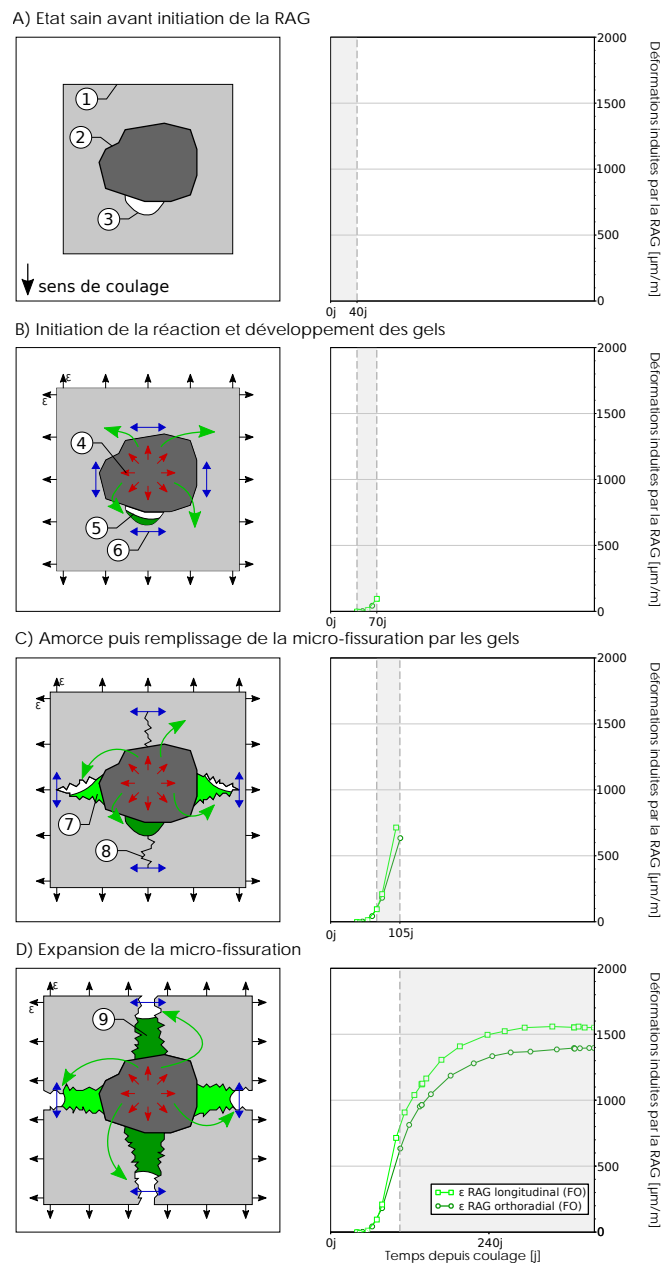


FIGURE 2.18 – Hypothèses d'évolution de la fissuration induite par la RAG (à gauche) en fonction de l'évolution des déformations induites par la RAG dans le cas des éprouvettes maintenues non chargées durant la totalité du programme expérimental (à droite)

Une fois la réaction initiée (*B*), le développement du gel entraîne un gonflement du granulat (*4*). Néanmoins, la majorité du gel produit va combler dans un premier temps la porosité connectée (*5*) dans le granulat et à son voisinage immédiat, notamment celle localisée sous le granulat par rapport au sens de coulage. Le gonflement engendré par la part de gel qui n'a pas accès à la porosité, demeure alors modéré. Une fois la porosité connectée totalement colmatée, tout supplément de gel formé provoque une mise en pression et par conséquent un gonflement. Cela se traduit au niveau macroscopique par une augmentation progressive de la cinétique des gonflements. Cependant, à ce stade de la réaction, les contraintes orthoradiales aux abords des granulats (*6*) liées à la pression de gel dans et autour du granulat n'atteignent pas la résistance en traction de la matrice et n'entraînent donc pas encore sa fissuration. Cela se traduit à l'échelle du béton par un faible gonflement isotrope de celui-ci ($< 200 \mu\text{m/m}$). Ces gonflements sont observables entre 40 et 70 jours après coulage sur les éprouvettes du programme expérimental. Cette

hypothèse est confirmée par les profils de déformations fournis par les capteurs FO instrumentant les éprouvettes réactives (figure 2.19 et annexe 3.5). En effet, sur le profil de déformations enregistré 70 jours après coulage dans la figure 2.19, le gonflement est homogène sur la longueur développée du capteur et aucun pic de déformation, caractérisant la présence de fissures, n'est encore visible.

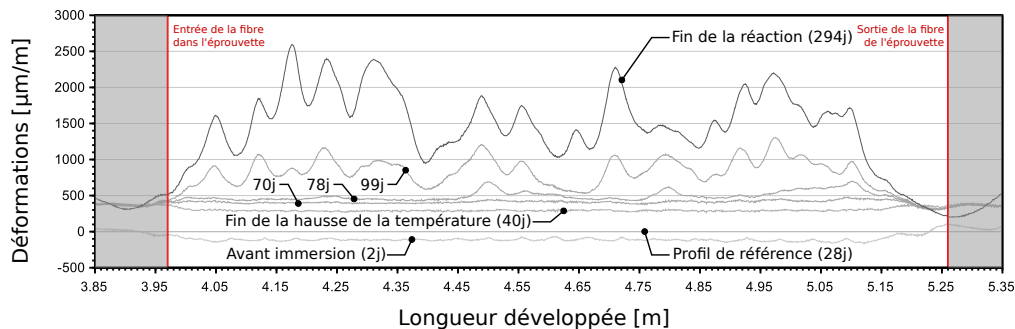


FIGURE 2.19 – Profil de déformations mesuré suivant la longueur développée du capteur FO orthoradial de l'éprouvette réactive laissée non chargée durant la totalité du programme expérimental à plusieurs échéances après coulage

Lorsque les contraintes orthoradiales autour des inclusions dépassent la résistance à la traction de la matrice, les premières fissures apparaissent (*C*). Cependant, l'ouverture des fissures n'est, dans un premier temps, pas isotrope comme le montre l'écart entre les évolutions des déformations longitudinales et orthoradiales (figure 2.18). Les fissures orientées dans les plans perpendiculaires au sens de coulage s'amorcent en premier (*7*). Elles sont alors déjà ouvertes et en partie remplies de gel lorsque celles orientées suivant l'axe longitudinal de coulage s'amorcent à leur tour (*8*). Dans le cadre de ce programme expérimental, le début de cette anisotropie de fissuration est observé entre 70 et 105 jours après le coulage du béton. La comparaison de l'évolution des profils de déformations enregistrés par les capteurs FO longitudinaux et orthoradiaux confirment cette hypothèse de chronologie d'initiation de la fissuration. Les pics de déformations, révélateurs de l'apparition de microfissures, apparaissent plus tôt sur les mesures des capteurs FO longitudinaux traversant les microfissures qui vont se former dans les plans perpendiculaires à l'axe de chargement. Cette anisotropie de la fissuration pourrait s'expliquer par une porosité connectée plus importante dans le sens du coulage selon (Clark 1991, Larive et al. 2000), mais aussi par la forme des granulats. En effet, lors du coulage, les granulats vont naturellement s'orienter de sorte à ce que leur élanement maximal soit perpendiculaire au sens de coulage. Cette orientation des granulats renforcerait l'effet de piégeage de la remontée d'air occlus sous le granulat. Il en résulte une porosité plus importante suivant l'axe de coulage qui va retarder la formation des fissures suivant ce même axe, puisque le gel devra colmater au préalable cette porosité avant de pouvoir exercer des contraintes sur la matrice enrobant le granulat.

La réaction poursuivant son développement, la pression du gel tend à augmenter (*D*), ce qui permet au gel de diffuser dans les fissures ; le gel engendre alors une ouverture supplémentaire de celles-ci (*9*). Le réseau de fissures dans la matrice s'étend et, à terme, relie les granulats entre eux. Le gel continue alors de se diffuser à travers ce réseau de fissures. Une fois l'endommagement de la matrice suffisamment important, l'anisotropie initiale de fissuration disparaît. Dès lors, le gonflement macroscopique du béton redevient isotrope jusqu'à la fin de la réaction. Entre 105 jours et 240 jours après coulage, le gonflement du béton est alors principalement engendré par l'ouverture progressive des fissures existantes. Cette hypothèse est validée par l'augmentation des pics sur les profils de déformations obtenus avec les capteurs à FO (profil à 294 jours en fin de programme d'essai de la figure 2.19).

2.5.2.3.3 Hypothèses sur l'évolution de la micro-fissuration autour des granulats et des gonflements dus à la RAG dans le cas d'un chargement de compression uniaxiale tardif

Les hypothèses sur l'évolution de la fissuration dans le cas d'un chargement tardif sont schématisées dans la figure 2.21. Comme pour les déformations libres, ces schémas sont positionnés en vis-à-vis des évolutions des déformations induites par la réaction enregistrées pendant le programme expérimental (encart *B.2* de la figure 2.12). Pour rappel, ces évolutions correspondent à la différence entre les déformations mesurées sur des éprouvettes réactives et celles sur les non-réactives pendant la phase 3 sous chargement uniaxial. Dans le cas présent, l'analyse des évolutions est aussi couplée avec une analyse détaillée des profils de déformations (figure 2.20 et annexe 3.5). Avant le chargement, l'état de fissuration induit par

la RAG est bien avancé comme l'indique le graphe d'avancement de la réaction. Il correspond à celui de l'étape (*D*) des éprouvettes libres de tout chargement de la figure 2.18. Les fissures sont alors remplies de gel (*1*) et relient les granulats (*A*).

Lors des quinze premiers jours sous chargement uniaxial (*B*), sous l'effet de la contrainte, les fissures orientées dans les plans perpendiculaires au chargement se referment (*2*). Par conséquent, la pression du gel dans ces fissures augmente. Cette hypothèse est confirmée par l'atténuation des pics de déformations observés par les capteurs FO longitudinaux des éprouvettes réactives (figure 2.20 et annexe 3.5). En parallèle, l'effet Poisson entraîne l'ouverture des fissures dans le sens du chargement (*3*). Dès lors, la pression de gel dans ces fissures axiales diminue. Il existerait ainsi une différence de pression entre les gels localisés dans les fissures orientées suivant l'axe de chargement qui s'ouvrent et dans celles perpendiculaires à ce même axe qui se ferment. Cette différence de pression pourrait entraîner une diffusion privilégiée des gels vers les zones de moindre pression, à savoir les fissures longitudinales (*4*). 15 jours après le chargement, ce transfert paraît terminé car la cinétique des gonflements orthoradiaux du béton chargé redevient similaire à celle du béton non chargé. Notons à ce stade que ces 15 jours de "rééquilibrage des pressions" entre fissures verticales et horizontales représentent un laps de temps court comparé à l'âge d'un barrage, ce qui pourrait autoriser une redistribution "directionnelle" des gels de RAG quasi instantanée en terme de modélisation. Nous reviendrons sur ce point dans la chapitre suivant.

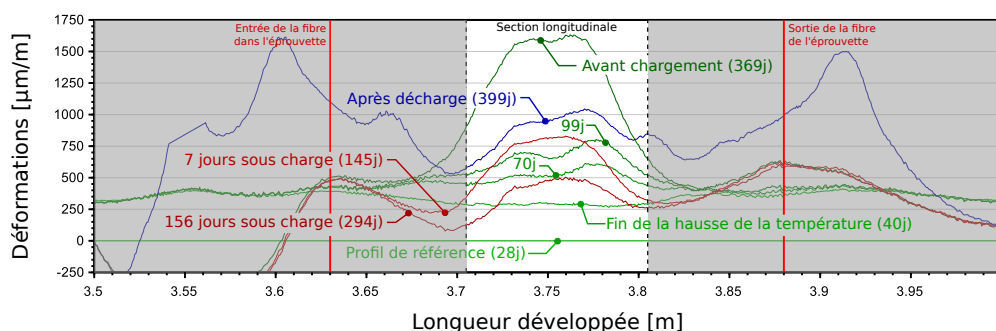


FIGURE 2.20 – Profil de déformations mesuré par le capteur longitudinal de l'éprouvette réactive chargée durant la phase 3 du programme expérimental à plusieurs échéances

Pendant les 150 jours suivants (*C*), la réaction se poursuit. La totalité du gel produit se diffuse dans les fissures parallèles à l'axe de compression, puisque les fissures perpendiculaires à cet axe sont fermées sous l'effet de la contrainte de compression. Les fissures longitudinales continuent alors de s'ouvrir (*5*). Cela se traduit à l'échelle macroscopique par des gonflements dans les directions libres plus importants que dans le cas où le béton n'est pas chargé, en d'autres termes, ce qui confirme l'hypothèse d'un report des gonflements de la direction comprimée vers les directions libres. Cette ouverture des fissures longitudinales pourrait entraîner une modification de la transmission des efforts autour des granulats, c'est-à-dire une modification des concentrations de contrainte, qui à son tour provoquerait un surplus de fluage de la matrice aux abords des granulats réactifs (*5*). Cet effet lié à l'ouverture des fissures orientées selon l'axe de chargement sous la pression des gels néoformés disparaît lorsque la réaction est achevée (*D*), soit environ 300 jours après coulage. La vitesse de fluage du béton réactif redevient alors comparable à celui du béton sain (*7*).

Lors de la décharge du béton (*E*), plusieurs mécanismes se produisent. Il y a un retour élastique du granulat, cette relaxation apparaissant pour tout type de granulat, qu'il soit réactif ou non. (*8*). Dans le cas du béton réactif, ce phénomène entraîne des déformations différées dans la matrice qui vont entraîner une ouverture supplémentaire des fissures orientées selon l'axe du chargement antérieur (*9*). Cela expliquerait pourquoi un gonflement différé dans le sens orthoradial est observé sur le béton réactif lors de la phase 4 du programme alors que la réaction est achevée. Sur les profils de déformations enregistrés par les capteurs FO orthoradiaux, cette ouverture de fissures se traduit par une augmentation des pics de déformations qui traduisent la présence de fissures (annexe 3.5). Une fois les éprouvettes déchargées, les fissures perpendiculaires au chargement peuvent également se réouvrir. En effet, le gel dans ces fissures, qui jusque-là était maintenu sous pression par le chargement, va se décharger progressivement et entraîner leur réouverture (*10*). Cette hypothèse semble confirmée par les profils de déformations enregistrés par les capteurs à fibre optique après décharge (figure 2.20). Sur ces profils, les pics de déformations liés à des ouvertures de fissures, qui ont été atténués durant la phase sous charge, sont de nouveau visibles.

L'ouverture de fissures supplémentaires dans les sens longitudinal et orthoradial expliquerait pourquoi la valeur de la trace du tenseur des déformations induites par la RAG (figure 2.12) avant et après décharge augmente, et ce, bien que la réaction soit arrêtée.

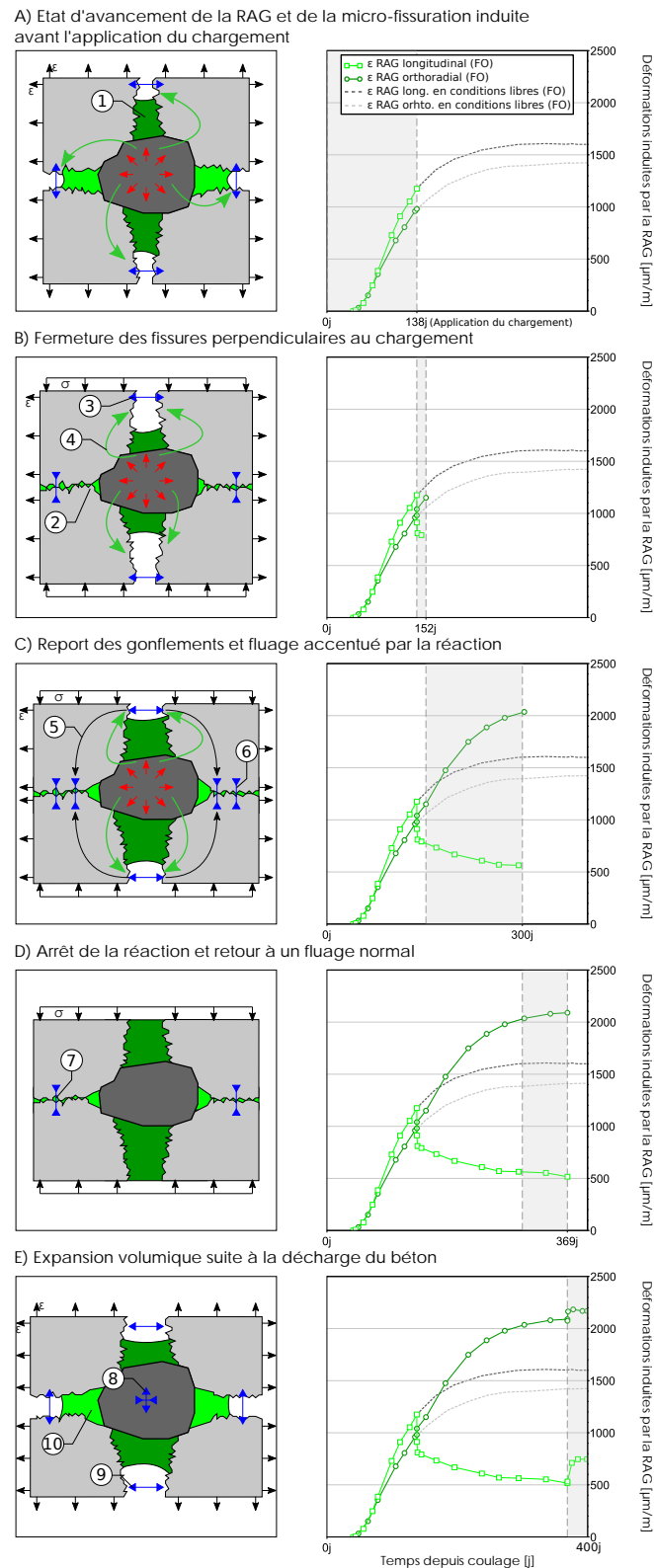


FIGURE 2.21 – Hypothèses sur l'évolution de la fissuration induite par la RAG pour les éprouvettes avant chargement, puis sous chargement (à gauche) en fonction des déformations induites par la RAG sur les éprouvettes chargées durant la phase 3 du programme expérimental (à droite)

2.6 Conclusions

L'objectif du programme expérimental était d'étudier les déformations d'un béton atteint de RAG dans des conditions représentatives de celles d'un barrage voute. Ces conditions correspondent au cas où un barrage subit des gonflements de RAG suffisamment significatifs pour générer du fluage de compression du béton, du fait des déformations gênées. Le programme expérimental a été conçu pour mieux comprendre les interactions entre la RAG et le fluage dans le cas d'un chargement tardif. Les résultats obtenus ont permis de formuler des hypothèses sur les mécanismes se produisant à l'échelle mésoscopique, en vue de mettre au point un modèle phénoménologique capable de reproduire le comportement à l'échelle de l'ouvrage en se basant sur les hypothèses mésoscopiques.

Le programme expérimental consistait en l'étude comparative du comportement de deux formulations de bétons ne se distinguant que par la réactivité de leurs gravillons. Ces bétons ont été soumis à 4 phases Thermo-Hydro-Chemo-Mécaniques. Pendant la première phase, les échantillons des deux bétons ont subi une cure dans une solution d'hydroxyde de sodium à 20°C de 28 jours. Durant la deuxième phase, l'ensemble des éprouvettes en solution a été chauffé à 38°C afin d'accélérer la RAG et le gonflement induit. Ces conditions Thermo-Hydro-Chimiques ont été maintenues jusqu'à la fin du programme expérimental (399 jours). La troisième phase est équivalente à la phase d'exploitation des barrages où le gonflement est suffisamment significatif pour qu'il soit gêné par la géométrie de l'ouvrage, ce qui entraîne un fluage en compression du béton. Par conséquent, cette phase a débuté lorsque l'état d'avancement de la RAG, estimé à partir des suivis de gonflements libres de la précédente phase, a été considéré comme suffisamment important. On peut ainsi parler de chargement « tardif ». Durant cette phase, entre 138 et 369 jours après le coulage, des éprouvettes des deux formulations, toujours immergées en solution alcaline à 38°C , ont été laissées libres pour certaines, et pour d'autres, chargées sous une contrainte de compression uniaxiale. Cette contrainte égale à 30% de la valeur de résistance à la compression la plus faible des deux bétons, à savoir celle du béton non-réactif à 132 jours (45,2 MPa). La quatrième et dernière phase correspond à la décharge des bétons.

Cette chronologie d'essais, associée aux essais de caractérisation mécanique à 28 et 132 jours, ainsi qu'un suivi des déformations axiales et orthoradiales des éprouvettes cylindriques avec des capteurs à fibre optique, ont permis de dresser les conclusions suivantes :

- Durant la phase 1, le gonflement hydrique observé lors de la cure en solution est isotrope et indépendant de la réactivité des gravillons. Le comportement similaire du béton réactif (R) et non-réactif (NR) montre que la RAG n'est pas encore initiée lors de cette phase.
- Lors du chauffage des bétons à 38°C en début de phase 2, la déformation thermique du béton est isotrope. Les coefficients de dilatation thermique des deux bétons R et NR diffèrent légèrement. Les formulations ne se distinguant que par le type de gravillons, cette différence est probablement la conséquence de coefficients de dilatation des gravillons légèrement différents.
- Le chauffage à 38°C a permis d'amorcer la RAG. Son développement se traduit par d'importants gonflements du béton R. Les gonflements induits par la réaction, lorsqu'ils sont inférieurs à $150\ \mu\text{m}/\text{m}$, sont isotropes. Au-delà, une anisotropie se développe. Ainsi, à la fin de la phase 2, les gonflements induits par la RAG dans le sens de coulage sont plus importants que ceux dans le sens perpendiculaire. Cette différence est de l'ordre de 16,6%. Cette anisotropie est la conséquence d'une fissuration de la matrice qui apparaît plus tardivement dans le sens de coulage que perpendiculairement. Ce décalage temporel est induit par la répartition de la porosité au voisinage du granulat, qui est majoritairement présente dans le sens de coulage, sous le granulat. En effet, le gel devra colmater au préalable cette porosité avant de pouvoir exercer des contraintes sur la matrice enrobant le granulat, et pouvoir ainsi ouvrir des fissures orientées selon l'axe de coulage.
- A la fin de la phase 2, des gonflements libres induits par la RAG, qui ont atteint $675\ \mu\text{m}/\text{m}$, induisent une diminution de 12,7% du module d'élasticité. La résistance à la compression, mesurée sur des éprouvettes destinées à la seule caractérisation mécanique, n'est pas impactée. Cette différence d'effets de la RAG sur les propriétés mécaniques du béton peut trouver son origine dans le fait que les fissures induites par la RAG sont radiales aux granulats. Lorsqu'un béton est chargé, les fissures perpendiculaires au chargement se referment, ce qui explique un module d'Young plus faible, en particulier pour les faibles contraintes de compression. Or, ces fissures radiales ne semblent pas affecter la résistance en compression, qui comme communément admis, l'est davantage par la décohésion de l'interface entre la matrice et les granulats. A cette même

échéance, le coefficient de Poisson du béton R laissé libre est de 0,31 contre 0,27 pour le béton NR. Cette différence peut s'expliquer par une ouverture des fissures dues à la RAG qui sont orientées selon l'axe de chargement.

- Durant la phase 3, dans le cas des éprouvettes laissées libres, les évolutions des déformations longitudinales et orthoradiales sont similaires. L'anisotropie observée durant la phase 2 est donc conservée mais ne s'accroît pas durant cette troisième phase. En effet, la porosité autour des granulats est désormais totalement colmatée. Le gonflement, dû à la pression exercée par les gels et à la fissuration qui en résulte, devient isotrope. Cette constatation plaide en faveur d'un gel relativement liquide, dont la pression serait relativement homogène et isotrope dans et autour du granulat réactif. Dans les deux directions, les gonflements sont achevés 290 jours après le coulage.
- Durant la phase 3 sous chargement, le béton R ayant subi au préalable des gonflements de RAG significatifs, non seulement ne gonfle plus suivant l'axe de chargement, mais il développe des déformations de fluage de compression plus importantes que celles du béton NR. Cette différence de comportement est observée pendant les 150 jours suivant la mise en charge. Cette période correspond à la période de la phase 3 durant laquelle la réaction continue son développement. Une fois la réaction achevée, la vitesse de fluage du béton R redevient similaire à celle du béton NR.
- Le maintien du chargement engendre la refermeture des fissures de RAG apparues préalablement au chargement et perpendiculaires à l'axe d'application de ce chargement de compression. Ce comportement associé au surplus de fluage du béton R se traduit par une résorption de 53,7% des gonflements libres antérieurs au chargement, cela uniquement suivant l'axe de chargement. Cette possibilité de résorption partielle du gonflement libre lors d'un chargement de compression dit "tardif" constitue une nouvelle donnée expérimentale que les modèles ne pourront pas négliger.
- Durant la phase 3, les gonflements induits par la réaction dans les directions orthoradiales, correspondant aux directions libres des bétons chargés, sont supérieurs dans le cas du béton R chargé par rapport au béton R non chargé. Dans le cas d'un chargement tardif, un report des gonflements de la direction chargée vers celles libres se produit. De plus, étant donné que la valeur de la trace du tenseur des déformations induites par la RAG est identique dans le cas chargé et dans le cas libre, cela signifie que ce report est total. Ce phénomène de report des gonflements pourrait s'expliquer par la diffusion des gels dans les fissures verticales qui s'ouvrent, plutôt que dans celles localisées dans les plans perpendiculaires à l'axe de chargement et maintenues fermées par ce dernier.
- Lors du déchargement en début de phase 4, l'analyse des déformations élastiques montrent que le fluage tardif d'un béton réactif n'a pas d'impact sur son module d'élasticité. En revanche, le coefficient de Poisson diminue. Cette diminution peut être attribuée au développement des fissures perpendiculaires au chargement durant la phase 3 et à leur refermeture partielle lors de la décharge.
- Durant la phase 4, bien que la réaction soit arrêtée, les comportements des bétons R et NR sont différents. Dans le sens longitudinal, sens anciennement chargé, on observe un gonflement supérieur du béton R, qui peut être attribué à la réouverture des fissures fermées suite à l'application du chargement, sans doute induit par un rééquilibrage des pressions de gel entre les fissures verticales et horizontales. Dans le sens orthoradial, un gonflement différé du béton R se développe à court terme et se stabilise rapidement, alors que le béton NR se contracte. Ce gonflement orthoradial du béton R pourrait être la conséquence du retour élastique des granulats, qui provoquerait des déformations différentielles dans la matrice. Sur la totalité de la phase 4, le gonflement observé dans les deux directions se traduit par une augmentation de 8,3% de la trace des déformations attribuées à la RAG durant les phases antérieures.

L'analyse et l'exploitation des évolutions des déformations ont montré que la fissuration de la matrice et le fluage d'un béton réactif sont corrélés à l'état de contrainte aux abords des granulats, et à la pression du gel de RAG. Ce gel pourrait donc être considéré comme un fluide susceptible de migrer d'une famille de fissure à une autre, tout en restant au voisinage du granulat. Cela signifie que pour modéliser correctement le comportement d'un béton atteint de RAG, il serait profitable de connaître l'état de contrainte autour du granulat. Sur la base de ces analyses, un modèle basé sur les principes de l'homogénéisation analytique non-linéaire et de la poro-mécanique a été étudié et est présenté dans le prochain chapitre.

Chapitre 3

MODELE D'HOMOGENEISATION

3.1 Contexte numérique

Les résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de cette thèse ont mis en avant un fort couplage entre la RAG et le fluage. En effet, lorsque la réaction chimique se développe, l'effet d'un chargement tardif conduit à des déformations de fluage plus importantes que dans le cas où le béton est chargé dès le début de la réaction. Ce surplus de déformation est la combinaison d'une refermeture des micro-fissures induites par la réaction et d'un surplus de fluage aux abords des granulats réactifs. De plus, ce chargement tardif entraîne un report des gonflements de la direction chargée vers les directions libres.

Ces observations expérimentales montrent que pour modéliser correctement le comportement d'une structure atteinte de RAG, il est nécessaire de prendre en compte l'état de contrainte aux abords des granulats réactifs. Actuellement, des modèles de béton numériques essaient de prendre les aspects micro-mécaniques à l'origine de ces phénomènes Giorla et al. (2015), cependant leur utilisation à l'échelle des ouvrages reste délicate en raison du coût numérique qu'ils impliquent (Gallyamov et al. 2020).

La solution pour permettre de calculer des structures de grandes dimensions, tout en prenant compte de l'état de contrainte aux abords de granulats passe par conséquent par une homogénéisation analytique non-linéaire. Des approches multi-échelles ont déjà été tentées récemment pour modéliser la dégradation au sein de bétons atteints de RAG. Cependant la solution proposée reposait sur une analyse numérique aux deux échelles, ce qui reste relativement peu économique en termes de temps de calcul, et le modèle ne permettait pas de s'adapter à toutes les configurations de chargement (Gallyamov et al. 2022). Parallèlement un nouveau modèle couplant plasticité, fluage, élasticité et présence de fluides dans la porosité des phases a été proposé par Sellier et al. (2019) et utilisé avec un certain succès pour prédire la résistance à la traction de la terre crue à divers degrés de séchage en se basant sur l'état de contrainte effective aux abords des grains de sable (Anglade 2022).

Ce modèle d'homogénéisation non-linéaire va maintenant être adapté au cas du béton atteint de RAG. La solution analytique issue de l'étape de localisation en contexte élasto-visco-plastique est présentée en première partie de ce chapitre, elle permet d'accéder à l'état de contrainte aux abords des granulats sans demander une forte puissance de calcul, puisque la prédiction des interactions non-linéaires entre l'inclusion et la matrice ne nécessite plus le recours à un maillage fin (comme dans le cas du béton numérique), mais est résolue analytiquement, conduisant à la résolution d'un problème numérique bien plus modeste. Dans un second temps, le choix des critères de plasticité applicables à l'échelle microscopique, ainsi que les équations régissant les pressions des fluides intra-poreux (eau et gel de RAG ou de RSI) dans chaque phase (inclusion et matrice) seront présentés. Ce modèle sera dans un troisième temps confronté aux résultats d'un modèle mésoscopique (béton numérique) et sera appliqué à la modélisation des résultats expérimentaux obtenus durant la thèse. Le modèle sera ensuite utilisé pour expliquer l'état actuel d'un barrage à partir des données d'auscultation, et pour tenter de prédire son évolution .

3.2 Présentation du modèle

Le modèle utilisé dans cette thèse doit permettre de décrire le comportement d'un matériau biphasique constitué d'inclusions, représentant ici des granulats réactifs, englobées dans une matrice, qui dans le cas présent est un mortier à base cimentaire. Une solution analytique vise à déterminer le comportement homogénéisé incrémental de ce matériau. La spécificité de ce modèle réside dans le fait, que dans ce comportement homogénéisé, les déformations anélastiques à l'interface granulat-matrice peuvent être choisies indépendamment de celles dans le reste de la matrice (loin des inclusions), ce qui permet d'accroître les latitudes de description physique et ainsi de combiner les critères micro-mécaniques rappelés dans Sellier et al. (2019) et l'approche poro-mécaniques déjà utilisée dans Grimal et al. (2008a). Ce nouveau contexte d'utilisation des critères micro-mécaniques est utilisable pour différents types de géomatériaux, tels que la terre crue dans Anglade (2022).

Ce contexte de modélisation permet en effet d'accéder à une échelle mésoscopique descriptive des phénomènes. Comme cela est illustrée dans Sellier (2022), cette échelle utilise la notion de "points d'intérêts" situés à la surface des granulats réactifs d'une part et à distance de celui-ci d'autre part. Ces points d'intérêt permettent alors d'évaluer des critères micro-mécaniques locaux et de réaliser des écoulements plastiques ou visqueux plus ou moins découplés entre eux, et cela en de multiples points du milieu hétérogène. Comme tout cela est faisable de façon analytique, il en résulte un gain de temps appréciable par rapport aux approches mésoscopiques par béton numérique. L'objet de ce chapitre est de définir les critères et les écoulements plastiques ou visqueux qui doivent, bien entendu, être choisis pour être compatibles avec les hypothèses formulées à l'issue de nos essais.

Le comportement homogénéisé est par conséquent déterminé à l'échelle du VER (Volume Élémentaire Représentatif). Les hypothèses relatives à ce VER seront tout d'abord détaillées. Dans un second temps, la solution analytique du modèle ainsi que les principes et la mise en oeuvre de l'homogénéisation seront rappelés. Par la suite, nous verrons comment prendre en compte dans cette solution générale les effets dus à la RAG, et plus généralement ceux des RGI (Réactions de Gonflements Internes). Enfin, l'intégration de ce modèle d'homogénéisation non-linéaire analytique en tant que loi de comportement mécanique dans un code aux Elements Finis sera décrite.

3.2.1 Choix du volume élémentaire représentatif

Le béton durci est un matériau composite, il se compose de granulats de tailles différentes, aux géométries variées, et qui sont repartis aléatoirement dans une matrice cimentaire. Afin de faciliter la modélisation de son comportement au travers d'une homogénéisation analytique, et ainsi permettre un calcul à l'échelle de l'ouvrage, cette réalité nécessite d'être simplifiée. Ainsi, dans le modèle mis au point, les granulats sont représentés par des inclusions sphériques distribuées aléatoirement dans une matrice. Cette matrice peut être :

- soit la pâte de ciment, et les inclusions représentent alors la totalité des granulats ;
- soit le mortier associant pâte cimentaire et sable, et les gravillons sont alors les seules inclusions.
- soit le béton englobant un seul type de granulats (par exemple les granulats réactifs) ; la matrice associe alors la pâte cimentaire, le sable et les autres type de granulats (les non-réactifs, pour poursuivre l'exemple précédent).

Pour rappel, un VER est la représentation fictive et statistiquement représentative d'une partie du matériau modélisé, ici le béton. La taille de ce VER doit être supérieure à la taille des constituants du matériau étudié. Le volume que représentent les inclusions au sein de ce VER, ou fraction volumique (ϕ_i), est identique à celui que représente les granulats dans le béton en fonction de la matrice considérée. La réponse mécanique d'un volume de béton ne doit plus varier au-delà la taille du VER.

Le comportement de ce VER soumis à une sollicitation extérieure est déterminé en deux étapes dites "étapes de localisation" pour la première, et "étape d'homogénéisation" pour la seconde. L'étape de localisation consiste à estimer la réponse d'une inclusion (i) de rayon (R) enrobée d'une matrice (m). Cette étape est représentée sur la figure 3.1, où Ω_m représente l'ensemble des points compris dans la matrice, Ω_i ceux dans l'inclusion, $d\Omega_m$ les limites du problème, et $d\Omega_i$, l'interface entre la matrice et l'inclusion. La solution analytique de cette réponse doit permettre d'exprimer le champ de déplacement en tout point (M) de cette configuration élémentaire. Cependant, cette solution ne considère aucune interaction entre les inclusions. Pour prendre en compte ces interactions, le résultat doit être pondéré par la fraction volu-

mique d'inclusion. Cette pondération correspond à la seconde étape, qui est l'étape d'homogénéisation. Le résultat qui en est issu permet alors d'obtenir le comportement global du VER soumis à une sollicitation extérieure.

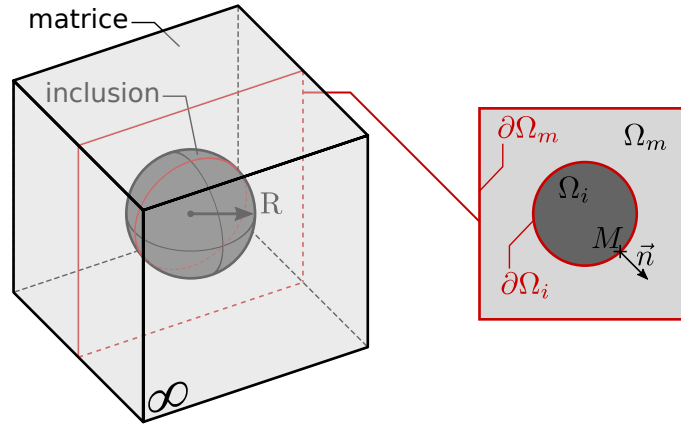


FIGURE 3.1 – Représentation 3D et 2D du problème élémentaire, avec une inclusion i de rayon R enrobée d'une matrice infinie m , \vec{n} étant la normale à l'interface sortant par rapport à l'inclusion

3.2.2 Etape de localisation en contexte élasto-plastique

L'étape de localisation nécessite de déterminer la réponse à une sollicitation extérieure de la matrice infinie englobant l'inclusion. Après avoir énoncé avec plus de détails ce problème, nous présenterons les champs de déplacements qui en sont solutions.

3.2.2.1 Énoncé du problème

En tout point de l'ensemble que constituent la matrice et l'inclusion (Ω dans la figure 3.1), supposons que le champ de déplacement total (\vec{u}) peut être décomposé en une partie élastique et une autre anélastique, respectivement \vec{u}^e et \vec{u}^a dans les équations 3.1. Cette décomposition est valable dans la matrice (Ω_m) et dans l'inclusion (Ω_i), ce qui assure le caractère licite du champ de déplacement total.

$$\vec{u} = \vec{u}^e + \vec{u}^a \quad \forall M \in \Omega \implies \begin{cases} \vec{u}^m = \vec{u}^{e,m} + \vec{u}^{a,m} & \forall M \in \Omega_m \\ \vec{u}^i = \vec{u}^{e,i} + \vec{u}^{a,i} & \forall M \in \Omega_i \end{cases} \quad (3.1)$$

Le champ de déplacement élastique et le champ de contrainte résultant doivent respecter les hypothèses de la mécanique des milieux continus (équations 3.2). Cela signifie que, en tout point de l'ensemble, l'équilibre statique doit être vérifié par le champ de contrainte totale (au sens poro-mécanique) ($\vec{\sigma}^j$ dans l'équation 1 dans 3.2), l'hypothèse des petites déformations est utilisée (équation 2 dans 3.2), et les tenseurs de déformations élastiques ($\vec{\varepsilon}^{e,j}$) et de contraintes effectives ($\vec{\sigma}'^j$) sont reliés au travers de la loi de Hooke généralisée, par l'intermédiaire du module de compressibilité (K^j) et de cisaillement (G^j) des deux phases ($j \in \{i, m\}$) (équation 3 dans 3.2).

$$\forall M \in \Omega_j \begin{cases} \operatorname{div}(\vec{\sigma}^j) = \vec{0} & (1) \\ \vec{\varepsilon}^{e,j} = \frac{1}{2} \left(\overline{\operatorname{grad}}(\vec{u}^{e,j}) + {}^t\overline{\operatorname{grad}}(\vec{u}^{e,j}) \right) & (2) \\ \vec{\sigma}'^j = \left(K^j - \frac{2}{3} G^j \right) \operatorname{tr}(\vec{\varepsilon}^{e,j}) \bar{I}_3 + 2 G^j \vec{\varepsilon}^{e,j} & (3) \end{cases} \quad \text{où } j \in \{m, i\} \quad (3.2)$$

A l'interface inclusion-matrice ($\partial\Omega_i$ dans la figure 3.1), la continuité statique entre les contraintes totales normales à cette interface dans l'inclusion ($\vec{\sigma}^i$) et dans la matrice doit être respectée ($\vec{\sigma}^m$) (équation 3.3).

$$\forall M \in \partial\Omega_i \quad \vec{\sigma}^i \cdot \vec{n} = \vec{\sigma}^m \cdot \vec{n} \quad (3.3)$$

Toujours à cette interface, la continuité cinématique doit aussi être respectée (équation 3.4), le déplacement total de la matrice (\vec{u}^m) est égal à celui de l'inclusion (\vec{u}^i). En d'autres termes, cela signifie que le décollement entre les deux milieux n'est possible que par l'intermédiaire d'un saut de déplacement anélastique (qui par la suite sera à son tour homogénéisé dans l'inclusion).

$$\forall M \in \partial\Omega_i \quad \vec{u}^i(M) = \vec{u}^m(M) \quad (3.4)$$

De par la géométrie du problème, et afin de simplifier l'expression de la solution analytique, un repère sphérique est utilisé (figure 3.2a). Les champs de déplacement présentés par la suite seront donc exprimés dans ce repère en supposant que les angles sont définis par rapport aux directions principales du chargement à l'infini ($\vec{e}_1, \vec{e}_2, \vec{e}_3$). Les valeurs particulières de ces champs pourront alors être exprimées en plusieurs points d'intérêt conformément à ce qui est préconisé dans Sellier et al. (2019) et Sellier (2022) et représenté sur la (figure 3.2b). Ces points d'intérêt, au nombre de 7, sont représentés dans la figure 3.2b. Ils correspondent :

- au centre de l'inclusion ($r = 0$);
- aux intersections respectives des trois directions principales du chargement avec l'interface inclusion-matrice ($r = R$);
- aux limites à l'infini du problème dans les trois directions principales du chargement ($r = \infty$).

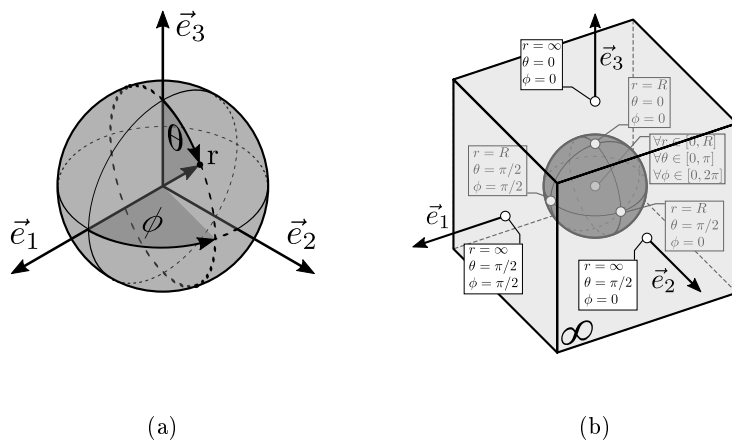


FIGURE 3.2 – Représentation du repère sphérique (a) et visualisation des points d'intérêt du problème dans ce repère (b)

3.2.2.2 Présentation du champ élastique

Pour rappel, un champ de déplacement élastique, qui serait solution du problème, doit respecter les hypothèses de la mécanique des milieux continus (équation 3.2). Dans le repère sphérique, cela conduit à utiliser un champ de déplacement élastique dont l'expression est notamment fournie par Dewey (1947). Cette solution suppose que les déformations élastiques dans l'inclusion sont homogènes, ce qui correspond à une inclusion dans un milieu infini (ε_k^i où $k \in \{1, 2, 3\}$). Cette solution sera reprise par Eshelby (1957) pour exprimer ses tenseurs de localisation. Pour mémoire, le champ de déplacement élastique exprimé dans le repère sphérique et proposé par Dewey, qui est donc statiquement et cinématiquement admissible, est le suivant :

$$\forall r \in [R, \infty] \quad \begin{cases} u^{e,m,r}(r, \theta, \phi) = \frac{1}{3} \left(r + \frac{B_2}{r^2} \right) (A + B + C) + \left(r + \frac{C_2}{r^2} + \frac{C_4}{r^4} \right) \cdot M^{1e}(\theta, \phi) \\ u^{e,m,\theta}(r, \theta, \phi) = \left(r + \frac{2G^m}{3(G^m + K^m)} \frac{C_2}{r^2} - \frac{2C_4}{3r^4} \right) \cdot M^{2e}(\theta, \phi) \\ u^{e,m,\phi}(r, \theta, \phi) = \left(r + \frac{2G^m}{3(G^m + K^m)} \frac{C_2}{r^2} - \frac{2C_4}{3r^4} \right) \cdot M^{3e}(\theta, \phi) \end{cases} \quad (3.5)$$

Cette solution (équation 3.5) est un développement limité constitué d'une somme de produits de fonctions radiales qui ne dépendent que de la distance au centre de l'inclusion (r), et de fonctions angulaires M^{ke} dépendantes de θ et ϕ (équation 3.6), qui permettent la localisation angulaire par rapport aux directions principales du chargement. Dans ces fonctions, les coefficients A , B et C permettent de prendre en compte

différents types de conditions aux limites, et donc d'exprimer les déformations élastiques de la matrice à l'infini, dans les directions principales du problème, respectivement \vec{e}_1 , \vec{e}_2 et \vec{e}_3 . Les coefficients B_2 , C_2 et C_2 dépendent quant à eux des propriétés élastiques de la matrice et de l'inclusion. Dans cette solution, les déformations dans la matrice au voisinage immédiat de l'interface et dans l'inclusion sont donc dépendantes des déformations imposées à l'infini de la matrice ou dans l'inclusion et des propriétés élastiques des phases.

$$\forall \theta \in [0, \pi], \phi \in [0, 2\pi] \begin{cases} M^{1e}(\theta, \phi) = A \sin^2(\theta) \cos^2(\phi) + B \sin^2(\theta) \sin^2(\phi) + C \sin^2(\theta) \\ \quad - \frac{1}{3}(A + B + C) \\ M^{2e}(\theta, \phi) = \frac{1}{2} \frac{\partial M^{1e}(\theta, \phi)}{\partial \theta} \\ M^{3e}(\theta, \phi) = \frac{1}{2 \sin(\theta)} \frac{\partial M^{1e}(\theta, \phi)}{\partial \phi} \end{cases} \quad (3.6)$$

Rappelons que la solution élastique de Dewey (1947) est compatible avec un gonflement homogène et isotrope de l'inclusion, et par conséquent avec des champs de déplacements anélastiques isotropes et homogènes par phase.

3.2.2.2.1 Champ élastique dans la matrice

La solution de Dewey (1947) doit par conséquent être complétée afin de pouvoir prendre en compte des variations locales du champ anélastique entre l'interface et l'infini. En effet, dans le cas d'un béton atteint de RAG, nous avons vu que les déformations anélastiques à l'interface doivent être différentes de celles à l'infini et qu'elles dépendent du chargement, donc des directions principales du problème. Dans cette optique, le champ de déplacement élastique dans la matrice, utilisé dans ce modèle, est considéré comme la résultante de la superposition de deux champs élastiques indépendants (équation 3.7). Le champ $\vec{u}^{e,mD}$, similaire à celui de Dewey (1947), est superposé à un champ de déplacement élastique $\vec{u}^{e,mL}$ qui accepte des variations locales à l'interface inclusion-matrice sans perturber la matrice à l'infini. Le premier permet d'obtenir la réponse élastique de la matrice dans le cas d'un champ de déformation anélastique uniforme et isotrope par phase. Le second, en permettant des variations locales à l'interface sans influencer les déformations à l'infini, permet d'obtenir une solution enrichie avec suffisamment de paramètres pour supporter les effets d'une perturbation du champ anélastique au voisinage de l'inclusion.

$$\vec{u}^{e,m} = \vec{u}^{e,mD} + \vec{u}^{e,mL} \quad (3.7)$$

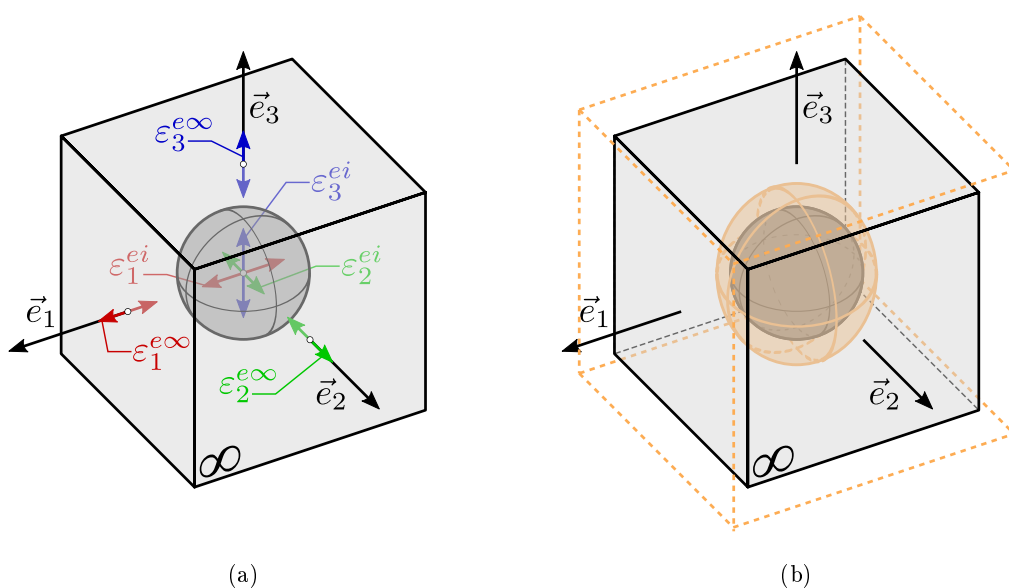


FIGURE 3.3 – (a) Schématisation de la solution de Dewey (1947) avec localisation des déformations élastiques à l'infini et dans l'inclusion, (b) schématisation de la déformée élastique dans un cas de traction triaxiale (b)

Dans le champ $\vec{u}^{e,mD}$ explicité dans les équations 3.8, les fonctions angulaires $M^{keD}(\theta, \phi)$, avec $k \in \{1, 2, 3\}$, sont identiques à celles de la solution de Dewey. Pour rappel, ce champ, qui est représenté dans la figure 3.3, dépend des déformations de la matrice à l'infini selon les directions principales $\varepsilon_1^{e\infty}$, $\varepsilon_2^{e\infty}$ et $\varepsilon_3^{e\infty}$, respectivement égales à A , B et C dans les équations 3.5 et 3.6. Cette notation est conservée par la suite. Les coefficients B^{1D} , B^{2D} et B^{4D} seront exprimés plus tard de façon à assurer les continuités d'interface. Nous verrons à cette étape de la résolution qu'ils dépendent des données d'entrée du problème et des propriétés élastiques des phases. Les coefficients C^{2D} , C^{4D} sont déterminés de sorte à respecter l'équilibre statique dans la matrice (équation 1 dans 3.2). Ils sont identiques à ceux de la solution de Dewey (1947) et dépendent du module de compressibilité et de cisaillement des deux phases, respectivement K^j et G^j pour $j \in \{i, m\}$.

$$\forall r \in [R, \infty] \begin{cases} u^{e,mD,r}(r, \theta, \phi) = \frac{1}{3} \left(r + \frac{B^{1D}}{r^2} R^3 \right) (\varepsilon_1^{e\infty} + \varepsilon_2^{e\infty} + \varepsilon_3^{e\infty}) \\ \quad + \left(r - \frac{1}{2} \frac{B^{2D}}{r^2} R^3 - \frac{1}{2} \frac{B^{4D}}{r^4} R^5 \right) \cdot M^{1eD}(\theta, \phi) \\ u^{e,mD,\theta}(r, \theta, \phi) = \left(r - \frac{1}{2} \frac{B^{2D} C^{2D}}{r^2} R^3 - \frac{1}{2} \frac{B^{4D} C^{4D}}{r^4} R^5 \right) \cdot M^{2eD}(\theta, \phi) \\ u^{e,mD,\phi}(r, \theta, \phi) = \left(r - \frac{1}{2} \frac{B^{2D} C^{2D}}{r^2} R^3 - \frac{1}{2} \frac{B^{4D} C^{4D}}{r^4} R^5 \right) \cdot M^{3eD}(\theta, \phi) \end{cases} \quad (3.8)$$

Le champ élastique $\vec{u}^{e,mL}$ permettant des variations locales à l'interface inclusion-matrice est explicité dans les équations 3.9. Dans ce champ, les fonctions angulaires ($M^{keL}(\theta, \phi)$ où $k \in \{1, 2, 3\}$) sont identiques à celles proposées par Dewey (équation 3.6) après le changement de dénomination suivant : $A = A_1^L$, $B = A_2^L$ et $C = A_3^L$. Ces coefficients, ainsi que les coefficients B^{2L} et B^{4L} , dépendent des données d'entrée du problème. Ils seront définis par la suite. Les coefficients C^{2L} et C^{4L} sont respectivement équivalents aux coefficients C^{2D} et C^{4D} du champ $\vec{u}^{e,mD}$ (équation 3.8).

$$\forall r \in [R, \infty] \begin{cases} u^{e,mL,r}(r, \theta, \phi) = \frac{1}{3} \frac{B^{1L}}{r^2} R^3 (A_1^L + B_2^L + C_3^L) \\ \quad + \left(\frac{1}{2} \frac{B^{2L}}{r^2} R^3 - \frac{1}{2} \frac{B^{4L}}{r^4} R^5 \right) \cdot M^{1eL}(\theta, \phi) \\ u^{e,mL,\theta}(r, \theta, \phi) = - \left(\frac{1}{2} \frac{B^{2L} C^{2L}}{r^2} R^3 + \frac{1}{2} \frac{B^{4L} C^{4L}}{r^4} R^5 \right) \cdot M^{2eL}(\theta, \phi) \\ u^{e,mL,\phi}(r, \theta, \phi) = - \left(\frac{1}{2} \frac{B^{2L} C^{2L}}{r^2} R^3 + \frac{1}{2} \frac{B^{4L} C^{4L}}{r^4} R^5 \right) \cdot M^{3eL}(\theta, \phi) \end{cases} \quad (3.9)$$

3.2.2.2 Champ élastique dans l'inclusion

Les champs présentés précédemment ne peuvent pas être utilisés dans l'inclusion ($\forall r \in [0, R]$). En effet, lorsque $r = 0$, une singularité apparaîtrait. Par conséquent, comme dans la solution de Dewey (1947), le champ de déformations élastiques dans l'inclusion est considéré uniforme. Ce champ est explicité dans les équations 3.10, où ε_k^{ei} représente les déformations élastiques par directions principales du problème ($k \in \{1, 2, 3\}$). Dans ce champ, les déformations ne dépendent que des fonctions angulaires nommées $M^{kei}(\theta, \phi)$, où $k \in \{1, 2, 3\}$. Ces fonctions sont identiques à celle de la solution de Dewey (équation 3.6) tels que $A = \varepsilon_1^{ei}$, $B = \varepsilon_2^{ei}$ et $C = \varepsilon_3^{ei}$.

$$\forall r \in [0, R] \begin{cases} u^{e,i,r}(r, \theta, \phi) = \frac{1}{3} r (\varepsilon_1^{ei} + \varepsilon_2^{ei} + \varepsilon_3^{ei}) + r \cdot M^{1ei}(\theta, \phi) \\ u^{e,i,\theta}(r, \theta, \phi) = r \cdot M^{2ei}(\theta, \phi) \\ u^{e,i,\phi}(r, \theta, \phi) = r \cdot M^{3ei}(\theta, \phi) \end{cases} \quad (3.10)$$

3.2.2.3 Présentation du champ anélastique

Le contexte proposé dans Sellier et al. (2019) requiert de pouvoir imposer des déformations anélastiques non homogène, et non isotrope dans la matrice d'une part, et homogène mais non isotrope dans l'inclusion d'autre part. Dans le cas présent, elles correspondront aux déformations différées, thermiques et plastiques de la matrice et des inclusions. Dans le cas de la matrice, nous rappelons que l'analyse des résultats expérimentaux concernant le couplage RAG et fluage a mis en évidence la nécessité d'exprimer des déformations de la matrice à l'interface avec les inclusions distinctes de celles dans des zones plus éloignées (partie 2.6).

3.2.2.3.1 Champ anélastique dans la matrice

Afin de pouvoir considérer des déformations anélastiques non uniformes dans la matrice, le champ de déplacement anélastique de la matrice ($\vec{u}^{a,m}$) utilisé dans le modèle est également enrichi, il résulte de la superposition de trois champs anélastiques (équation 3.11).

$$\vec{u}^{a,m} = \vec{u}^{aC} + \vec{u}^{a\infty} + \vec{u}^{aR} \quad (3.11)$$

Où \vec{u}^{aC} est un champ anélastique uniforme anisotrope, $\vec{u}^{a\infty}$ est un champ anélastique où aucun écoulement n'est présent dans la matrice à l'interface inclusion-matrice et \vec{u}^{aR} est un champ où l'écoulement de la matrice n'est possible qu'aux abords de l'inclusion et donc nul à l'infini. Ces trois champs, ainsi que le champ résultant de leur superposition, sont présentés en suivant.

- **Champ anisotrope uniforme (\vec{u}^{aC})**

Ce champ de déplacement est continu et superposé à la solution de Dewey (1947) (partie C.2), assurant le caractère cinématiquement licite des déformations totales qui en découlent. Le champs (\vec{u}^{aC}) permet de modéliser un comportement anélastique homogène. L'uniformité du champ impose que seuls des termes dont la dérivée par rapport à r est constante soient présents dans les fonctions radiales. Une anisotropie du champ est par contre possible grâce à la présence des fonctions angulaires $M^{kaC}(\theta, \phi)$, où $k \in \{1, 2, 3\}$. Ces fonctions sont similaires à celles utilisées dans la solution de Dewey (équations 3.6), en adoptant le changement de notation suivant : $A = \varepsilon_1^{ac}$, $B = \varepsilon_2^{ac}$ et $C = \varepsilon_3^{ac}$. Ces nouvelles dénominations correspondent respectivement aux déformations anélastiques uniformes par direction principale du problème \vec{e}_1 , \vec{e}_2 et \vec{e}_3 , qui dans le cas d'un comportement isotrope, sont égales.

$$\forall r \in [R, \infty] \begin{cases} u^{aC,r}(r, \theta, \phi) = \frac{1}{3}r(\varepsilon_1^{ac} + \varepsilon_2^{ac} + \varepsilon_3^{ac}) + r \cdot M^{1aC}(\theta, \phi) \\ u^{aC,\theta}(r, \theta, \phi) = r \cdot M^{2aC}(\theta, \phi) \\ u^{aC,\phi}(r, \theta, \phi) = r \cdot M^{3aC}(\theta, \phi) \end{cases} \quad (3.12)$$

- **Champ avec écoulement à l'infini ($\vec{u}^{a\infty}$)**

Ce champ, défini dans l'équation (3.13), permet d'imposer des déformations à l'infini dans chacune des directions principales du problème ($\varepsilon_k^{a\infty}$ pour $k \in \{1, 2, 3\}$), tandis que celles aux abords de l'inclusion sont nulles. Il est formulé par superposition d'un champ homogène anisotrope dans la matrice $\vec{u}^{a\infty}$ avec un champ nul à l'infini et non nul à l'interface $\vec{u}^{ac\infty}$, permettant in fine à ce dernier d'annuler le champ homogène à l'interface.

$$\vec{u}^{a\infty}(R, \theta, \phi) + \vec{u}^{ac\infty}(R, \theta, \phi) = \vec{0} \quad \forall \theta \in [0, \pi], \phi \in [0, 2\pi] \quad (3.13)$$

Où $\vec{u}^{a\infty}(r, \theta, \phi)$ est donc un champ uniforme et de forme similaire au champ \vec{u}^{aC} (équation 3.12). Cependant, dans ce champ, la déformation ε_k^{ac} n'est imposée qu'à l'infini, elle est donc substituée dans l'expression du champ par $\varepsilon_k^{a\infty}$ pour $k \in \{1, 2, 3\}$. Le champ $\vec{u}^{a\infty}$ est, quant à lui, explicité dans l'équation 3.14.

$$\forall r \in [R, \infty] \begin{cases} u^{ac\infty,r}(r, \theta, \phi) = P^{a\infty}(r) \cdot M^{1a\infty}(\theta, \phi) \\ u^{ac\infty,\theta}(r, \theta, \phi) = P^{a\infty}(r) \cdot M^{2a\infty}(\theta, \phi) \\ u^{ac\infty,\phi}(r, \theta, \phi) = P^{a\infty}(r) \cdot M^{3a\infty}(\theta, \phi) \end{cases} \quad (3.14)$$

Le champ $\vec{u}^{a\infty}$ est le produit de fonctions radiales $P^{a\infty}(r)$ et de fonctions angulaires (équations 3.15 et 3.16) qui dépendent de la déformation à l'infini $\varepsilon_k^{a\infty}$.

$$P^{a\infty}(r) = -\frac{5}{2} \frac{R^3}{r^2} + \frac{3}{2} \frac{R^5}{r^4} \quad \forall r \in [R, \infty] \quad (3.15)$$

$$\forall \theta \in [0, \pi], \phi \in [0, 2\pi] \begin{cases} M^{1a\infty}(\theta, \phi) = \varepsilon_1^{a\infty} \sin^2(\theta) \cos^2(\phi) + \varepsilon_2^{a\infty} \sin^2(\theta) \sin^2(\phi) + \varepsilon_3^{a\infty} \sin^2(\theta) \\ M^{2a\infty}(\theta, \phi) = \frac{1}{2} \frac{\partial M^{1a\infty}(\theta, \phi)}{\partial \theta} \\ M^{3a\infty}(\theta, \phi) = \frac{1}{2 \sin(\theta)} \frac{\partial M^{1a\infty}(\theta, \phi)}{\partial \phi} \end{cases} \quad (3.16)$$

- **Champ avec écoulement à l'interface** (\vec{u}^{aR})

Le dernier champ anélastique est formulé de manière à imposer un écoulement à l'interface matrice-inclusion ($r = R$) indépendant des deux précédents et nul à l'infini. Il permet ainsi de rendre compte d'un fluage ou d'une déformation plastique plus important aux abords des granulats que dans le reste de la matrice. Ce champ est exprimé dans les équations 3.17.

$$\forall r \in [R, \infty] \begin{cases} u^{aR,r}(r, \theta, \phi) = P^{1aR}(r)(\varepsilon_1^{ar} + \varepsilon_2^{ar} + \varepsilon_3^{ar}) + r \cdot M^{1aC}(\theta, \phi) + P^{2aR}(r) \cdot M^{1aR}(\theta, \phi) \\ u^{aR,\theta}(r, \theta, \phi) = P^{2aR}(r) \cdot M^{2aR}(\theta, \phi) \\ u^{aR,\phi}(r, \theta, \phi) = P^{2aR}(r) \cdot M^{3aR}(\theta, \phi) \end{cases} \quad (3.17)$$

Où les fonctions angulaires sont identiques à celles de Dewey (équation 3.6), mais avec le changement de notation suivant : $A = \varepsilon_1^{ar}$, $B = \varepsilon_2^{ar}$ et $C = \varepsilon_3^{ar}$. Les deux fonctions radiales $P^{1aR}(r)$ et $P^{2aR}(r)$ sont les suivantes :

$$P^{1aR}(r) = \frac{R^3}{6r^2} \quad \forall r \in [R, \infty] \quad (3.18)$$

$$P^{2aR}(r) = -\frac{1}{4} \frac{R^5}{r^4} \quad \forall r \in [R, \infty] \quad (3.19)$$

L'écoulement à l'interface permet d'imposer 9 déformations anélastiques à l'interface. Elles sont réparties sur les trois points d'intérêt qui, pour rappel, correspondent aux points positionnés à l'intersection de l'interface avec les directions principales du problème (figure 3.2b). A chacun de ces points, il est possible d'imposer une déformation radiale (ε_k^{ar} pour $k \in \{1, 2, 3\}$), par exemple ε_3^{ar} pour le point 3 de coordonnées $[R, 0, 0]$, et deux déformations orthoradiales (ε_k^{aoj} pour $k \in \{1, 2, 3\}$ et $j \neq k$), par exemple ε_3^{ao1} et ε_3^{ao2} , toujours en ce même point. Concernant ces dernières, il est important de noter qu'une symétrie orthoradiale est imposée par les conditions cinématiques conduisant à ce champ anélastique \vec{u}^{aR} (équation 3.20). Ces conditions cinématiques montrent que dès que des déformations apparaissent sur un des trois points d'intérêt de l'interface, elles se répercutent sur les deux autres en raison l'axisymétrie du champ anélastique proposé. Il existe donc 9 déformations (3 points X 3 déformations principales à chaque point) et 3 relations cinématiques sur les déformations orthoradiales, laissant 6 degrés de liberté au problème de l'écoulement plastique dans la matrice au voisinage immédiat de l'interface. Nous reviendrons sur ce point par la suite.

$$\forall r \in [R, \infty] \begin{cases} \varepsilon_1^{ao} = \varepsilon_1^{ao3} = \varepsilon_1^{ao2} \\ \varepsilon_2^{ao} = \varepsilon_2^{ao1} = \varepsilon_2^{ao3} \\ \varepsilon_3^{ao} = \varepsilon_3^{ao2} = \varepsilon_3^{ao1} \end{cases} \quad (3.20)$$

L'écoulement à l'interface est donc défini par 6 déformations imposables, soit 2 déformations imposables par direction, une radiale et une orthoradiale, respectivement ε_k^{ar} et ε_k^{ao} pour $k \in \{1, 2, 3\}$. Cette cinématique d'écoulement local est schématisé sur la figure 3.4.

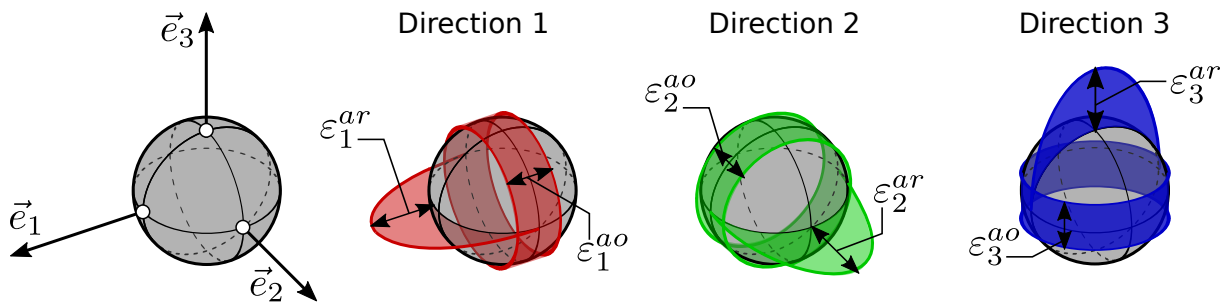


FIGURE 3.4 – Schématisation de l'écoulement anélastique à l'interface

- **Champ anélastique total dans la matrice**

Le champ anélastique total dans la matrice est défini par la superposition des trois champs anélastiques explicités auparavant (équation 3.11). Ce principe de superposition est schématisé pour la direction \vec{e}_3 dans la figure 3.5.

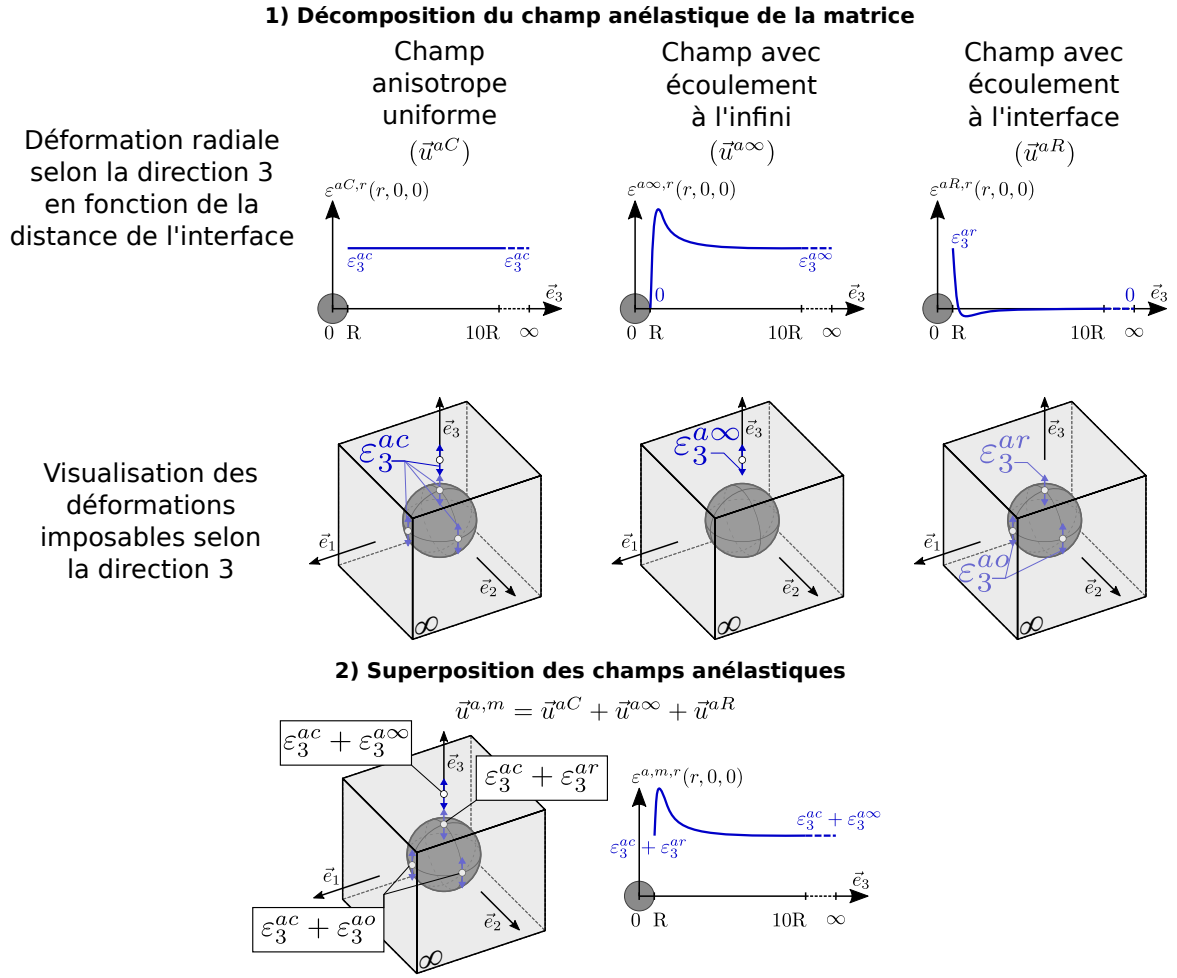


FIGURE 3.5 – Principe de superposition des champs anélastiques selon la direction 3

Le champ de déplacement anélastique total dans la matrice dépend des déformations anélastiques uniformes dans la matrice (ε_k^{ac}), des déformations anélastiques à l'infini sans impact à l'interface ($\varepsilon_k^{a\infty}$) et des déformations anélastiques radiales et orthoradiales dans la matrice à l'interface et sans impact à l'infini (ε_k^{ar} et ε_k^{ao}), cela dans chacune des 3 directions du repère principal (\vec{e}_k pour $k \in \{1, 2, 3\}$). Le champ anélastique total dans la matrice est explicité dans l'équation 3.21

$$\forall r \in [R, \infty], \theta \in [0, \pi], \phi \in [0, 2\pi] \begin{cases} u^{a,m,r}(r, \theta, \phi) = A^m \cos^2(\phi) (1 + \cos^2(\theta)) + B^m \cos^2(\theta) + C^m \\ u^{a,m,\theta}(r, \theta, \phi) = \cos^2(\theta) \sin^2(\theta) (A^m \cos^2(\phi) + B^m) \\ u^{a,m,\phi}(r, \theta, \phi) = A^m \cos^2(\phi) \sin^2(\phi) \sin^2(\theta) \end{cases} \quad (3.21)$$

Où A^m , B^m et C^m sont respectivement définis selon les équations suivantes :

$$A^m = (\varepsilon_2^{ar} - \varepsilon_1^{ar}) P^{2aR}(r) + (\varepsilon_2^{a\infty} - \varepsilon_1^{a\infty}) (P^{a\infty}(r) + r) + r(\varepsilon_2^{ac} - \varepsilon_1^{ac}) \quad (3.22)$$

$$B^m = (\varepsilon_3^{ar} - \varepsilon_2^{ar}) P^{2aR}(r) + (\varepsilon_3^{a\infty} - \varepsilon_2^{a\infty}) (P^{a\infty}(r) + r) + r(\varepsilon_3^{ac} - \varepsilon_2^{ac}) \quad (3.23)$$

$$C^m = 2(\varepsilon_2^{ar} - \varepsilon_1^{ar}) (-6P^{1aR}(r) + 4P^{2aR}(r)) + \varepsilon_2^{a\infty} (P^{a\infty}(r) + r) + r\varepsilon_2^{ac} \quad (3.24)$$

Si l'on souhaite imposer des déformations orthoradiales, il convient de combiner ces 3 derniers champs en remarquant que les déformations radiales dans la matrice à l'interface peuvent être contrôlées par superposition d'un champ constant dans la matrice et d'un champ annulant celui-ci à l'infini. Ainsi, par combinaison linéaire des trois formes de champs précédents, on peut contrôler la déformation à l'infini d'une part avec 3 déformation an-élastiques imposées, et d'autre part les écoulement dans la matrice sur les 3 points de l'interface à l'aide de 6 déformations visualisées sur la figure 3.5. Le tout est stockable dans 3 tenseurs de déformations plastiques, un pour les déformations anélastiques à l'infini, un pour les déformations radiales dans la matrice à l'interface et un pour les orthoradiales.

3.2.2.3.2 Champ anélastique dans l'inclusion

Pour les mêmes raisons que le champ élastique (partie 3.2.2.2), le champ anélastique dans l'inclusion est homogène par direction. Il est explicité dans l'équation 3.25. Sa forme est identique à celui du champ élastique de l'inclusion (équation 3.10) après un changement de notation dans les fonctions radiales et angulaires, où les ε_k^{ei} sont remplacés par les ε_k^{ai} pour $k \in \{1, 2, 3\}$

$$\forall r \in [0, R] \begin{cases} u^{a,i,r}(r, \theta, \phi) = \frac{1}{3} r (\varepsilon_1^{ai} + \varepsilon_2^{ai} + \varepsilon_3^{ai}) + r M^{1ai}(\theta, \phi) \\ u^{a,i,\theta}(r, \theta, \phi) = r \cdot M^{2ai}(\theta, \phi) \\ u^{a,i,\phi}(r, \theta, \phi) = r \cdot M^{3ai}(\theta, \phi) \end{cases} \quad (3.25)$$

3.2.2.4 Présentation de la solution générale

Les champs anélastiques dans la matrice sont exprimés en fonction des déformations anélastiques uniformes (ε_k^{ac}), de celles à l'infini ($\varepsilon_k^{a\infty}$) et de l'écoulement à l'interface (ε_k^{ar} et ε_k^{ao}). Les conditions aux limites utilisées dans la partie 3.2.2.1, à savoir les continuités statique (équation 3.3) et cinématique à la surface de l'inclusion (équation 3.4), permettent de relier les champs élastiques et les champs anélastiques d'une part, et de rajouter les pressions intra-poreuses des différentes phases pour achever la configuration visant à combiner les approches poro-mécaniques et micro-mécaniques. En reliant les deux, il est ainsi possible d'exprimer les constantes restantes.

La continuité statique transposée dans le repère sphérique (équation 3.26) permet d'exprimer les paramètres B^{2D} et B^{4D} , simplement en fonction des modules de compressibilité et de cisaillement des deux phases (K^m, G^m, K^i et G^i). La continuité statique s'appliquant à la contrainte totale des phases correspondantes ($j \in \{i, m\}$), il est possible de l'exprimer comme une combinaison des contraintes effectives $\sigma_{rr}^j(R)$, des contraintes hydriques ($\sigma^{hy,j}$) et de celles induites par les réactions chimiques ($\sigma^{ch,j}$) de chaque phase. Le calcul de ces contraintes sera détaillé dans la partie 3.2.4.3.

$$\begin{cases} \sigma_{rr}^i(R) + \sigma^{hy,i} + \sigma^{ch,i} = \sigma_{rr}^m + \sigma_w^{hy,m} + \sigma_{ch}^{ch,m} \\ \sigma_{r\theta}^i(R) = \sigma_{r\theta}^m(R) \\ \sigma_{r\phi}^i(R) = \sigma_{r\phi}^m(R) \end{cases} \quad (3.26)$$

La continuité statique permet également d'exprimer les déformations élastiques dans l'inclusion (ε_k^{ei} dans 3.10) en fonction des paramètres élastiques des phases et des déformations anélastiques imposables. Les expressions des constantes B^{1D} et B^{4D} du champ élastique doivent être telles que l'on retrouve la solution de Dewey dans le cas où aucun écoulement n'est présent dans la matrice et que celle-ci n'est soumise qu'à une sollicitation élastique à l'infini.

La continuité cinématique à l'interface (équation 3.4) permet de déterminer les derniers paramètres, à savoir A^{1L} , A^{2L} et A^{4L} , du champ élastique local (équation 3.9).

En résumé, pour chacune des directions principales du problème ($k \in \{1, 2, 3\}$), les champs élastiques s'expriment en fonction des paramètres élastiques des phases (K^m, G^m, K^i et G^i), des pressions hydriques et chimiques dans les phases ($\sigma^{hy,i}, \sigma^{hy,m}, \sigma^{ch,i}$ et $\sigma^{ch,m}$), des déformations anélastiques dans l'inclusion (ε_k^{ai}), de celle uniforme dans la matrice (ε_k^{ac}), de l'écoulement dans la matrice à l'infini ($\varepsilon_k^{a\infty}$) et de celui à l'interface (ε_k^{ar} et ε_k^{ao}). Par l'intermédiaire de la loi de Hooke généralisée, il est alors possible de connaître l'état de contrainte effective en tout point de la matrice et de l'inclusion (équation 3 dans 3.2). Les états de contrainte et de déformation sont donc connus en tout point de la géométrie utilisée pour résoudre l'étape de localisation.

Cependant, l'expression de ces champs n'est valable que pour une seule inclusion entourée d'une matrice infinie. Pour modéliser le comportement d'un matériau contenant plusieurs inclusions, il est nécessaire de superposer ces champs de déformations localisés élémentaires (et de contraintes) pour un nombre infini d'inclusions occupant une fraction donnée d'un volume infini du milieu hétérogène. Cette étape, dite d'homogénéisation, doit permettre de prendre en compte une certaine forme d'interactions entre les inclusions et, par conséquent, de déterminer le comportement d'un VER contenant une fraction volumique d'inclusion connue (ϕ_i).

3.2.3 Etape d'homogénéisation

Pour déterminer la déformation et la contrainte d'un VER contenant une fraction volumique définie d'inclusion ϕ_i , une étape d'homogénéisation est nécessaire. Elle consiste à moyenner la superposition des champs de déformations et de contraintes sur un volume (Ω) qui tend vers l'infini, ceci pour pour chaque direction principale, ce qui revient à calculer les champs moyens par phase et à pondérer ces derniers par leurs fractions volumiques. Les résultats ainsi obtenus sont les déformations moyennes (i.e. homogénéisées) et la contrainte moyenne par direction principale, respectivement ε_k^h et σ_k^h pour $k \in \{1, 2, 3\}$.

La déformation homogénéisée ε_k^h correspond à la moyenne des déformations dans la direction correspondante calculée sur un volume infini. Cela revient à diviser l'intégrale de la déformation totale en chaque point du milieu ε_k sur l'ensemble ($\Omega \rightarrow \infty$), par le volume total de l'ensemble ($V_{tot} \rightarrow \infty$). L'intégrale représentant la superposition des champs peut être décomposée en deux parties distinctes qui correspondent aux intégrations des déformations de chaque phase sur leur domaine respectif, celui de l'inclusion Ω_i et celui de la matrice Ω_m (équation 3.27).

$$\varepsilon_k^h = \langle \varepsilon_k \rangle = \frac{1}{V_{tot}} \int_{\Omega} \varepsilon_k dV = \frac{1}{V_{tot}} \left(\int_{\Omega_i} \varepsilon_k^i dV + \int_{\Omega_m} \varepsilon_k^m dV \right) \quad (3.27)$$

Les champs de déformations élastiques et anélastiques dans l'inclusion étant uniformes par direction (équations 3.10 et 3.25), le champ des déformations totales, qui est la superposition de ces deux champs, est donc aussi uniforme. Dès lors, intégrer la déformation totale sur le domaine de l'inclusion revient à multiplier cette déformation par le volume que représente l'inclusion (V_{Ω_i}). Une fois divisé par le volume total, cela revient à multiplier la somme des déformations élastiques ε_k^{ei} et anélastiques ε_k^{ai} pour $k \in \{1, 2, 3\}$ par la fraction volumique d'inclusion ϕ_i (équation 3.28).

$$\frac{1}{V_{tot}} \int_{\Omega_i} \varepsilon_k^i dV = \frac{V_{\Omega_i}}{V_{tot}} \varepsilon_k^i = \phi_i (\varepsilon_k^{ei} + \varepsilon_k^{ai}) \quad (3.28)$$

L'intégration du champ de déformations dans la matrice est plus complexe de par la présence des écoulements plastiques ou visqueux différents à l'infini et à la surface des inclusions. Afin de simplifier le calcul, dans chaque direction principale ($k \in \{1, 2, 3\}$), la déformation totale en tout point de la matrice ε_k^m est prise égale à la somme de deux déformations $\varepsilon_k^{m\infty}$ et $\Delta\varepsilon_k^m$ dans l'équation 3.29. La première est une déformation uniforme sur la totalité de la matrice, prise égale à la déformation à l'infini $\varepsilon_k^{m\infty}$. La seconde est une part variable $\Delta\varepsilon_k^m$ de déformations qui représente, en tout point du domaine, la différence entre la déformation réelle et la déformation prise comme uniforme. L'intégration de la déformation réelle revient alors à sommer l'intégrale des deux déformations sur le domaine de la matrice.

$$\varepsilon_k^m(r, \theta, \phi) = \varepsilon_k^{m\infty} + \Delta\varepsilon_k^m(r, \theta, \phi) \quad (3.29)$$

L'intégration de la déformation uniforme est similaire à l'intégration des déformations dans l'inclusion. La déformation uniforme, ici égale à celle à l'infini $\varepsilon_k^{m\infty}$, est multipliée par la fraction volumique ($1 - \phi_i$) que représente la matrice. Pour mémoire, la déformation à l'infini est la somme de la déformation élastique à $\varepsilon_k^{e\infty}$, de la déformation anélastique ε_k^{ac} issue du champ de déplacement anélastique anisotrope mais homogène 3.12) et de $\varepsilon_k^{a\infty}$ qui est issue du champ anélastique avec écoulement à l'infini sans déformation dans la matrice à l'interface, (équation 3.13).

$$\frac{1}{V_{tot}} \int_{\Omega_m} \varepsilon_k^{m\infty} dV = \frac{V_{\Omega_m}}{V_{tot}} \varepsilon_k^{m\infty} = (1 - \phi_i) (\varepsilon_k^{e\infty} + \varepsilon_k^{a\infty} + \varepsilon_k^{ac}) \quad (3.30)$$

En tout point de la matrice, la part variable $\Delta\varepsilon_k^m$ des déformations engendrées par une seule inclusion ($\Delta\varepsilon_k^{m1i}$) est superposée aux autres situées à un nombre infini de positions par rapport au point choisi pour la superposition. Le nombre d'inclusions pris en compte dans le volume considéré est noté (N) par la suite. Ce nombre d'inclusions correspond au rapport entre le volume total considéré (V_{tot}) et du volume d'une inclusion (V_i). L'intégration de la part variable des déformations sur la matrice conduit à l'expression (équation 3.31). Les déformations impliquées correspondent aux déformations anélastiques dans la direction considérée issues de l'écoulement à l'interface d'une part (ε_k^{ar} et ε_k^{ao}) et de l'écoulement à l'infini ($\varepsilon_k^{a\infty}$) d'autre part.

$$\frac{1}{V_{tot}} \int_{\Omega_m} \Delta\varepsilon_k^m dV = \frac{1}{V_{tot}} \int_{\Omega_m} N \Delta\varepsilon_k^{m1i} dV = \frac{\phi_i}{\frac{4}{3}\pi R^3} \int_{\Omega_m} \Delta\varepsilon_k^{m1i} dV = (1 - \phi_i) \frac{\phi_i}{2} (\varepsilon_k^{ar} + 2\varepsilon_k^{ao} - 3\varepsilon_k^{a\infty}) \quad (3.31)$$

Les déformations totales homogénéisées ε_k^h selon les directions principales du problème, soit pour $k \in \{1, 2, 3\}$, sont explicitées dans l'équation 3.32. Elles dépendent de la fraction volumique d'inclusions ϕ_i , des déformations élastiques ε_k^{ei} et anélastiques ε_k^{ai} dans l'inclusion, de la déformation anélastique uniforme de la matrice ε_k^{ac} , des déformations élastiques $\varepsilon_k^{e\infty}$ et anélastiques $\varepsilon_k^{a\infty}$ de la matrice à l'infini, et des déformations anélastiques radiales ε_k^{ar} et orthoradiales ε_k^{ao} à l'interface.

$$\varepsilon_k^h = \phi_i(\varepsilon_k^{ei} + \varepsilon_k^{ai}) + (1 - \phi_i) \left(\varepsilon_k^{e\infty} + \varepsilon_k^{a\infty} + \varepsilon_k^{ac} + \frac{\phi_i}{2}(\varepsilon_k^{ar} + 2\varepsilon_k^{ao} - 3\varepsilon_k^{a\infty}) \right) \quad (3.32)$$

En suivant le même raisonnement que pour le calcul de la déformation homogénéisée, la contrainte homogénéisée du VER obtenue par direction principale σ_k^h est présentée dans l'équation 3.33. Cette formule est similaire à celle démontrée par Mori & Tanaka (1973), alors que la déformation homogénéisée (équation 3.32) est relativement différente de celle issue des travaux de Mori & Tanaka (1973) en raison de l'enrichissement du champ cinématique proposée. Il est bien entendu possible de retrouver la formulation de Mori-Tanaka qui est un cas particulier de la solution proposée ici. La contrainte homogénéisée dépend de la fraction volumique ϕ_i , de la contrainte totale dans l'inclusion σ_k^i , et de la contrainte totale dans la matrice σ_k^m .

$$\sigma_k^h = \phi_i \sigma_k^i + (1 - \phi_i) \sigma_k^m \quad (3.33)$$

L'homogénéisation de la contrainte et de la déformation permet ainsi de transposer le comportement obtenu lors de l'étape de localisation à un VER, en considérant la fraction volumique d'inclusions. Ce modèle permet donc de décrire le comportement d'un matériau homogénéisé tout en prenant en compte des déformations anélastique paramétrées par la déformation imposée de la matrice au niveau des interfaces avec les inclusions d'une part, et celles de la matrice située loin de l'inclusion d'autre part. Notons à ce stade que l'infini présent dans le problème de localisation n'existe plus en tant que tel dans la solution homogénéisée, il n'est plus qu'un paramètre du champ des déformations totales homogénéisées.

3.2.4 Adaptation du modèle à un béton atteint de réactions de gonflement interne

L'homogénéisation a permis de déterminer les déformations et contraintes moyennes d'un VER biphasique en fonction des déformations élastiques, anélastiques, et des contraintes hydriques et chimiques dans les phases. Afin que le comportement de ce VER soit représentatif d'un béton atteint de RGI (Réaction de Gonflements Internes), les déformations anélastiques doivent évoluer en accord avec les phénomènes physiques qui se produisent à l'échelle mésoscopique du béton. Pour cela, les déformations anélastiques sont divisées en deux groupes.

Le premier groupe contient les déformations anélastiques uniformes et isotropes par phases. Elles sont intégrées dans la déformation homogénéisée à travers la déformation anélastique dans l'inclusion ε_k^{ai} et celle dans la matrice ε_k^{ac} (équation 3.32). Pour les deux phases (équation 3.34), cette déformation anélastique uniforme correspond à la déformation thermique ($\varepsilon^{th,j}$) de la phase correspondante ($j \in \{i, m\}$). Le calcul de cette déformation est explicité dans la partie 3.2.4.1.

$$\varepsilon_k^{ac} = \varepsilon^{th,m} \text{ et } \varepsilon_k^{ai} = \varepsilon^{th,i} \quad \text{pour } k \in \{1, 2, 3\} \quad (3.34)$$

Le deuxième groupe comprend les déformations anélastiques de la matrice qui diffèrent en fonction de la distance par rapport à l'interface inclusion-matrice. Ces déformations dépendent des directions principales du problème ($k \in \{1, 2, 3\}$) et de leur localisation. Elles sont intégrées dans la déformation homogénéisée via les déformations anélastiques de la matrice à l'infini ($\varepsilon_k^{a\infty}$), radiales (ε_k^{ar}) et orthoradiales (ε_k^{ao}) à l'interface, et celles dans l'inclusion (ε_k^{ai}). Dans tous les cas, ces déformations sont la somme des déformations de fluage ($\varepsilon^{pl,p}$) et des déformations d'origine plastique ($\varepsilon^{pl,p}$) au point d'écoulement l et pour la direction k considérés. La manière de déterminer ces déformations est présentée en partie 3.2.4.2.

$$\varepsilon_k^{al} = \varepsilon_k^{fl,l} + \varepsilon_k^{pl,l} \quad \text{pour } k \in \{1, 2, 3\}, l \in \{i, r, o, \infty\} \quad (3.35)$$

Enfin, en tout point de chaque phase ($j \in i, m$), le tenseur des contraintes totales ($\bar{\sigma}^j(r, \theta, \phi)$) est égal à la somme du tenseur des contraintes effectives en ce point ($\bar{\sigma}^{lj}(r, \theta, \phi)$), et de deux tenseurs de contraintes, hydriques pour le premier et d'origine chimique pour le second (équation 3.36). Ces deux derniers effets sont isotropes, leurs tenseurs correspondent au produit du tenseur identité par la contrainte poromécanique isotrope, $\sigma^{hyd,j}$ et sigma $\sigma^{ch,j}$ respectivement pour l'eau et pour le gel néoformé. Pour mémoire,

les contraintes totales dans les deux phases sont reliées via la condition de continuité statique à l'interface (équations 3.26). Les hypothèses pour le calcul des contraintes hydriques et chimiques sont détaillées en partie 3.2.4.2.

$$\bar{\sigma}^j(r, \theta, \phi) = \bar{\sigma}^{lj}(r, \theta, \phi) + (\sigma^{hyd,j}(r) + \sigma^{ch,j}(r, \theta, \phi))\bar{I}_3 \quad \text{pour } j \in \{i, m\} \quad (3.36)$$

3.2.4.1 Déformations thermiques uniformes et isotropes par phases

La dilatation thermique est imposée comme uniforme et isotrope par phase. Elle est calculée selon l'équation 3.37, où ΔT est la variation de température et α^j le coefficient de dilatation de la phase correspondante.

$$\varepsilon^{th,j} = \Delta T \cdot \alpha^j \quad \text{pour } j \in \{i, m\} \quad (3.37)$$

Le modèle permet donc d'obtenir un coefficient de dilatation homogénéisé. Généralement, le coefficient de dilatation de la matrice est plus élevé que celui des granulats. Par conséquent, plus la fraction volumique d'inclusion sera élevée, plus le coefficient de dilatation du béton sera faible. De plus, cela permet de considérer des phénomènes tels que l'endommagement thermique. En effet, lorsque le matériau homogénéisé est chauffé, la matrice se dilate plus que l'inclusion. Les dilatations différentielles vont alors induire des contraintes de traction radiales aux abords des granulats. Un critère local de fissuration permettra de modéliser le décollement des deux phases à leur interface.

3.2.4.2 Déformations anélastiques localisées

Le champ anélastique solution du problème permet d'imposer des déformations distinctes aux différents points d'intérêt. Les lois de fluage et d'écoulement plastique vont par conséquent pouvoir être utilisées sur ces différents points (équation 3.35). Le fait que ces déformations ne soient évaluées qu'aux points d'intérêt signifie qu'elles ne dépendent que des contraintes et déformations élastique en ces même points (i, r, o, ∞) . Dans le cas présent, nous adoptons au niveau local les lois de fluage et d'écoulement plastique présentées dans Sellier (2018). Il s'agit soit de la déformation élastique pour estimer les vitesses de fluage ($\varepsilon_k^{fl,l}$), soit de l'état de contrainte effective ou totale pour calculer les écoulements plastiques ($\varepsilon_k^{pl,l}$).

3.2.4.2.1 Déformations de fluage

La déformation de fluage ($\varepsilon_k^{fl,l}$) se décompose en deux parties : une composante irréversible dite consolidante, ou fluage de Maxwell ($\varepsilon_k^{flM,l}$), et une seconde réversible, ou fluage de Kelvin-Voigt ($\varepsilon_k^{flK,l}$). Dans ce modèle, les déformations de fluage sont calculées en se basant sur les hypothèses proposées par Sellier et al. (2016).

$$\varepsilon_k^{fl,l} = \varepsilon_k^{flM,l} + \varepsilon_k^{flK,l} \quad \text{pour } k \in \{1, 2, 3\}, l \in \{i, r, o, \infty\} \quad (3.38)$$

• Fluage consolidant de Maxwell

Dans le modèle, la cinétique des déformations de fluage de Maxwell est proportionnelle à la déformation élastique $\varepsilon_k^{e,l}$ localisée au même point (équation 3.39). Elles sont reliées au travers du temps caractéristique $\tau^{fl,j}$ de fluage de la phase correspondante ($j \in \{i, m\}$) et d'une fonction de consolidation $C_k^{C,l}$ qui est propre à chaque point de localisation. Les effets de la température et de la saturation de la phase sont respectivement pris en compte au travers des coefficients $C^{T,fl}$ et $C^{H,fl,j}$.

$$\frac{\partial \varepsilon_k^{flM,l}}{\partial t} = \frac{C^{T,fl} C^{H,fl,j}}{\tau^{fl,j} C_k^{C,l}} \cdot \varepsilon_k^{e,l} \quad \text{pour } k \in \{1, 2, 3\}, l \in \{i, r, o, \infty\}, j \in \{i, m\} \quad (3.39)$$

La fonction de consolidation $C_k^{C,l}$ est définie selon l'équation 3.40. Elle ne dépend pas du temps, mais de l'état de déformation différé du matériau. Cette fonction a une forme en exponentielle de la déformation de fluage de Maxwell. Elle permet ainsi de rendre compte de la consolidation du matériau. Plus le matériau considéré flue et sa déformation de Maxwell augmente, et plus la valeur de cette fonction est élevée, réduisant la cinétique de fluage. Afin d'exprimer la part irréversible de la consolidation, seule la partie positive du rapport entre la déformation de fluage de Maxwell $\varepsilon_k^{flM,l}$ et de la déformation élastique $\varepsilon_k^{e,l}$ est considérée (+). Ce ratio est pondéré par un coefficient de fluage de Maxwell de référence $k^{flM,j}$ dans

la phase considérée (inclusion ou matrice). Ce coefficient de fluage de référence correspond au rapport entre la déformations de référence de Maxwell caractéristique intrinsèque du fluage à long terme et celle élastique de référence, correspondant généralement à celle pour un taux de chargement de l'ordre du tiers de la résistance en compression. Les influences respectives de k^{flM} et de τ^{fl} sur la cinétique du fluage sont présentées dans la figure 3.6.

$$C_k^{C,l} = \frac{1}{k^{flM,j}} \exp \left(\frac{1}{k^{flM,j}} \left(\frac{\varepsilon_k^{flM,l}}{\varepsilon_k^{e,l}} \right)^+ \right) \quad (3.40)$$

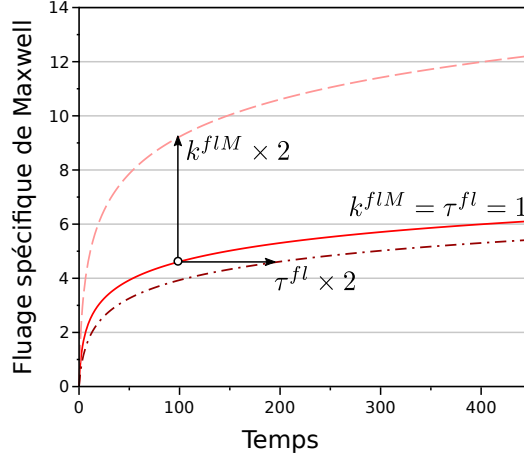


FIGURE 3.6 – Influence du coefficient de fluage de Maxwell (k^{flM}) et du temps caractéristique de fluage (τ^{fl}) sur la cinétique de fluage

Le coefficient $C^{T,fl}$, qui permet de prendre en compte l'effet de la température, est calculé par l'intermédiaire d'une loi d'Arrhenius (équation 3.41), où $Ea^{fl,j}$ est l'énergie d'activation du fluage dans la phase considérée, R la constante des gaz parfaits ($8,314 \text{ J.mol}^{-1}.K^{-1}$), T et T_{ref} respectivement les températures du matériau et de référence (généralement 20°C) exprimées en Kelvin..

$$C^{T,fl} = \exp \left(-\frac{Ea^{fl,j}}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}} \right) \right) \quad \text{pour } j \in \{i, m\} \quad (3.41)$$

Le coefficient $C^{H,fl}$, traduisant l'influence de l'état hydrique du matériau sur le fluage, est simplement défini comme égal au degré de saturation de la phase considérée (Sr^j).

$$C^{H,fl,j} = Sr^j \quad \text{pour } j \in \{i, m\} \quad (3.42)$$

• Fluage réversible de Kelvin-Voigt

La cinétique de la part réversible de fluage, ou fluage de Kelvin-Voigt, est modélisée au travers d'un module de Kelvin-Voigt. Cependant, la contrainte y est remplacée par la déformation élastique $\varepsilon_k^{e,l}$ qui est pondérée par le coefficient de fluage de Kelvin-Voigt $k^{flK,j}$ de la phase considérée ($\varepsilon_k^{e,l}$). Cela afin que une fois pondérée, la déformation élastique corresponde à la déformation finale de fluage de Kelvin-Voigt $\varepsilon_k^{flK,l}$. Le fluage de Kelvin-Voigt dépend aussi du temps caractéristique de fluage de la phase considérée ($\tau^{flK,j}$), qui dans le cas du modèle d'homogénéisation, et dans un soucis de limiter le nombre de paramètres, sera prise égal au temps caractéristique de référence de Maxwell. Il est donc fonction de la température et de l'humidité du matériau.

$$\frac{\partial \varepsilon_k^{flK,l}}{\partial t} = \frac{1}{\tau^{fl,j}} C^{T,fl} C^{H,fl,j} \left(k^{flK,j} \varepsilon_k^{e,l} - \varepsilon_k^{flK,l} \right) \quad \text{pour } k \in \{1, 2, 3\}, l \in \{i, r, o, \infty\}, j \in \{i, m\} \quad (3.43)$$

3.2.4.2.2 Déformations plastiques

Dans le modèle, les déformations plastiques $\varepsilon_k^{pl,l}$ dépendent de l'état de contrainte au point d'intérêt où elles sont estimées. Cependant, les mécanismes de rupture possibles en chaque point sont différents. Ainsi, des fissures peuvent apparaître dans l'inclusion et dans la matrice lorsque des tractions internes deviennent trop importantes. A l'interface, des fissures de traction orthoradiales peuvent apparaître dans la matrice lors d'un gonflement de l'inclusion, par exemple dû à la RAG, ou une contraction de la matrice, par exemple induite par son retrait. Un décollement de l'interface peut aussi avoir lieu lorsqu'un gonflement différentiel trop important entre les deux phases se produit, comme lors d'un chauffage dans le cas où le coefficient de dilatation de la matrice est supérieur à celui de l'inclusion. Les déformations générées à ces mécanismes de rupture sont schématisées sur la figure 3.7. Dans le cas d'une rupture en compression du béton, les phases peuvent être soumises à du cisaillement dilatant et, bien qu'elles ne soient pas représentées ici, les déformations induites sont aussi prises en compte. Ainsi, dans l'inclusion (équation 3.44), la déformation plastique $\varepsilon_k^{pl,i}$ correspond à la somme d'une déformation induite par la rupture en traction de la phase $\varepsilon_k^{tra,i}$ et de celle induite par son possible cisaillement $\varepsilon_k^{cis,i}$. Le décollement de l'interface, lorsqu'il est présent, est pris en compte au travers des déformations plastiques homogènes anisotropes dans l'inclusion $\varepsilon_k^{dec,i}$.

$$\varepsilon_k^{pl,i} = \varepsilon_k^{tra,i} + \varepsilon_k^{dec,i} + \varepsilon_k^{cis,i} \quad \text{pour } k \in \{1, 2, 3\} \quad (3.44)$$

Dans la matrice (équation 3.45), des déformations induites par les ruptures en traction ($\varepsilon_k^{tra,\infty}$) et en cisaillement ($\varepsilon_k^{cis,\infty}$) peuvent également être imposées, le décollement étant déjà pris en compte via la déformation plastique de l'inclusion.

$$\varepsilon_k^{pl,\infty} = \varepsilon_k^{tra,\infty} + \varepsilon_k^{cis,\infty} \quad \text{pour } k \in \{1, 2, 3\} \quad (3.45)$$

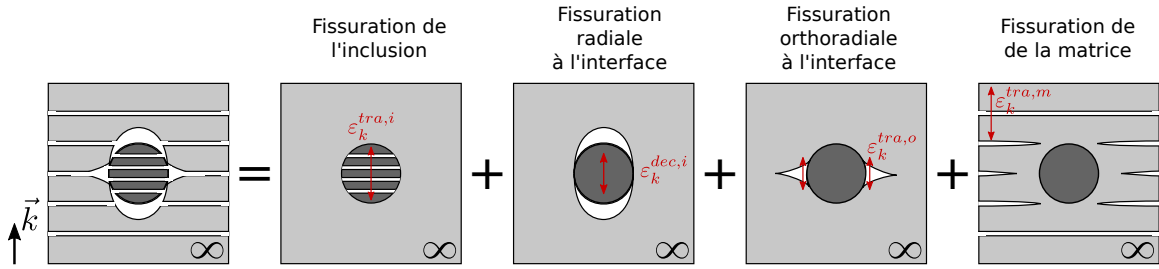


FIGURE 3.7 – Schématisation des types de fissuration localisée possibles en traction dans le modèle pour une direction (\vec{k})

La rupture par cisaillement d'interface est supposée incluse dans la déformation de cisaillement des 3 points d'intérêt situés à la surface de l'inclusion (équations 3.46 et 3.47). Par conséquent, une déformation plastique y est imposée radialement ($\varepsilon_k^{cis,r}$) et orthoradialement ($\varepsilon_k^{cis,o}$). La rupture en traction n'est cependant possible qu'orthoradialement car l'interface est supposée moins résistante que la matrice ($\varepsilon_k^{tra,o}$). et le décollement est déjà pris en compte dans les déformations plastiques de l'inclusion.

$$\varepsilon_k^{pl,r} = \varepsilon_k^{cis,\infty} \quad \text{pour } k \in \{1, 2, 3\} \quad (3.46)$$

$$\varepsilon_k^{pl,o} = \varepsilon_k^{tra,o} + \varepsilon_k^{cis,o} \quad \text{pour } k \in \{1, 2, 3\} \quad (3.47)$$

Quelles que soient leurs emplacements ($l \in \{i, o, \infty\}$), la méthodologie proposée par Sellier et al. (2019), et reprise ensuite par Anglade (2022) consiste à déduire les déformations plastiques locales de traction d'un critère local de Rankine $f_k^{tra,l}$ (équation 3.48), où σ_k^l est la contrainte effective localisée au point considéré et dans la direction correspondante ($k \in \{1, 2, 3\}$) et R_t^j la résistance en traction de la phase considérée ($j \in i, m$).

$$f_k^{tra,l} = \sigma_k^l - R_t^j \quad \text{pour } k \in \{1, 2, 3\}, l \in \{i, o, \infty\}, j \in i, m \quad (3.48)$$

Pour le décollement à l'interface, un critère de Rankine f_k^{dec} est aussi utilisé (équation 3.49). Cependant, dans le cas présent, le critère se base sur la résistance à la traction de l'interface $R_{t,int}$ et la contrainte

totale radiale à l'interface, qui est aussi celle dans l'inclusion $\sigma_k^{tot,i}$ en raison de la condition continuité statique d'interface qui porte sur la contrainte totale.

$$f_k^{dec} = \sigma_k^{tot,i} - R_{t,int} \quad \text{pour } k \in \{1, 2, 3\} \quad (3.49)$$

Pour la rupture en cisaillement, le modèle utilise un critère local de Drucker-Prager $f_k^{DP,l}$ (équation 3.50).

$$f^{cis,l} = \left(\sqrt{\frac{\sigma'^{d,l} : \sigma'^{d,l}}{2}} + \delta \frac{\text{Tr}(\sigma'^{l,l})}{3} \right) - R_c^j \left(\frac{1}{\sqrt{3}} - \frac{\delta^j}{3} \right) \quad \text{pour } l \in \{i, r, o, \infty\}, j \in \{i, m\} \quad (3.50)$$

Où R_c^j et δ^j représentent respectivement la résistance à la compression et le coefficient de confinement de la phase correspondante. $\sigma'^{d,l}$ et $\text{Tr}(\sigma'^{l,l})$ représentent respectivement la composante déviatorique et la trace du tenseur des contraintes effectives à l'emplacement considérée. Par exemple, pour le cisaillement de la matrice à l'infini, ce tenseur prend en compte les contraintes à l'infini $\sigma_1'^{\infty}$, $\sigma_2'^{\infty}$ et $\sigma_3'^{\infty}$. Au niveau de l'interface, le critère considère à la fois les contraintes effectives radiales et orthoradiales, respectivement $\sigma_k'^r$ et $\sigma_k'^o$ pour $k \in \{1, 2, 3\}$.

Déterminer les déformations plastiques induites par le dépassement de ces différents critères consiste à estimer des multiplicateurs plastiques permettant d'annuler tous les critères positifs, soit $f^{cri} = 0$ pour $cri \in \{tra, dec, cis\}$, tout en respectant la condition de compatibilité (équation 3.51). Les critères de Rankine et de Drucker-Prager étant des fonctions convexes ($f \leq 0$), il est alors possible de déterminer les multiplicateurs plastiques (λ^{cri}) nécessaires au respect de cette condition.

$$f^{cri,l} + d\lambda^{cri} \frac{\partial f^{cri,l}}{\partial \lambda^{cri}} = 0 \quad \text{pour } cri \in \{tra, dec, cis\}, l \in \{i, r, o, \infty\} \quad (3.51)$$

Ces multiplicateurs permettent de calculer l'incrément de déformation plastique $d\varepsilon_k^{cri,l}$ grâce à l'équation 3.52, où $F^{cri,l}$ est une fonction convexe des contraintes au point considéré de façon à assurer localement et globalement la positivité de la dissipation plastique.

$$d\varepsilon_k^{cri,l} = d\lambda \frac{\partial F_k^{cri,l}}{\partial \sigma_k'^l} \quad \text{pour } k \in \{1, 2, 3\}, cri \in \{tra, dec, cis\}, l \in \{i, r, o, \infty\} \quad (3.52)$$

Dans le cas du critère de Rankine ($cri \in \{tra, dec\}$), la fonction $F_k^{cri,l}$ est associée au critère. Cela signifie que les deux fonctions sont identiques (équation 3.53). A contrario, la fonction $F^{cis,l}$ n'est pas associée au critère de Drucker-Prager. Elle est explicitée dans l'équation 3.54.

$$F_k^{cri,l} = f_k^{cri,l} \quad (3.53)$$

$$F^{cis,l} = \left(\sqrt{\frac{\sigma'^{d,l} : \sigma'^{d,l}}{2}} + \beta \frac{\text{Tr}(\sigma'^{l,l})}{3} \right) \quad \text{pour } l \in \{i, r, o, \infty\}, j \in \{i, m\} \quad (3.54)$$

Où β^j est la dilatance due au cisaillement de la phase considérée, $\sigma'^{d,l}$ et $\text{Tr}(\sigma'^{l,l})$, respectivement la composante déviatorique et la trace du tenseur des contraintes effectives au point d'intérêt considéré.

3.2.4.3 Contraintes d'origine hydrique et chimique

Dans le modèle, les effets des pressions capillaires dues aux mouvements hydriques et celles induites par des gels néoformés de RAG ou de RSI, sont respectivement prises en compte par l'intermédiaire d'une contrainte hydrique ($\sigma^{hyd,j}$) et d'une autre chimique ($\sigma^{ch,j}$). Ces contraintes sont différentes suivant les phases ($j \in \{i, m\}$). La contrainte totale se décompose ainsi en la somme d'une contrainte effective et des contraintes hydriques et/ou chimiques selon l'équation 3.36. Modéliser les effets de ces phénomènes physiques au travers de contraintes imposées plutôt que de déformations imposées permet de s'assurer que leurs effets respectifs ne se relaxent pas dans le temps et ne dépendent que de l'état actuel du matériau.

3.2.4.3.1 Contraintes hydriques

Selon Biot (1955) et Coussy et al. (1998), la contrainte $\sigma^{hyd,j}$ que génère la pression hydrique dans les capillaires P_c^j dépend du coefficient de Biot (b^j) et du degré de saturation (S_r^j) de la phase. La relation entre ces différents paramètres est décrite par l'équation 3.55 et son application dans la phase est uniforme, comme schématisé dans la figure 3.8.

$$\sigma^{hyd,j} = -b^j S_r^j P_w^j \quad (3.55)$$

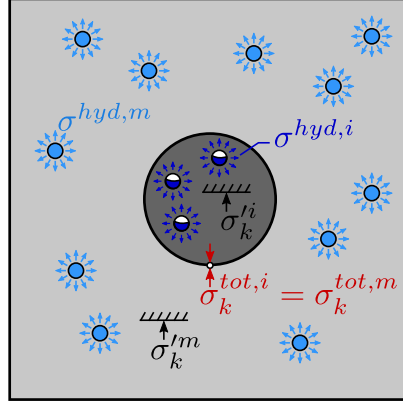


FIGURE 3.8 – Schématisation des contraintes hydriques (σ^{hyd}) et effectives (σ') dans chacune des phases

Dans ce modèle, applicable en désaturé, ou en saturé sans surpression hydrique significative, la pression d'eau P_w^j dans les capillaires de la phase j est calculée selon un isotherme de désorption proposé par Van Genuchten (1980), et explicité dans l'équation 3.56; la pression hydrique dépend du degré de saturation (S_r^j), du module (Mvg^j) et l'exposant (m_{vg}) de Van Genuchten de chacune des phases j considérée.

$$P_w^j = -Mvg^j \left(1 - S_r \left(-\frac{1}{m_{vg}^j} \right) \right)^{m_{vg}^j} \quad (3.56)$$

Le module Mvg^j de Van Genuchten dépend de la température (T) au travers de sa valeur (Mvg_{ref}^j) à la température de référence (T_{ref}) et d'une température de calage des isothermes ($T^{vg,j}$).

$$Mvg^j = Mvg_{ref}^j \exp \left(-\frac{T - T_{ref}}{T^{vg,j} - T_{ref}} \right) \quad (3.57)$$

Modéliser les effets hydriques via cette contrainte permet de prendre en compte les phénomènes locaux de retrait indépendamment de l'état de déformation de la matrice, ce qui permet de maintenir la dépression hydrique durant la RAG lorsque le milieu est non saturé. Par conséquent, dans le cas où la matrice se contracte du fait d'un retrait hydrique, des contraintes de tractions orthoradiales vont apparaître et peuvent entraîner une microfissuration de celle-ci. Dans le cas d'un chargement de compression uniaxial, la contraction de la matrice suite au retrait de dessiccation va engendrer des contraintes de compression radiales à l'interface, dans le sens du chargement qui seront donc plus élevées qu'en l'absence de retrait. Par conséquent, un retrait plus important de la matrice aux abords de l'inclusion va se produire en présence d'un chargement de compression, démontrant ainsi que le fluage dit "de dessiccation" n'a pas besoin d'être considéré dans cette approche car il est la conséquence naturelle de l'interaction microscopique entre la dépression capillaire et la contrainte. En effet, un chargement uniaxial de compression entraîne des contraintes de compression qui viennent se superposer à celles orthoradiales de traction dues au retrait dans le sens perpendiculaire à l'axe de chargement, prévenant ainsi la formation de fissures et augmentant le fluage de la matrice dans cette direction.

3.2.4.3.2 Contraintes chimiques

Le modèle a la capacité de prendre en compte des gonflements induits par le développement de gels néoformés. Ces gels peuvent être représentatifs de la Réaction Alkali Granulats (RAG) et ils se développent alors dans l'inclusion. Dans le cas de la Réaction Sulfatique Interne (RSI), ils sont localisés dans la matrice. Le développement de ces gels entraîne une contrainte chimique poro-mécanique $\sigma^{ch,j}$ dans la phase considérée. Cette contrainte est calculée par l'intermédiaire d'un coefficient de Biot du gel ($b^{ch,j}$) et d'une pression qu'exercent ces gels au niveau des sites où ils sont produits ($P^{ch,j}$).

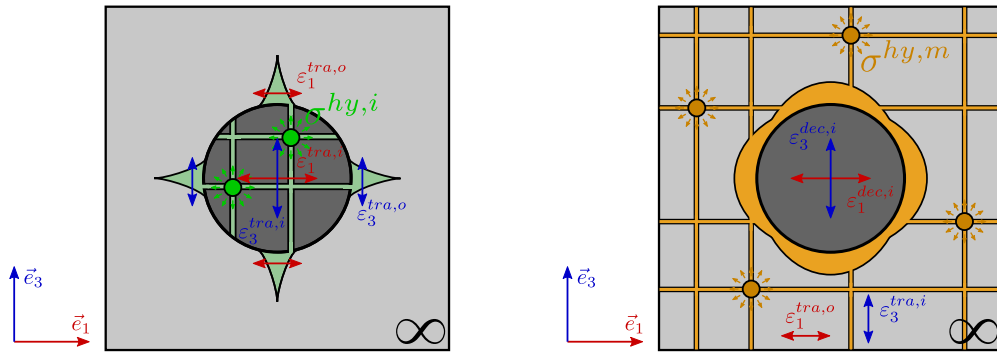
$$\sigma^{hyd,j} = -b^{ch,j} P^{ch,j} \quad (3.58)$$

A chaque pas de temps, la pression chimique $P^{ch,j}$ est calculé en multipliant le module de Biot du gel M_{gel}^j par le volume de gel résiduel au niveau des sites de la réaction chimique. Ce dernier correspond à la différence entre le volume total de gel formé (ϕ_{gel}^j) et le volume de ce gel qui a diffusé dans les fissures connectées aux sites de la réaction (ϕ_{fiss}^j), ce dernier volume étant limité d'une part par le volume de fissure, et d'autre part par le volume de gel formé. L'exposant + signifie que le volume de gel résiduel capable d'entraîner une pression ne peut être que positif, cela revient à supposer, implicitement, que le gel perd sa pression en diffusant dans les fissures et qu'il se décolle de la matrice s'il tend vers une dépression.

$$P^{ch,j} = M_{gel}^j < \phi_{gel}^j - \phi_{fiss}^j >^+ \quad (3.59)$$

Les fissures dans lesquelles les gels peuvent se diffuser dépendent de la phase dans laquelle ils se développent (équation 3.60). Ainsi, le gel formé dans l'inclusion (i) peut se diffuser dans les fissures ortho-radiales $\varepsilon_k^{tra,o}$ et dans celles présentes dans l'inclusion $\varepsilon_k^{tra,i}$. Pour celui formé dans la matrice (m), la diffusion est possible dans les fissures induites par le décollement de l'interface $d\varepsilon_k^{dec,i}$ et celles de traction au sein de la matrice $d\varepsilon_k^{tra,\infty}$. Ces hypothèses sont schématisées dans la figure 3.9.

$$d\phi_{fiss}^j = \begin{cases} \phi_i \left(\sum_{k=1}^3 d\varepsilon_k^{tra,i} + (1 - \phi_i) \sum_{k=1}^3 d\varepsilon_k^{tra,o} \right) & \text{si } j = i \\ \frac{\phi_i}{1 - \phi_i} \sum_{k=1}^3 d\varepsilon_k^{dec,i} + \left(1 - \frac{3}{2}\phi_i \right) \sum_{k=1}^3 d\varepsilon_k^{tra,\infty} & \text{si } j = m \end{cases} \quad (3.60)$$



(a) Cas des gels formés dans l'inclusion (RAG) (b) Cas des gels formés dans la matrice (RSI)

FIGURE 3.9 – Schématisation de la pression chimique dans les phases ($\sigma^{ch,j}$) et de la fissuration accessible pour les gels gonflants néoformés en fonction de la phase considérée

Le volume de gel formé sur un pas de temps (équation 3.61) est nul tant que l'avancement chimique $A^{ch,j}$ reste inférieur à un avancement chimique seuil $A^{ch,j,0}$. Ce dernier est défini comme un avancement chimique à partir duquel la réaction engendre des gonflements. Dans le cas où un volume est formé, celui-ci est alors égal au volume maximal de gel qui peut être produit (V_{ch}^j) multiplié par l'incrément d'avancement chimique sur le pas de temps (dA_{ch}^j), divisé par la différence entre l'avancement chimique seuil ($A_{ch}^{0,j}$) et maximal ($A_{ch}^{\infty,j}$), et

$$d\phi_{gel}^j = \begin{cases} 0 & \text{si } A_{ch}^j < A_{ch}^{0,j} \\ V_{ch}^j \frac{dA_{ch}^j}{A_{ch}^{\infty,j} - A_{ch}^{0,j}} & \text{si } A_{ch}^j \geq A_{ch}^{0,j} \end{cases} \quad (3.61)$$

L'incrément d'avancement chimique en fonction du temps est défini de la manière suivante :

$$\frac{\partial A_{ch}^j}{\partial t} = \frac{1}{\tau_{ref}^{ch,j}} C^{T,ch,j} C^{H,ch,j} (A_{ch}^{\infty,j} - A_{ch}^j) \quad (3.62)$$

Où $\tau_{ref}^{ch,j}$ est le temps de référence de la réaction chimique et $A^{ch,\infty,j}$ son avancement chimique maximal. Selon les travaux de Poyet et al. (2004), ce dernier ne peut pas être supérieur au degré de saturation du béton et ne peut pas diminuer entre deux pas de temps. $C^{T,ch,j}$ et $C^{H,ch,j}$ sont respectivement des coefficients qui permettent de prendre en compte l'impact de la température et de la saturation sur la cinétique d'avancement de la réaction chimique. Le coefficient thermique est défini par une loi d'Arrhenius (équation 3.63), où Ea est l'énergie d'activation de la réaction à la température de référence T_{ref} et T la température à l'instant t de calcul. Ces deux températures sont exprimées en Kelvin.

$$C^{T,ch,j} = \exp\left(-\frac{Ea^{ch,j}}{R}\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}}\right)\right) \quad (3.63)$$

Le coefficient hydrique, explicité dans l'équation 3.64, est nul si le degré de saturation actuel Sr est inférieur au degré de saturation minimal nécessaire au développement de la réaction $Sr^{th,ch,j}$. Dans le cas inverse, celui-ci est calculé en tenant compte d'un degré de saturation minimal $Sr^{th,ch,j}$, en dessous duquel la réaction ne peut se développer.

$$C^{H,ch,j} = \begin{cases} \frac{Sr^j - Sr^{th,ch,j}}{1 - Sr^{th,ch,j}} & \text{si } Sr > Sr^{th,ch,j} \\ 0 & \text{si } Sr \leq Sr^{th,ch,j} \end{cases} \quad (3.64)$$

3.2.5 Implémentation dans un code aux Eléments Finis

Ce modèle d'homogénéisation non-linéaire doit désormais être implanté dans un code aux Elements Finis afin de permettre le calcul de structures. L'implantation et l'algorithme de ce modèle, qui fait office de loi de comportement dans un tel code sont schématisés sur la figure 3.10.

Dans un calcul pas à pas, pour chaque pas de temps, le code au Elément Finis calcule la différence entre les forces extérieures (F_{ext}) et les force intérieures (F_{int}). Les premières sont données par les conditions limites et les chargements imposés à la structure, les secondes, dépendent quant à elles, des contraintes dans le matériau. Pour que le logiciel achève le pas de temps en cours (converge), elles doivent être identiques. Dans le cas où elles sont différentes, la différence entre les deux, appelé résidu est annulé via un incrément de déplacement supplémentaire $d\bar{U}$ qui multiplié par la matrice de rigidité de la structure (\bar{K}) est égal à l'opposé du résidu. Cet incrément est alors transformé en un incrément de déformations à chaque point de Gauss. En fonction de cette déformation, la loi de comportement permet d'obtenir un incrément de contrainte qui permet de calculer de nouvelles forces intérieures, qui sont à leur tour comparées aux forces extérieures. Dans le cas où elles sont égales, le calcul pour le pas de temps en cours est terminé. Dans le cas inverse, le processus de calcul de la contrainte dans les éléments est de nouveau effectué, on parle alors d'une nouvelle itération. Pour une loi de comportement linéaire, ce processus itératif n'a besoin d'être opéré qu'une seule fois car la matrice de rigidité de la structure est issue de la loi de Hooke. Dans le cas présent, le modèle étant non-linéaire, plusieurs itérations sont parfois nécessaires pour annuler le résidu au niveau de la structure.

A chaque itération, le modèle, implémenté au point de Gauss, reçoit des incréments de déformations dans le repère global du maillage. Ces incréments, qui correspondent à des incréments de déformations homogénéisées, sont tout d'abord réexprimés dans leur base principale ($d\varepsilon_k^h$). En parallèle, l'incrément de temps (dt), la variation de température (dT) et du de degré de saturation (dSr) sont fournis au modèle à chaque point de Gauss. Ces incréments de variables d'état permettent de calculer les incréments de déformations thermiques ($d\varepsilon^{th,j}$), de contraintes hydriques ($d\sigma^{hyd,j}$) et de contraintes chimiques ($d\sigma^{ch,j}$), en supposant tout d'abord que la diffusion du gel vers les fissures n'est pas possible. Ces variables, associées aux incréments de déformations élastiques homogénéisées et à l'incrément de temps, permettent, lors d'un tir visco-élastique, de déterminer des incréments de déformations élastiques ($d\varepsilon_k^{e,j}$) et visqueuses aux points d'intérêt ($d\varepsilon_k^{fLM,j}$ et $d\varepsilon_k^{fLK,j}$). Les incréments de déformation élastiques, de contraintes chimie et hydrique permettent à leur tour de déterminer les contrainte totales et effectives en chaque point d'intérêt. Il s'agit de la première étape de localisation dite du "tir visco-élastique", c'est à dire sans écoulements plastiques, et sans écoulement de gels dans les fissures. Les incréments de contraintes permettent alors de calculer un premier état de contrainte en fin de pas de temps. Cet état de contrainte est alors diagonalisé et utilisé sous forme de valeurs propres pour vérifier si les critères plastique sont dépassés. Si celui-ci est nul, les contraintes effectives homogénéisées ($d\sigma_k^{e,h}$) dans le repères des contraintes principales sont calculée en appliquant la méthode d'homogénéisation. Ces contraintes sont ensuite réexprimées dans le système de coordonnées global et utilisée par ce dernier pour calculer les forces intérieures, et en déduire un nouveau résidu global à l'échelle de la structure.

Dans le cas où le résidu du critère plastique est positif, un processus de sous-itération dans le modèle d'homogénéisation est effectué jusqu'à l'obtention d'un critère nul. Ce processus basé sur le principe du retour radial vise à annuler les critères plastiques. Pour cela, une seconde étape de localisation visco-élastique-plastique est effectuée et permet de calculer les multiplicateurs plastiques aux points d'intérêt nécessaires pour annuler ces critères plastiques ($d\varepsilon_k^{tra,j}$, $d\varepsilon_k^{cis,j}$ et $d\varepsilon_k^{dec,j}$). Lors de cette étape de retour radial, les déformations élastiques et visqueuses ainsi que les contraintes chimiques sont mises à jour, mais cette fois-ci les incréments de déformations totales sont nuls.

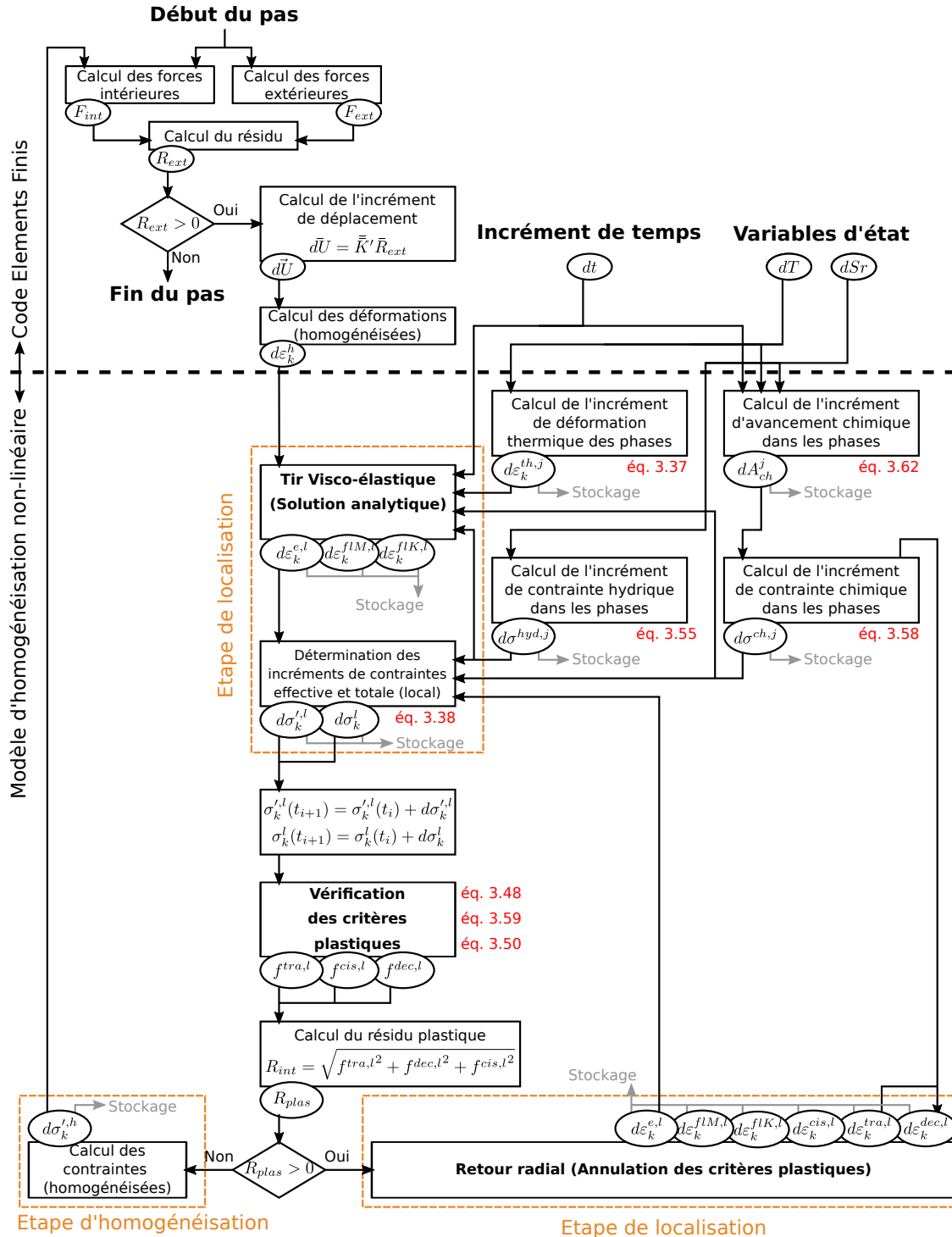


FIGURE 3.10 – Algorithme simplifié du modèle implanté dans un code aux Elements finis pour la résolution d'un pas de temps

3.3 Validation du modèle

Le modèle d'homogénéisation non-linéaire, mis au point dans le cadre de cette thèse, est implanté dans un code de calcul aux Eléments Finis, dans le cas présent Cast3m du CEA. Sa capacité à reproduire le comportement d'un matériau biphasique, tout en prenant en compte les contraintes et les déformations anélastiques localisées aux abords des inclusions, doit maintenant être vérifiée. Dans cette optique, sa réponse doit être la plus proche possible de celle d'un modèle mésoscopique qui serait soumis au même chargement, mais dans lequel la matrice et les inclusions sont discrétisées de façon à fournir une solution de référence. Après avoir présenté le modèle mésoscopique utilisé dans le cadre de cette validation, les résultats des deux modèles seront comparés pour plusieurs cas de chargement et la validité du modèle d'homogénéisation non-linéaire sera alors discutée.

3.3.1 Présentation du modèle mésoscopique

Le modèle d'homogénéisation non-linéaire et le modèle mésoscopique servant à sa validation doivent être comparables. Ce dernier doit donc respecter certaines hypothèses utilisées dans le premier, à savoir celles portant sur les conditions aux limites du VER, la disposition spatiale des inclusions, mais aussi sur les lois de comportement des phases représentées. Les différents choix appliqués dans le modèle mésoscopique seront présentés et justifiés dans cette partie.

3.3.1.1 Choix des conditions aux limites et de la géométrie extérieure

La comparaison des deux modèles est effectuée à l'échelle du VER. Ce volume ne représentant qu'une partie du matériau, il s'appuie non pas sur une répartition aléatoire des inclusions mais plus simplement sur un motif périodique présentant la même densité d'inclusions que le matériau homogénéisé analytiquement. La géométrie et les conditions aux limites pour la simulation mésoscopique sont déduites de ce principe de périodicité. Elles doivent être telles que la juxtaposition de plusieurs cellules représentant le motif périodique conduise à un comportement global similaire quelque soit le nombre de cellules. Par la suite, la cellule élémentaire du milieu périodique équivalent sera qualifié de "modèle mésoscopique". Dans le modèle mésoscopique, les inclusions doivent être maillées et de forme sphérique afin de respecter l'hypothèse énoncée dans la partie 3.2.1. Le cube est le seul volume pouvant contenir des volumes sphériques, tout en rendant possible une symétrie spatiale dans un repère cartésien.

Pour cette validation, les comportements de deux cubes soumis à un même chargement triaxial sont donc comparés. Le comportement du premier est calculé avec le modèle d'homogénéisation et ne se compose que d'un seul élément (il s'agit donc d'une simple application numérique du modèle analytique). Le comportement du second est calculé par l'intermédiaire du modèle mésoscopique, les inclusions et la matrice étant discrétisées finement. Les conditions aux limites représentatives de la périodicité sont identiques dans les deux cas.

Le volume du cube est pris comme un volume unitaire de 1 cm^3 . Ainsi, le volume que représentent les inclusions sphériques maillées est directement égal à la fraction volumique d'inclusions. Un sommet du cube correspond à l'origine du repère et les trois arêtes du cube partant de ce point sont portées par les vecteurs de base de ce repère. Le déplacement orthogonal aux plans passant par l'origine du repère sont nuls pour traduire une première série de symétries planes. Par exemple, le déplacement de la face dans le plan $(x=0,y,z)$ est bloqué selon la direction \vec{e}_x . Les déplacements normaux des 3 autres faces sont imposés pour définir un chargement en déformation homogénéisée imposée. Si l'on souhaite effectuer un chargement en contrainte homogénéisée imposée, Cast3m permet d'appliquer une force globale associée à une contrainte cinématique de déplacement plan sur chacune des trois faces, le code cherche alors le déplacement plan de chaque face de sorte à satisfaire la condition en force imposée sur chacune des faces.

Une convention est choisie de telle manière que la contrainte principale dans la direction 1 du chargement corresponde à la contrainte dans la direction \vec{e}_x , ainsi $\sigma_1 = \sigma_{xx}$. La température est maintenue constante et est imposée comme homogène sur la totalité du volume, il peut en être de même pour la saturation en eau.

3.3.1.2 Choix de la distribution spatiale des inclusions

Dans le modèle d'homogénéisation, les inclusions sont supposées de taille uniforme et réparties aléatoirement ou périodiquement. Pour le modèle mésoscopique, diverses distributions périodiques des inclusions peuvent respecter la condition de densité. Un arrangement cubique centré a été choisi. Il s'agit de celui qui permet, pour une densité donnée d'inclusions monodimensionnelles, de maximiser la distance entre

les inclusions, et permet par conséquent d’obtenir une contrainte dans l’inclusion la plus représentative du modèle d’homogénéisation. En effet, les conditions aux limites du VER, ainsi que la disposition des inclusions, peuvent influencer l’état de contrainte dans les inclusions qui peut alors ne plus être uniforme. La comparaison entre les divers types d’arrangements justifiant ce choix est détaillée dans l’annexe 3.5.

Trois valeurs de fraction volumique d’inclusions ϕ_i ont été testées pour le choix de l’arrangement : 10%, 20%, 40%. Pour les deux valeurs de 10% et 20%, la dilution des inclusions est suffisante pour que celles-ci n’aient que peu d’influence les unes sur les autres. La valeur de 40% est représentative d’un béton qui serait modélisé comme une matrice de mortier, les inclusions constituant la part des grains les plus gros, à savoir les gravillons. La maillage correspondant à cette fraction volumique est présenté dans la figure 3.11. Pour $\phi_i=0,4$, l’écart entre les valeurs de la contrainte au centre de l’inclusion et de celle radiale à l’interface inclusion-matrice suivant la même direction est d’environ 5%. On peut donc estimer que la contrainte est uniforme dans l’inclusion.

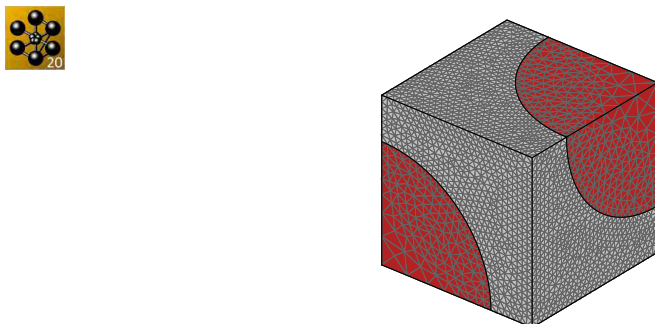


FIGURE 3.11 – Maillage du modèle mésoscopique dans le cas d’un arrangement cubique centré pour une fraction volumique égale à 40%

3.3.1.3 Choix des lois de comportement dans les phases

Le modèle mécanique utilisé pour le calcul mésoscopique est le modèle FLUENDO3D, développé en interne au LMDC (Sellier et al. 2016) décrit dans la partie 1.4.2.3 du chapitre 1 et implémenté dans le même logiciel Cast3m que le modèle d’homogénéisation non-linéaire. Les lois de comportement utilisées dans les inclusions et la matrice sont par conséquent disponibles pour les deux modélisations. Pour la vérification, un certain nombre de cas tests vont être menés de façon à mesurer la pertinence de l’homogénéisation non linéaire. A cette fin, la non-linéarité sera principalement celle de la matrice (fluage et plasticité). Par conséquent pour l’inclusion, le modèle élastique isotrope est utilisé. La loi de comportement de la matrice est celle visco-élasto-plastique du modèle FLUENDO3D qui contient les mêmes critères de plasticité et le même modèle de fluage que ceux utilisés pour l’homogénéisation. Cela permet ainsi de valider le modèle pour un comportement visqueux de la matrice, mais aussi dans son domaine plastique.

3.3.2 Comparaison avec les résultats du modèle mésoscopique

Le modèle mésoscopique permet donc de modéliser le comportement de référence d’un matériau biphasique contenant des inclusions élastiques sphériques et une matrice visco-élastique couplé à la plasticité. La validation du modèle d’homogénéisation consiste à comparer ses résultats avec ceux du modèle mésoscopique, cela pour plusieurs cas de chargement et pour plusieurs fractions volumiques (10%, 20% et 40%). Cette validation est effectuée en 3 étapes :

- cas d’une matrice purement élastique ;
- cas d’une matrice visco-élastique ;
- cas d’une matrice visco-élastique et plastique.

3.3.2.1 Comparaison des modèles dans le domaine élastique

La première étape de la validation traite le cas des deux phases, inclusions et matrice, en comportement élastique. Trois tests sont effectués. Les deux premiers consistent respectivement en un chargement de compression sphérique et un chargement purement déviatorique, les deux à température constante. Le dernier test consiste en un chargement de compression uniaxiale à température variable. Les paramètres matériaux des deux phases utilisées pour ces trois tests sont disponibles dans le tableau 3.1.

TABLEAU 3.1 – Paramètres élastiques et thermiques de l’inclusion et de la matrice utilisés dans validation du modèle

Phase du matériau	Inclusion (j=i)	Matrice (j=m)
Paramètres élastiques		
Module d'élasticité (E_j)	80 GPa (Makani 2011)	25 GPa (Marques et al. 2020)
Coefficient de Poisson (ν_j)	0,3	0,2
Paramètres thermiques		
Coefficient de dilatation (α_j) (Cagnon 2015)	3 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$	12 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$

3.3.2.1.1 Chargement sphérique

Le premier test concerne le cas du VER constitué des deux phases au comportement purement élastique soumis à un chargement de compression sphérique. Cela signifie que les contraintes principales du VER sont égales dans les trois directions principales ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Dans le cas présent, elles sont de -10 MPa.

Pour ce type de chargement, les contraintes dans chacune des phases ne dépendent que de la fraction volumique d'inclusions et du contraste des propriétés élastiques ϕ_i . La comparaison des deux modèles porte sur les contraintes dans la direction principale macroscopique \vec{e}_1 , équivalente à \vec{e}_x dans le repère global. Les valeurs de ces contraintes en plusieurs points du VER sont présentées sur la figure 3.12 pour les trois fractions volumiques testées, 10%, 20% et 40%. Ces trois cas sont différenciés par la nuance de couleur des évolutions de contraintes, la couleur la plus sombre étant dédiée au résultat pour $\phi_i = 0,4$, et la plus claire au cas où $\phi_i = 0,1$. Pour chaque fraction volumique testée, la contrainte ($\sigma_{xx}(x)$) est extraite à tous les nœuds du modèle mésoscopique se situant sur l'axe \vec{e}_x . Ces évolutions en fonction de la distance au centre du repère sont représentées par les courbes continues. Elles sont comparées aux variables calculées par le modèle d'homogénéisation dans la même direction principale macroscopique 1, qui correspondent aux contraintes dans l'inclusion σ_1^i (symboles ronds pleins) et radiales à l'interface σ_1^r (symboles triangles évidés). Dans cette même direction, les contraintes orthoradiales à l'interface σ_1^o (symboles ronds évidés) calculées par le modèle d'homogénéisation sont comparées aux contraintes équivalentes dans le modèle mésoscopique σ_{xx}^m, moy (symboles en forme de croix). Ces dernières correspondent à la moyenne des contraintes σ_{xx} , qui sont extraites aux nœuds de l'interface inclusion-matrice et comprises dans le plan ($x=0,y,z$). Dans le modèle d'homogénéisation, les contraintes moyennes σ_1^∞ (symboles carrés pleins) sont égales à la contrainte à l'infini de la matrice suivant la même direction. Afin de vérifier cette hypothèse, cette dernière est comparée dans cette figure à la contrainte moyenne dans la matrice du modèle mésoscopique σ_{xx}^m (symboles losanges évidés).

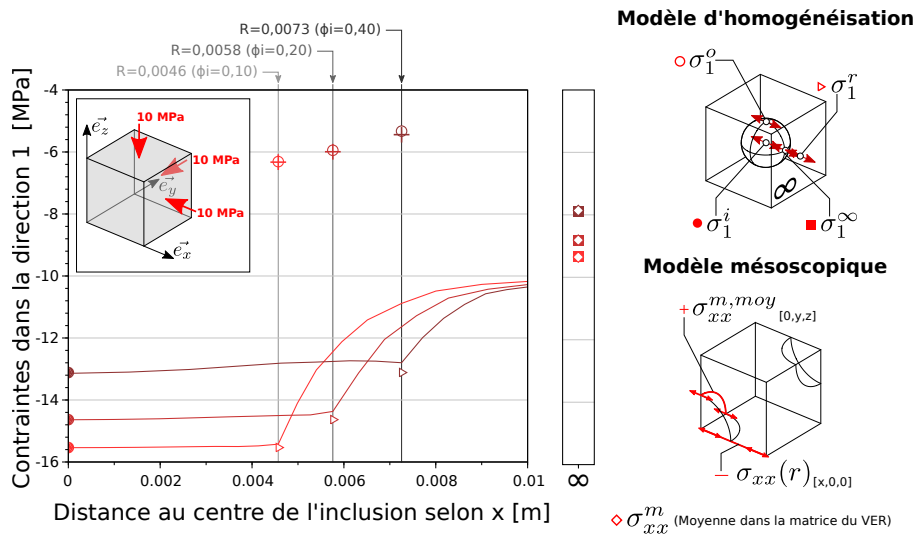


FIGURE 3.12 – Comparaison des contraintes obtenues par le modèle mésoscopique (σ_{xx}) et le modèle d'homogénéisation (σ_1) en fonction de la distance au centre d'inclusion dans le cas d'un chargement sphérique pour un comportement élastique de la matrice et des inclusions

Au centre de l'inclusion ($x=0$), la contrainte dépend de la fraction volumique : plus cette dernière est élevée, plus la contrainte est faible, comme attendu. En ce point, les résultats obtenus avec les deux modèles sont similaires. Dans le modèle mésoscopique, la contrainte radiale à l'interface est légèrement plus faible que celle au centre de l'inclusion. Cet écart, même s'il reste très faible, est d'autant plus important que la fraction volumique est élevée. Cette différence est la conséquence de l'interaction entre les inclusions au sein du béton numérique (partie 3.3.1.2). Lorsque deux inclusions se rapprochent trop, il y a une concentration de contrainte qui apparaît le long du rayon reliant leur centre, ce fait serait particulièrement évident si les inclusions venaient à se toucher. Il est donc logique qu'à l'interface, les contraintes calculées par les deux modèles diffèrent légèrement. La contrainte dans le modèle d'homogénéisation est, quant à elle, considérée comme uniforme dans la totalité de l'inclusion, comme nous l'avons vu précédemment. Cette légère différence est aussi visible sur les contraintes orthoradiales à l'interface, elle reste cependant modérée, même avec 40% d'inclusions. Quelle que soit la fraction volumique d'inclusion, les valeurs de la contrainte radiale dans la matrice à l'infini calculées par le modèle d'homogénéisation et la contrainte moyenne dans la matrice du modèle mésoscopique sont sensiblement identiques.

En conclusion de ce premier test, malgré de légères différences constatées à l'interface, les résultats des modèles mésoscopique et d'homogénéisation sont globalement identiques. Nous pouvons donc considérer que ce premier test concernant la réponse du modèle d'homogénéisation non-linéaire dans le cas de phases au comportement purement élastique soumis à un chargement sphérique, est validée.

3.3.2.1.2 Chargement déviatorique

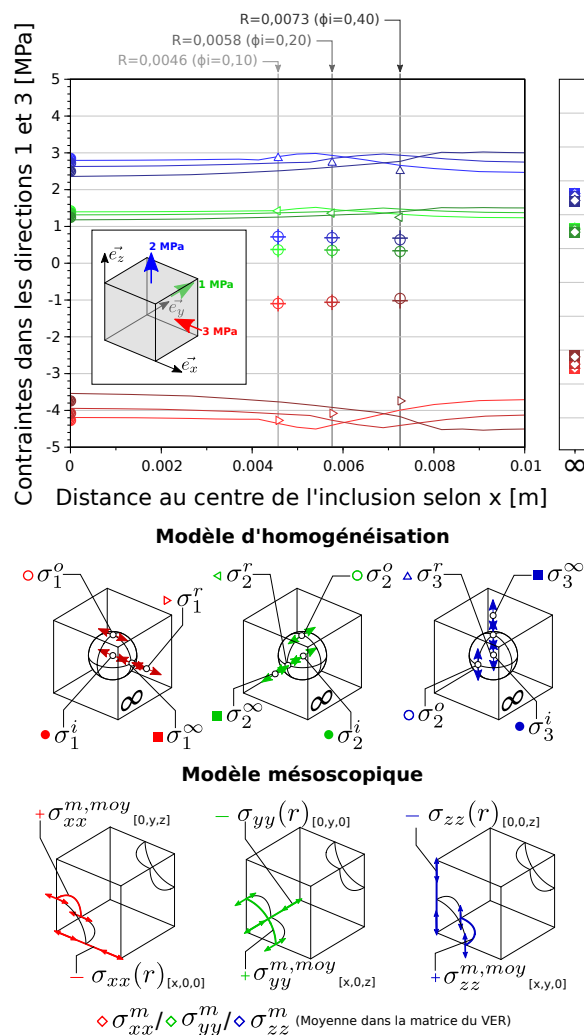


FIGURE 3.13 – Comparaison des contraintes obtenues par le modèle mésoscopique ($\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$) et le modèle d'homogénéisation ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) en fonction de la distance au centre de l'inclusion dans le cas d'un chargement purement déviatorique pour un comportement élastique de la matrice et des inclusions

Le deuxième test consiste en un cas de chargement purement déviatorique, à savoir que la trace du tenseur des contraintes principales macroscopiques est nulle ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$). Une contrainte de compression de -3 MPa est appliquée dans la direction \vec{e}_x , et des contraintes de traction égales à 1 et 2 MPa sont respectivement appliquées dans les directions \vec{e}_y et \vec{e}_z . Les réponses des deux modèles à ce chargement sont calculées, comme dans le premier test, pour des fractions volumiques d'inclusions égales à 10%, 20% et 40%. Les résultats obtenus sont représentés sur la figure 3.13. La comparaison est effectuée aux mêmes points que dans le cas du chargement sphérique. Néanmoins, les résultats sont cette fois-ci extraits selon les trois directions du problème (\vec{e}_x en rouge, \vec{e}_y en vert et \vec{e}_z en bleu). Les conventions de représentation de la figure 3.12 sont conservées.

L'analyse des résultats est comparable à celle du cas sphérique pur. Les valeurs obtenues avec les deux modèles sont similaires et les légères différences observables peuvent être attribuées, comme pour le cas du test sphérique, aux interactions entre inclusions. Cela signifie que le modèle d'homogénéisation est aussi validé dans le cas d'un VER constitué de phases à comportement élastique soumis à un chargement purement déviatorique. Le modèle élastique linéaire étant validé dans un cas déviatorique et dans un cas sphérique, il l'est donc également quel que soit le cas de chargement appliqué puisque tout chargement macroscopique peut être modélisé comme une superposition d'un cas sphérique et d'un cas déviatorique.

3.3.2.1.3 Sollicitation Thermo-Mécanique transitoire

Le dernier cas test correspond à une sollicitation Thermo-Mécanique variable dans le temps appliquée à un VER dont les phases ont un comportement élastique. Les conditions appliquées consistent en une élévation de température de 20°C à 40°C. Durant la période à 40°C, une contrainte de compression uniaxiale de -10 MPa est appliquée dans la direction \vec{e}_x . Une fois cette contrainte appliquée, la température est diminuée à 20°C. Lorsque la baisse de température est terminée, le VER est déchargé.

Les réponses des modèles d'homogénéisation et mésoscopique sont comparées sur la figure 3.14, et, comme pour les précédents tests, ils sont menés pour les trois valeurs différentes de fraction volumique d'inclusions. Le problème présentant une symétrie de révolution autour de la direction principale, seuls les résultats dans la direction 1 (rouge), correspondant à la direction chargée, et dans la direction 3 (bleu), correspondant à une direction libre, sont comparés. Les déformations à l'échelle du VER calculées par les deux modèles sont présentées dans l'encart supérieur de la figure. L'encart inférieur est réservé à la comparaison des contraintes radiales et orthoradiales à l'interface. Les nœuds du modèle mésoscopique pour lesquels sont calculées ces contraintes sont présentés sur la figure 3.14. Ces contraintes radiales et orthoradiales sont respectivement représentées par des symboles de type triangle et cercle pour le modèle d'homogénéisation, et des lignes continues et pointillées pour le modèle mésoscopique.

Les évolutions des déformations homogénéisées obtenues avec les deux modèles sont identiques. Pour les trois fractions volumiques d'inclusions, une dilatation thermique isotrope est observée suite au chauffage. Une fois le chargement appliqué, une contraction se produit dans la direction chargée et une extension dans la direction libre par effet Poisson. Lors du refroidissement à 20°C, le béton se contracte dans les deux directions. Enfin, lors de la décharge et donc du retour aux conditions initiales, les déformations redeviennent nulles, étant donné le comportement élastique considéré dans ce test. L'amplitude des déformations à l'échelle du VER est directement liée à la fraction volumique. Le béton développe la dilatation thermique et les déformations sous charge les plus faibles lorsque la fraction volumique d'inclusions est la plus élevée. Ceci s'explique par la rigidité supérieure et le coefficient de dilatation thermique inférieur des inclusions granulaires par rapport à ceux de la matrice.

Pour une même fraction volumique, les évolutions des contraintes évaluées avec les deux modèles sont similaires. Lorsque le béton est chauffé, des contraintes radiales de traction et orthoradiales de compression apparaissent à l'interface. Ces contraintes sont la conséquence d'un gonflement différentiel des deux phases du matériau du fait des valeurs distinctes de leur coefficient de dilatation thermique. Lorsque le béton est chargé uniaxialement, ces contraintes radiales évoluent alors vers la compression, et l'interface se retrouve comprimée. Cependant, cette contrainte est limitée par le gonflement thermique préalable des phases. Ainsi, lors du retour à la température initiale de 20°C, la compression à l'interface augmente. Dans la direction libre, le chargement n'a que peu d'impact. Les légères différences observables s'expliqueraient à nouveau par la géométrie du modèle mésoscopique qui engendre une contrainte qui n'est plus totalement uniforme dans les inclusions maillées.

Ce dernier test thermo-élastique a permis de montrer que le modèle d'homogénéisation est correctement implémenté.

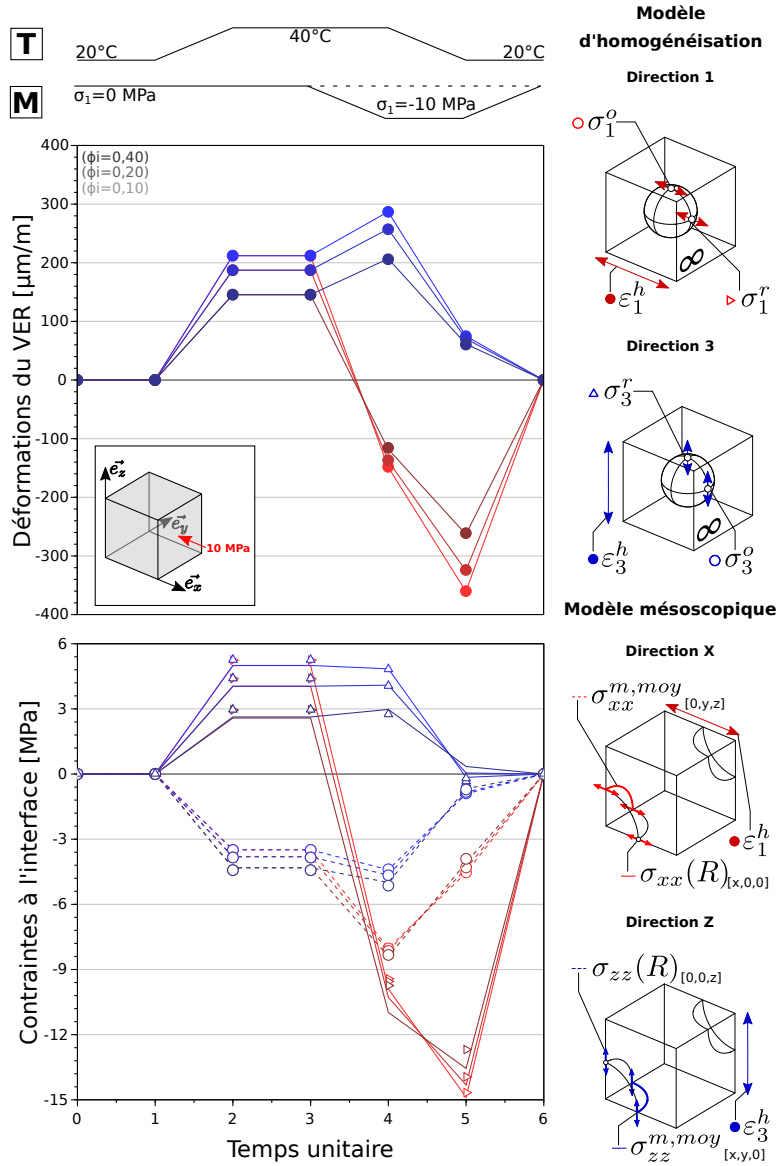


FIGURE 3.14 – Comparaison des déformations du VER et des contraintes radiales et orthoradiales obtenues par les modèles d'homogénéisation et mésoscopique dans le cas d'un chargement uniaxial sous température variable pour un comportement élastique de la matrice et des inclusions

3.3.2.2 Comparaison des modèles dans le domaine visco-élastique

Le deuxième type de validation consiste à comparer la réponse des deux modèles dans le cas où le comportement de la matrice est visco-élastique. Les propriétés élastiques des phases restent inchangées par rapport à celles de la validation dans le cas du comportement purement élastique (tableau 3.1). L'inclusion conserve un comportement purement élastique. Les paramètres matériaux utilisés dans la modélisation du comportement visqueux de la matrice sont disponibles dans le tableau 3.3. Il s'agit des coefficients de fluage de la part réversible de Kelvin-Voigt et de celui de la part irréversible de Maxwell, ainsi que le temps caractéristique dont une même valeur est appliquée pour ces deux composantes de fluage. Dans ce test, un chargement de compression uniaxiale de -10 MPa est appliqué sur le VER dans sa direction principale \vec{e}_1 , soit la direction \vec{e}_x . Les deux autres faces du cube sont laissées libres de se déplacer tout en restant planes et perpendiculaires à leur axe de déplacement. Le chargement est maintenu constant pendant 25 jours, puis le VER est déchargé et laissé libre de se déformer durant les 15 jours suivants. Ce cycle de chargement-déchargement est reproduit une deuxième fois. Durant toute la durée du test, la température de 20°C demeure constante et uniforme. En termes d'hygrométrie, les deux phases sont maintenues saturées.

TABLEAU 3.2 – Paramètres de fluage de la matrice utilisés lors du test avec une matrice au comportement visco-élastique

Phase du matériau	Matrice
Temps caractéristique de fluage (τ^{fl})	0,75 jours
Coefficient de fluage de Maxwell (k^{flM})	0,150
Coefficient de fluage de Kelvin-Voigt (k^{flK})	0,075

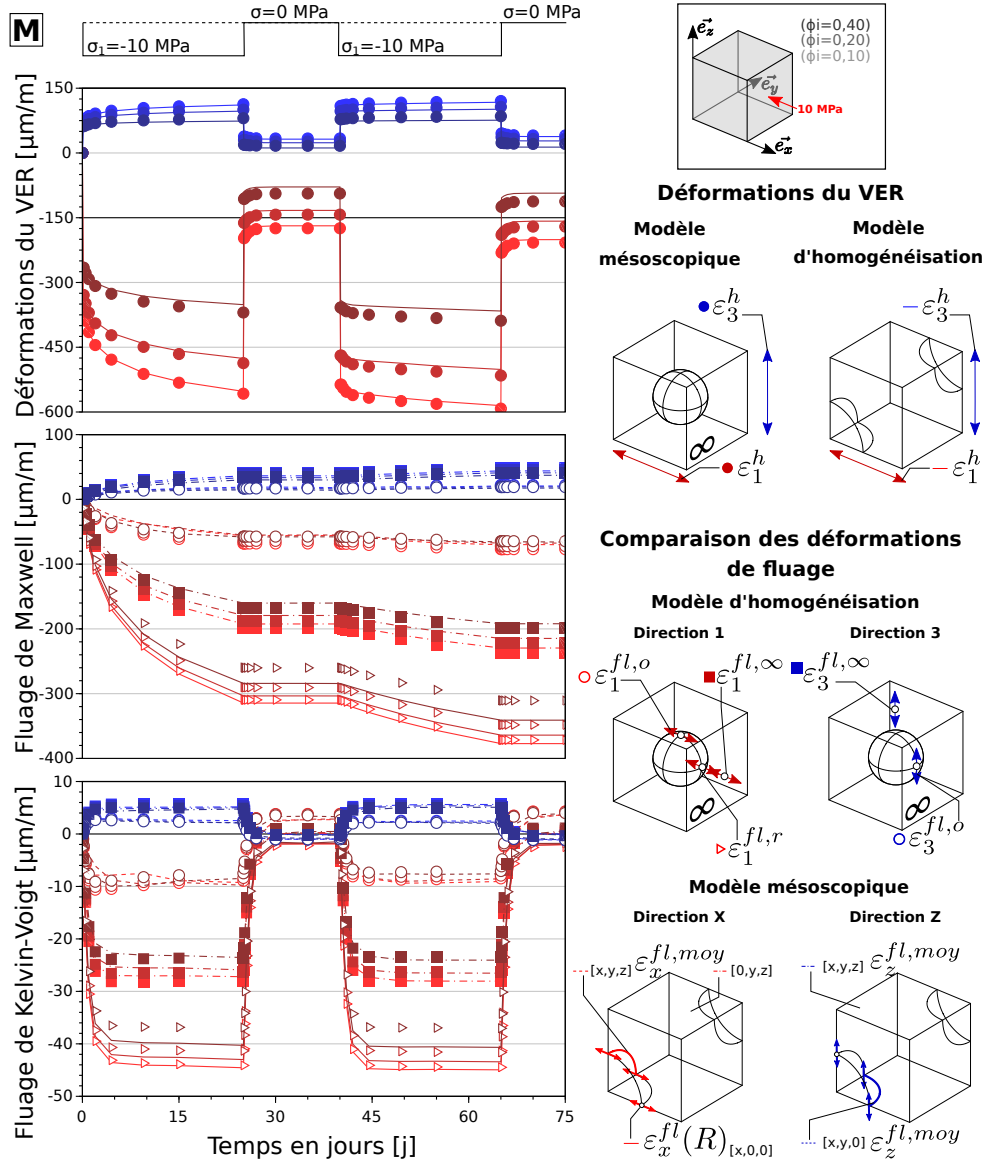


FIGURE 3.15 – Comparaison des déformations du VER et des déformations de fluage obtenues par les modèles d’homogénéisation et mésoscopique dans le cas d’un chargement cyclique de compression uniaxiale de 10 MPa pour un comportement élastique des inclusions et visco-élastique de la matrice

Les résultats sont présentés dans la figure 3.15 pour les trois fractions volumiques testées (10%, 20% et 40%). La convention de représentation avec les nuances de couleur, qui a été utilisée précédemment lors des tests en élasticité, est conservée. Dans le cas d’un chargement uniaxial, une symétrie de révolution existe. Par conséquent, seuls les résultats dans la direction chargée (rouge) et une seule des directions libres (bleu) sont comparés. Les déformations du VER calculées par les deux modèles sont présentées dans l’encart supérieur de la figure, où les traits continus représentent les résultats du modèle mésoscopique, et les cercles pleins, ceux obtenus avec le modèle d’homogénéisation non-linéaire. Les deux autres encarts présentent respectivement les évolutions des déformations irréversibles de fluage de Maxwell, dites conso-

lidantes, et celles réversibles de fluage de Kelvin-Voigt. Les déformations radiales de ces deux fluages $\varepsilon_1^{fl,r}$ calculées par le modèle d'homogénéisation à l'interface inclusion-matrice dans la direction 1 sont représentées par les triangles évidés. Elles sont comparées aux déformations correspondantes dans le modèle mésoscopique ε_x^{fl} (traits continus) et calculées au nœud positionné à l'intersection de l'interface avec l'axe \vec{e}_x . Pour le modèle mésoscopique, l'évolution de la déformation orthoradiale moyenne de fluage à l'interface est représentée par les traits pointillés. Les évolutions des déformations de fluage moyennées sur la totalité du volume de matrice sont, quant à elles, représentées par les traits discontinus pour la direction z. Ces moyennes sont respectivement comparées à la déformation orthoradiale $\varepsilon^{fl,o}$ (ronds évidés) et à l'infini $\varepsilon^{fl,\infty}$ (carrés pleins) obtenues par le modèle d'homogénéisation. Ces comparaisons sont effectuées pour les deux types de fluage et dans les deux directions considérées du problème, à savoir la direction de chargement uniaxial (\vec{e}_1) et une des deux directions libres (\vec{e}_3).

Les déformations à l'échelle du VER issues des deux modèles sont caractéristiques de déformations différées sous charge. Dans les deux directions, lors la période chargée, une déformation élastique est suivie de déformations différées. Lorsque le VER est déchargé, un retour élastique suivi d'une recouvrance différée sont observables. Pour une même fraction volumique d'inclusion, les ordres de grandeur des déformations obtenues avec les deux modèles sont similaires. Pour les deux modèles, le fluage diminue avec l'augmentation de la fraction volumique d'inclusions élastiques. Puisque les paramètres visqueux de la matrice restent inchangés d'une simulation à l'autre, ce comportement est donc directement lié à l'état de contraintes aux abords des granulats et à leur effet rigidifiant de par leur plus fort module d'élasticité. Les écarts observés entre les évolutions des déformations de fluage des deux modèles et qui augmentent avec la fraction volumique, sont, comme pour les tests purement élastiques, explicables par la proximité des inclusions dans le modèle mésoscopique. En effet, la contrainte radiale à l'interface, qui est plus importante dans le modèle mésoscopique que dans le modèle d'homogénéisation, entraîne alors un fluage de la matrice à l'interface localement plus rapide. Cette hypothèse est vérifiée avec les déformations radiales de fluage à l'interface qui sont visibles dans les deux autres encarts, et qui sont celles où les différences entre les modèles sont les plus significatifs lorsque le taux d'inclusions augmente. Notons que le choix d'un autre point de comparaison sur l'interface pourrait conduire à des variations modérées de ces vitesses; une comparaison sur plusieurs points, ou sur la moyenne de la vitesse de déformation sur un périmètre aurait également pu être menée.

Dans les deux modèles et pour les deux directions étudiées, les évolutions des déformations de fluage de Maxwell sont assez similaires. Lors des phases sous contraintes, les déformations augmentent, puis leurs cinétiques s'atténuent. Elles restent stables lors des phases déchargées, et non nulles du fait de l'irréversibilité de ce fluage. En ce qui concerne les déformations réversibles de fluage de Kelvin-Voigt, les cinétiques sont élevées lors du chargement ou à la décharge, puis elles diminuent progressivement et se stabilisent. Quel que soit le cycle, l'amplitude des déformations reste identique et dépend simplement de la fraction volumique d'inclusions. Les déformations obtenues avec les deux modèles sont du même ordre de grandeur pour chaque fluage. Comme déjà énoncé, l'écart le plus important est observé pour les déformations radiales à l'interface. Pour rappel, dans le modèle d'homogénéisation, une symétrie de révolution par direction est considérée pour les contraintes orthoradiales (partie 3.2.2.3.1). Cette hypothèse est validée par les évolutions et amplitudes comparables de la déformation orthoradiale moyennée sur l'interface du modèle mésoscopique et de celles calculées analytiquement par le modèle d'homogénéisation.

Les comportements visco-élastiques consolidants calculés par les deux modèles ont également été étudiés dans le cas d'un chargement purement déviatorique. Les résultats de cette comparaison sont disponibles en annexe 3.5. Les conclusions de ce test sont similaires à celles du cas de chargement uniaxial.

3.3.2.3 Comparaison des modèles dans le domaine élasto-plastique

La dernière étape de validation concerne le cas d'un comportement élasto-plastique de la matrice, les inclusions demeurant élastiques. Pour ce test, les paramètres élastiques sont identiques aux premiers tests de validation (tableau 3.1). Les paramètres utilisés pour la matrice sont disponibles dans le tableau 3.3.

Pour ce test, les conditions aux limites du VER consistent à imposer des variations du déplacement sur la face du cube de normale \vec{e}_x , tandis que les deux autres faces sont laissées libres. L'évolution du déplacement imposé suit les étapes suivantes :

- le déplacement est dans un premier temps imposé pour appliquer une élongation du VER de 400 $\mu m/m$ (2 dans la figure 3.16), puis sa valeur est remise à zéro (3 dans la figure 3.16). L'élongation maximale est choisie pour s'assurer d'une plastification en traction de la matrice.

- un déplacement de contraction est ensuite imposé de manière à ce que la déformation homogénéisée du VER corresponde à -5 fois la déformation d'extension de l'étape précédente, soit $-2000 \mu\text{m}/\text{m}$ (point 4 sur la figure 3.16). Cette valeur permet d'assurer la plastification en compression de la matrice. Une fois cette valeur atteinte, le déplacement est de nouveau imposé à zéro (5 dans la figure 3.16).

Les deux modèles permettent de calculer la contrainte moyenne à l'échelle du VER dans la direction du déplacement imposé.

TABLEAU 3.3 – Paramètres de fluage de la matrice utilisés lors du test avec une matrice au comportement visco-élastique

Phase du matériau	Matrice
Temps caractéristique de fluage (τ^{fI})	0,75 jours
Coefficient de fluage de Maxwell (k^{fIM})	0,150
Coefficient de fluage de Kelvin-Voigt (k^{fIK})	0,075

Les résultats sont présentés sur la figure 3.16 pour les trois fractions volumiques d'inclusions (10%, 20% et 40%). Les résultats obtenus avec les fractions volumiques les plus faibles sont représentées par les nuances de couleur les plus claires. Les résultats du modèle mésoscopique sont représentés par les traits continus et ceux du modèle d'homogénéisation par les cercles pleins. Les évolutions en rouge représentent la contrainte homogénéisée en fonction de la déformation homogénéisée du VER dans la direction \vec{e}_x , et les évolutions en bleus retranscrivent la déformation dans une des directions libres (\vec{e}_z) en fonction de cette même contrainte.

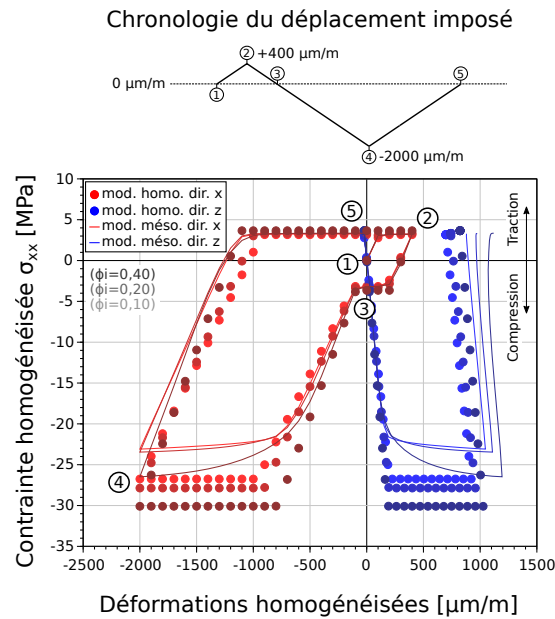


FIGURE 3.16 – Evolution de la contrainte dans la direction \vec{e}_x en fonction des déformations imposées dans cette même direction et des déformations laissées libres (direction \vec{e}_z) pour les modèles mésoscopique et d'homogénéisation dans le cas d'une matrice élasto-plastique et d'inclusions élastiques

Les courbes de la contrainte endommagée en fonction de la déformation imposée calculées par les deux modèles évoluent de manière assez similaire lorsque les VER sont en traction. Une fois le critère de plasticité atteint dans la matrice, la contrainte cesse d'augmenter alors que la déformation continue de croître. Durant cette phase, le comportement en traction du matériau évolue peu en fonction de la fraction volumique. En outre, la résistance à la traction du matériau homogénéisé, environ 4 MPa, est légèrement supérieure à celle de la matrice, soit 3 MPa. Lorsque le déplacement imposé conduit à de la compression, la relation entre la déformation plastique de traction s'annule progressivement (étape de refermeture des micro-fissures) et redevient linéaire une fois les micro-fissures de traction refermées. Ensuite la contrainte de compression atteint un palier.

En compression, le comportement des deux modèles diffère. Pour le modèle mésoscopique, l'endommagement en compression du matériau est plus progressif que celui du modèle d'homogénéisation. La résistance à la compression homogénéisée du modèle mésoscopique est plus faible que celle obtenue par le modèle d'homogénéisation non-linéaire. L'écart entre les deux modélisations semble indépendant de la fraction volumique d'inclusions. Une fois la déformation maximale de compression atteinte, le comportement des deux modèles redevient similaire. Cette différence d'évolution est également retrouvée en dilatance (directions libres). La différence entre les deux modèles peut s'expliquer par des concentrations de contraintes dans le modèle mésoscopique qui provoquent une micro-fissuration prématurée de certains éléments de la matrice. Malgré ces surestimations (modérées) du seuil de plasticité homogénéisé en compression, le modèle d'homogénéisation parvient tout de même à modéliser de façon satisfaisante les comportements des ouvertures et refermetures des micro-fissures de traction, ainsi que, de façon moins précise, le comportement dilatant du modèle mésoscopique induit par le cisaillement dans la matrice.

Bien que le comportement plastique global du VER soit légèrement différent entre les deux modèles dans le domaine des compressions, le modèle d'homogénéisation semble fonctionner correctement dans le domaine élasto-plastique. Notons que lorsqu'on étudie le comportement d'ouvrages tels que des barrages voutes soumis au fluage et à des pathologies de RAG ou RSI, les contraintes de compression appliquées demeurent généralement significativement plus faibles que la résistance à la compression du béton, la limite du modèle détectée ici ne sera donc pas préjudiciable à son application à un barrage. Une amélioration de l'intégration des critères de cisaillement semble toutefois nécessaire si l'on souhaite aborder des problèmes où les forts cisaillements sont dominants. Ceci constitue une première perspective à ce travail.

3.3.3 Bilan sur la validation du modèle

Un modèle mésoscopique où des inclusions sphériques sont maillées a été utilisé pour valider le modèle d'homogénéisation non-linéaire. Pour le VER, un arrangement cubique centré a été choisi car il permet d'assurer une contrainte quasi uniforme dans les inclusions du modèle mésoscopique, ce qui fait partie des hypothèses fortes du modèle d'homogénéisation. Les comportements calculés par les deux modèles ont été comparés pour différents cas de sollicitation et de lois de comportement des phases constitutives du VER.

Les différents tests effectués montrent tous que le comportement homogénéisé du modèle mésoscopique est, globalement, assez bien retrouvé par le modèle d'homogénéisation pour des fractions volumiques d'inclusions de 10%, 20% et 40%. Les différences constatées entre les deux modèles peuvent être expliquées :

- d'une part en raison des concentrations de contraintes induites par la géométrie périodique du modèle mésoscopique.
- d'autre part en raison d'un léger retard du déclenchement du critère de Drucker-Prager dans le modèle homogénéisé par rapport au modèle mésoscopique. Les différents tests ont toutefois permis de valider l'implémentation du modèle pour trois types de comportement de la matrice : purement élastique, visco-élastique et élasto-plastique. Les champs anélastiques à l'origine des déformations plastiques et visqueuses étant superposables, il est alors possible de modéliser un comportement visco-élastique (Maxwell non linéaire consolidant couplé à Kelvin Voigt) associé à des écoulements plastiques basés sur des critères de Rankine pour simuler les ouvertures et refermetures des micro-fissures dans les phases ou le décollement des interfaces, et de Drucker-Prager en ce qui concerne le cisaillement des phases. Cela pour des mélanges qui comprennent jusqu'à 40% d'inclusions.

La validation du comportement dans le cas d'un gonflement induit par une réaction chimique n'est pas possible avec le modèle mésoscopique. En effet, dans le cas de la RAG, le volume de gel créé impose un gonflement de l'inclusion qui peut provoquer l'ouverture de fissures dans la matrice environnante qui vont elles-mêmes être comblées par ces gels, ce qui entraîne une atténuation du gonflement. Dans le modèle mésoscopique, cela nécessiterait de générer un processus de sous-itérations à l'échelle du VER : pour chaque pas de temps, un avancement chimique devrait être calculé et imposé comme une déformation anélastique dans l'inclusion. Ce gonflement devrait alors être recalculé manuellement en fonction de l'ouverture de fissure moyennée sur la matrice, cela jusqu'à l'obtention du critère de convergence. La validation des différentes hypothèses faites dans le modèle quant à la modélisation de la RAG devra donc être faite en utilisant les résultats du programme expérimental de cette thèse. On peut noter à ce stade de la validation qu'il est finalement plus simple de considérer la diffusion de gel vers les fissures dans le modèle homogénéisé que dans le modèle mésoscopique.

3.4 Applications du modèle d'homogénéisation

Après validation du modèle d'homogénéisation via une confrontation avec un modèle mésoscopique pour un comportement visco-élasto-plastique de la matrice et un comportement élastique des inclusions, la dernière étape consiste à le tester dans le cas d'un couplage RAG et fluage. Cette validation ne pouvant être effectuée à l'aide d'un modèle mésoscopique, nous allons modéliser les évolutions des déformations des différentes configurations d'essais du programme expérimental. Dans un premier temps, les valeurs des paramètres de RAG et de fluage du modèle seront déterminées à partir du calage avec les résultats des essais pour lesquels les deux phénomènes se produisent de manière indépendante. Le modèle sera ensuite appliqué à la configuration d'essai couplant la RAG et fluage. Enfin, ce chapitre se terminera avec une application à l'échelle d'un ouvrage, le barrage de Kariba, qui présente des signes de développement de RAG. Le modèle sera tout d'abord calé à partir de mesures de déplacements enregistrées sur l'ouvrage entre 1963 et 1995. Sa capacité à prédire le comportement de l'ouvrage sera ensuite confrontée aux données d'auscultation d'une deuxième période d'exploitation d'une durée de 15 ans correspondant à la période de 1995 à 2010, et non utilisée pour la calibration.

3.4.1 Application aux essais en laboratoire

Pour cette validation, un élément cubique unitaire est utilisé, comme lors de la confrontation avec le modèle mésoscopique (partie 3.3.1). Le modèle d'homogénéisation doit permettre de reproduire le comportement du béton réactif sous chargement de compression uniaxiale présenté dans la partie expérimentale de ce travail de thèse (partie 2.5.2.2). Les valeurs des paramètres des matériaux constitutifs du béton sont déterminées en se basant sur les autres cas étudiés durant ce programme expérimental. Ce paramétrage du modèle suit ainsi les trois étapes suivantes :

1. Les paramètres élastiques et thermiques de la matrice, ainsi que de l'évolution de la saturation en eau des phases sont calés pour retrouver le comportement du béton non réactif libre de tout chargement ;
2. En utilisant les valeurs des paramètres estimées lors de l'étape précédente, les paramètres de viscosité de la matrice sont déterminés en calant le comportement du béton non-réactif chargé. Les matrices des deux bétons étant identiques, les mêmes valeurs seront utilisées pour les modélisations des deux bétons ;
3. En utilisant les valeurs des paramètres estimées lors de l'étape précédente, les déformations mesurées sur le béton réactif laissé libre de tout chargement sont calés afin de déterminer les valeurs des paramètres plastiques des deux phases et ceux contrôlant le développement de la réaction.

Une fois ces paramètres connus, ils seront utilisées pour vérifier la capacité du modèle à reproduire les évolutions des déformations dans les directions chargée et libre du béton réactif soumis à un chargement tardif.

Les trois étapes de paramétrage seront détaillées dans cette partie. Par la suite, les résultats calculés par le modèle d'homogénéisation seront comparés à ceux obtenus dans le cas du béton réactif chargé tardivement. Les états de contraintes et de déformations aux abords des inclusions seront analysés afin d'étayer certaines hypothèses émises lors de l'analyse des résultats expérimentaux.

3.4.1.1 Détermination des paramètres élastiques et thermiques de la matrice et calage de l'évolution de la saturation en eau des phases

La première étape consiste à déterminer les paramètres élastiques de la matrice. La fraction volumique de gravillons dans le béton (40%) et les propriétés élastiques de ces derniers ($E=80$ GPa et $\nu = 0,31$ dans le tableau 2.1) sont connus. Ainsi, par analyse inverse du comportement élastique homogénéisé, il est possible de déterminer les paramètres élastiques de la matrice. Le module d'élasticité homogénéisé du béton non-réactif étant égal à 40,5 GPa (valeur à 132 jours dans le tableau 2.3), et en supposant que le coefficient de Poisson de la matrice est de 0,20, l'application du modèle d'homogénéisation procure une valeur de 23,4 GPa pour le module d'élasticité de la matrice. Cette valeur est cohérente pour le mortier d'un béton constitué de 40% d'inclusion et dosé à $410\text{kg}/\text{m}^3$ de ciment (Marques et al. 2020). Une analyse inverse est également utilisée pour déterminer le coefficient de dilatation thermique de la matrice. Celui des inclusions est pris égal à celui d'un granulat calcaire, soit une valeur de $4\ \mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$ (Wong & Brace 1979). Ainsi, le coefficient de dilatation thermique du béton estimé expérimentalement étant de $6,7\ \mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$, celui de la matrice doit être de $6,1\ \mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$ selon le modèle. Les paramètres élastiques et thermiques des phases sont récapitulées dans le tableau 3.4.

TABLEAU 3.4 – Paramètres élastiques, thermiques et physiques des phases utilisées pour modéliser le comportement du béton non-réactif étudié lors du programme expérimental

Phase du matériau	Inclusion (j=i)	Matrice (j=m)	Béton non-réactif
Paramètres élastiques			
Module d'élasticité (E_j)	80 GPa (LIT)	25 GPa (AIV)	40,5 GPa (EXP)
Coefficient de Poisson (ν_j)	0,31 (LIT)	0,2	0,2
Paramètres thermiques			
Coefficient de dilatation thermique (α_j)	4,0 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$ (LIT)	6,1 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$ (AIV)	6,7 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$ (EXP)
Paramètres physiques			
Porosité	0	0,2 (AIV)	0,13 (EXP)
Module de Van Genuchten (Mvg^j)	/	40 MPa (LIT)	40 MPa (LIT)
Exposant de Van Genuchten (m_{vg}^j)	/	0,5 MPa (LIT)	0,5 MPa (LIT)

N.B. : (AIV) signifie que la valeur est déterminée par analyse inverse ; (LIT) que la valeur est issue de la littérature ; (EXP) que la valeur a été déterminée expérimentalement durant cette thèse ; dans les cas où aucune symbole est présent, cela signifie que la valeur est hypothétique.

Les paramètres physiques nécessaires au modèle sont la porosité et les paramètres de Van Genuchten concernant l'isotherme de désorption. Même si le modèle peut prendre en compte un comportement hydrique distinct pour chacune des phases constitutives du matériau homogénéisé, seul celui de la matrice est considéré. En effet, les granulats de ce béton sont peu poreux, et par conséquent, leur retrait capillaire est négligé. En estimant la porosité du béton à 0,13, en considérant les proportions volumiques de chaque phase, et en supposant négligeable la porosité des granulats, la porosité dans la matrice est estimée à 0,2 selon le modèle. Les valeurs des paramètres de Van Genuchten de la matrice appliquées pour cette étude sont celles habituellement utilisées dans la modélisation du retrait du béton (tableau 3.4).

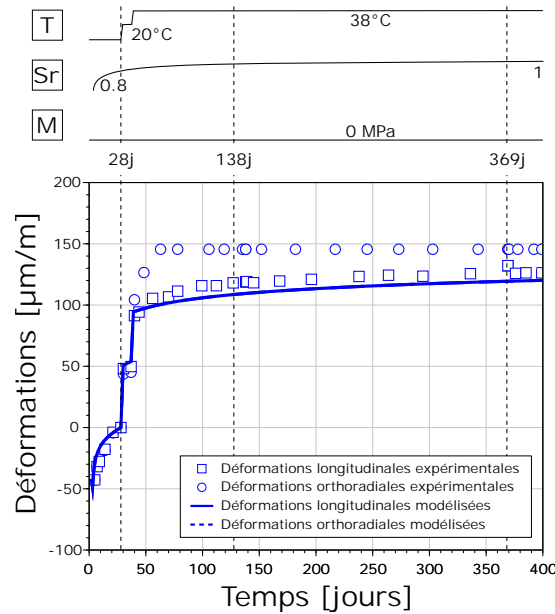


FIGURE 3.17 – Evolutions expérimentales des déformations du béton non-réactif libre de tout chargement durant la totalité du programme expérimental, et calage du modèle

Du fait de la préparation des échantillons et du système de mesure après démoulage à 1 jour, l'enregistrement des déformations a débuté 2 jours après le coulage. Les valeurs des déformations ne sont donc pas connues pendant ces 2 premiers jours. Cette phase préparatoire a pourtant nécessité de sortir les échantillons de la salle humide (20°C et 95% Hr) afin les manipuler dans une ambiance séchante (20°C et 95% Hr). Dès lors, pour prendre en compte ce séchage initial, nous avons fixé le degré de saturation à une valeur approximative de 0,8 à l'issue de cette préparation, soit à l'échéance de 2 jours après coulage. Ensuite l'immersion des échantillons est réalisée au moment où la prise de mesures des déformations débute. Pour modéliser le gonflement observée lors de la mise en eau, une loi d'évolution du degré de saturation

entre 0,8 et 1 est supposée (figure 3.17). Expérimentalement, les déformations mesurées au moment de l’immersion sont prises comme valeurs de référence, le zéro des courbes expérimentales correspond par conséquent à cette échéance. La même opération est effectuée pour les résultats théoriques.

3.4.1.2 Détermination des paramètres de viscosité de la matrice

Les résultats des essais sur le béton non-réactif soumis au chargement de compression uniaxial de 13,6 MPa maintenu constant entre 138 jours et 369 jours après coulage, sont utilisés pour déterminer les paramètres de viscosité de la matrice. Les valeurs des paramètres de fluage sont déterminées afin que le modèle reproduise les déformations différées sous charge mesurées expérimentalement, orthoradialement et longitudinalement selon l’axe de chargement, comme le montre la figure 3.18.

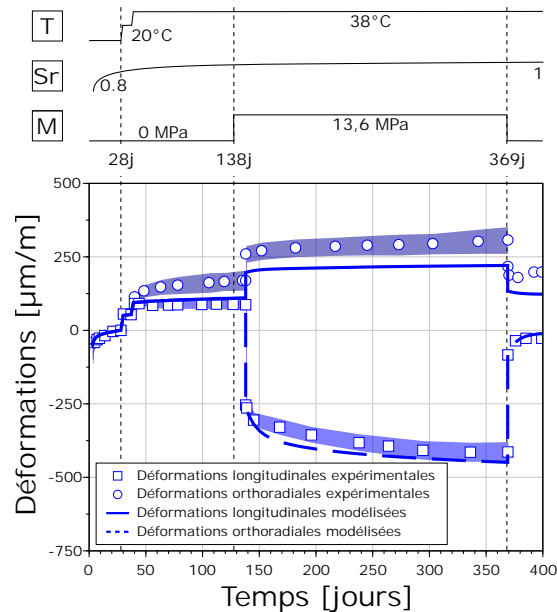


FIGURE 3.18 – Evolutions expérimentales des déformations orthoradiales et longitudinales du béton non-réactif chargé en compression uniaxiale entre 138 et 369 jours, et calage du modèle

Les valeurs des paramètres de viscosité de la matrice obtenues grâce à ce calage sont présentées dans le tableau 3.5. La viscosité de l’inclusion est désactivée, puisque, comme indiqué précédemment le granulats ne flue pratiquement pas à l’échelle de temps du barrage. L’énergie d’activation thermique du fluage, de 20000 kJ/mol, est proche de celle gérant la viscosité de l’eau, à savoir 17 000kJ/mol (Briffaut 2010) utilisé par des chercheurs pour l’activation thermique du fluage propre (Vidal et al. 2015).

TABLEAU 3.5 – Propriétés de viscosité de la matrice utilisées pour caler le modèle sur le comportement du béton non-réactif sous charge du programme expérimental

Temps caractéristique de fluage ($\tau^{fl,m}$)	15 jours
Coefficient de fluage de Maxwell ($k^{flM,m}$)	0,2
Coefficient de fluage de Kelvin-Voigt ($k^{flK,m}$)	0,3
Energie d’activation thermique du fluage ($Ea^{fl,m}$)	20000 kJ/mol

3.4.1.3 Détermination des paramètres de plasticité et chimiques de la matrice

Dans le programme expérimental, les deux matrices de mortier qui entourent les gravillons sont identiques. Il est donc possible d’utiliser les valeurs des paramètres de la matrice du béton non-réactif pour modéliser le comportement du béton réactif (propriétés élastiques, thermiques, physiques, et paramètres de fluage). Seuls les paramètres de l’inclusion sont distincts du fait de la réactivité chimique de celle du béton réactif. Les propriétés élastiques du gravillon réactif sont celles issues de la littérature. Elles sont présentées dans le tableau 2.1 ($E=78,6$ GPa et $\nu = 0,31$). Son coefficient de dilatation thermique est calculé par analyse inverse à partir de la mesure du coefficient de dilatation thermique du béton réactif

($6,7 \mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$) et de la valeur estimée de celui de la matrice lors de l'étude du béton non réactif. Sa valeur est évaluée à $5,5 \mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$. Les valeurs des autres propriétés des phases utilisées afin de reproduire le gonflement libre du béton réactif observé expérimentalement (figure 3.19) sont présentées dans le tableau 3.6.

TABLEAU 3.6 – Propriétés des phases utilisées pour la modélisation du béton réactif

Phase du matériau	Inclusion (j=i)	Matrice (j=m)
Paramètres élastiques		
Module d'élasticité (E_j)	78,6 GPa (LIT)	25 GPa (AIV)
Coefficient de Poisson (ν_j)	0,31 (LIT)	0,2
Paramètres thermiques		
Coefficient de dilatation thermique (α_j)	$5,5 \mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$ (AIV)	$6,1 \mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$ (NR)
Paramètres physiques		
Porosité	0	0,2 (NR)
Module de Van Genuchten (Mvg^j)	/	40 MPa (NR)
Exposant de Van Genuchten (m_{vg}^j)	/	0,5 MPa (NR)
Paramètres de fluage		
Temps caractéristique de fluage ($\tau^{fl,j}$)	/	15 jours (NR)
Coefficient de fluage de Maxwell ($k^{flM,j}$)	/	0,2 (NR)
Coefficient de fluage de Kelvin-Voigt ($k^{flK,j}$)	/	0,3 (NR)
Energie d'activation thermique du fluage ($Ea^{fl,j}$)	/	20000 kJ/mol (NR)
Paramètres chimiques		
Temps caractéristique de réaction ($\tau_{ref}^{ch,j}$)	65 jours	/
Potentiel de gonflement ($P^{ch,j}$)	$0,0125 \text{ m}/\text{m}$	/
Energie d'activation thermique de la réaction ($Ea^{fl,j}$)	40000 kJ/mol/	/
Degré de saturation seuil ($Sr^{th,ch,j}$)	0,88	/
Avancement chimique seuil ($A_{ch}^{0,j}$)	0	/
Paramètres plastiques		
Résistance à la traction (R_t^j)		5 MPa
Refermeture de fissures (R_f^j)		$2R_t^j$
Résistance à la compression (R_c^j)		/
Résistance de l'interface ($R_{t,int}$)		/

N.B. : (AIV) signifie que la valeur est déterminée par analyse inverse ; (LIT) que la valeur est issue de la littérature ; (EXP) que la valeur a été déterminée expérimentalement durant cette thèse ; (NR) signifie que la valeur est celle évaluée lors des précédents calages ; dans les cas où aucun symbole n'est présent, cela signifie que la valeur a été choisie.

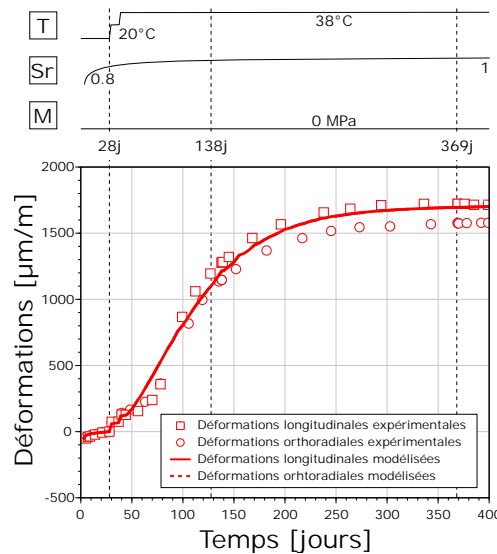


FIGURE 3.19 – Evolutions expérimentales des déformations du béton réactif libre de tout chargement durant la totalité du programme expérimental, et calage du modèle

La valeur du potentiel de gonflement nécessaire pour que les courbes modélisées correspondent à celles obtenues expérimentalement est $0,0125 \text{ m}/\text{m}$. Cette valeur ne peut être comparée aux autres valeurs de la littérature de par l'approche originale mise en oeuvre pour modéliser la RAG, il s'agit ici en effet non

pas du potentiel du béton mais de celui du granulat. Dans le cas libre, ce potentiel de gonflement des granulats réactifs correspond à un gonflement macroscopique libre de $1500 \mu\text{m}/\text{m}$. L'énergie d'activation chimique est de $40000 \text{ kJ}/\text{mol}$, valeur habituellement utilisées dans la modélisation de la RAG (Lombardi et al. 1997, Renders et al. 1995). Le degré de saturation seuil pour initier la réaction est pris égal à $0,88$. Cette valeur est élevée en comparaison des valeurs de (Poyet 2003, Morenon et al. 2017). Elle est généralement autour de $0,5$. Aucun calcul de diffusion n'ayant été appliqué dans le modèle, le degré de saturation seuil a surtout été utilisé comme paramètre de calage de la cinétique de réaction au début du gonflement.

En l'absence d'essais de traction sur les granulats, la résistance à la traction de la matrice et de l'inclusion sont prises identiques. Pour la valeur de contrainte de refermeture de fissure, une valeur est choisie de façon à ce que les fissures soient refermables sans pour autant que cette refermeture ne soit trop rapide. Ce point mériterait sans doute de plus amples investigations expérimentales, voire une amélioration de la loi de refermeture qui est certainement beaucoup plus progressive que ne le suppose la plasticité parfaite du modèle dans sa version actuelle. Une résistance à la traction de 5 MPa a été appliquée de manière à ce que les premières fissures orthoradiales dans la matrice n'apparaissent qu'à environ 70 jours après le coulage, échéance pour laquelle le gonflement mésoscopique induit par la RAG atteint $300 \mu\text{m}/\text{m}$. Cette échéance est justifiée par l'exploitation des mesures par fibre optique (partie 2.5.2.3) qui montre l'apparition des premiers pics de déformations, synonyme d'une microfissuration du matériau.

3.4.1.4 Prédiction du comportement sous chargement uniaxial tardif du béton réactif

La totalité des paramètres matériaux du béton réactif étant connue (tableau 3.6), le modèle est théoriquement en capacité de prédire le comportement observé expérimentalement lorsque le béton réactif est chargé en compression uniaxiale tardivement. Les résultats modélisés et expérimentaux sont comparés dans la figure 3.20.

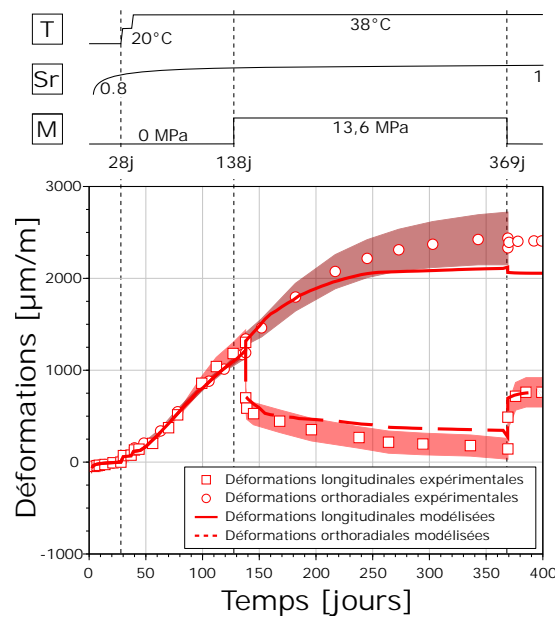


FIGURE 3.20 – Evolutions expérimentales des déformations du béton réactif libre de tout chargement puis soumis tardivement à une compression uniaxiale maintenue, et confrontation avec les prédictions du modèle

Les déformations expérimentales et calculées par le modèle sont comparables, nous pouvons considérer que le modèle d'homogénéisation parvient à prédire le comportement d'un béton réactif sous chargement tardif.

Les particularités des évolutions des déformations liées au développement sous charge de la RAG mises en évidence et discutées lors de l'analyse des résultats (partie 2.6) sont globalement assez bien reproduites. Ainsi, dans le sens longitudinal, le modèle retrouve le fluage plus rapide du béton réactif durant les premiers jours suivant la mise en charge induit par la refermeture des fissures de RAG perpendiculaires au chargement. La comparaison des déformations orthoradiales libres montrent que le modèle, bien que

sous-estimant légèrement la fin de la période de chargement rend compte du report des gonflements de la direction chargée vers les directions libres, ainsi que de la cinétique de ce report. Le comportement dans le sens longitudinal lors de la décharge est un peu moins bien estimé par le modèle, avec une légère sous estimation de la recouvrance. Ces divers aspects sont certainement liés aux approximations de la loi de traction utilisée pour modéliser l'apparition des micro-fissures et leur refermeture. En effet, la plasticité est prise comme parfaite alors qu'un écoulement légèrement négatif à l'ouverture et un durcissement lors de la refermeture aurait été plus réaliste. Il s'agit là d'une piste d'amélioration possible à inscrire dans la liste des perspectives.

3.4.1.5 Comparaison des états de contraintes, du fluage et de la fissuration à l'interface inclusion-matrice en fonction de la réactivité du béton et du cas de chargement

Afin d'approfondir la comparaison des prédictions du modèle d'homogénéisation et des résultats expérimentaux (partie 2.5.2.3), les états de contraintes, les déformations de fluage et de plasticité du béton réactif sous chargement tardif sont comparés à ceux des autres cas étudiés expérimentalement et modélisés. La figure 3.21 représente au niveau de la deuxième ligne, pour chacune des configurations expérimentales modélisées, les contraintes effectives radiales (trait continu) et orthoradiales (traits pointillés) dans la direction chargée (noir) et libre de se déformer (orange). Ces mêmes conventions de couleur indiquant la localisation et la direction sont utilisées dans les troisième et quatrième ligne de la figure, où sont respectivement représentés les déformations de fluage (Maxwell + Kelvin-Voigt) et les déformations plastiques de traction. Concernant ces dernières, seules les déformations plastiques orthoradiales ont été représentées. La fissuration en traction de l'inclusion, étant pour sa part autorisée, la déformation plastique de cette dernière est représentée (vert) dans la direction chargée (trait continu) et libre (traits pointillés)

Dans le cas du béton non-réactif laissé libre pendant toute la durée du programme d'essais, l'absorption d'eau suite à son immersion ($t=2j$) entraîne une diminution des contraintes de compression aux abords de la matrice, cette contrainte avait été générée par le retrait de la matrice due au séchage occasionné par les manipulations réalisées entre 1 et 2,5 jours.. Etant donné que les conditions de conservation durant les 28 premiers jours sont les mêmes pour toutes les configurations d'essais et que la RAG n'est pas initiée, les comportements le sont aussi sur cette période.

Dans le cas du béton non-réactif chargé à 139 jours, lors du chargement, l'intensité des contraintes de compression radiales et orthoradiales à l'interface, orientées dans la direction de chargement, augmente, entraînant une amplification significative du fluage dans cette direction. Le retour élastique du granulat qui s'opère lors de la décharge du béton entraîne une diminution de la totalité des contraintes d'interface.

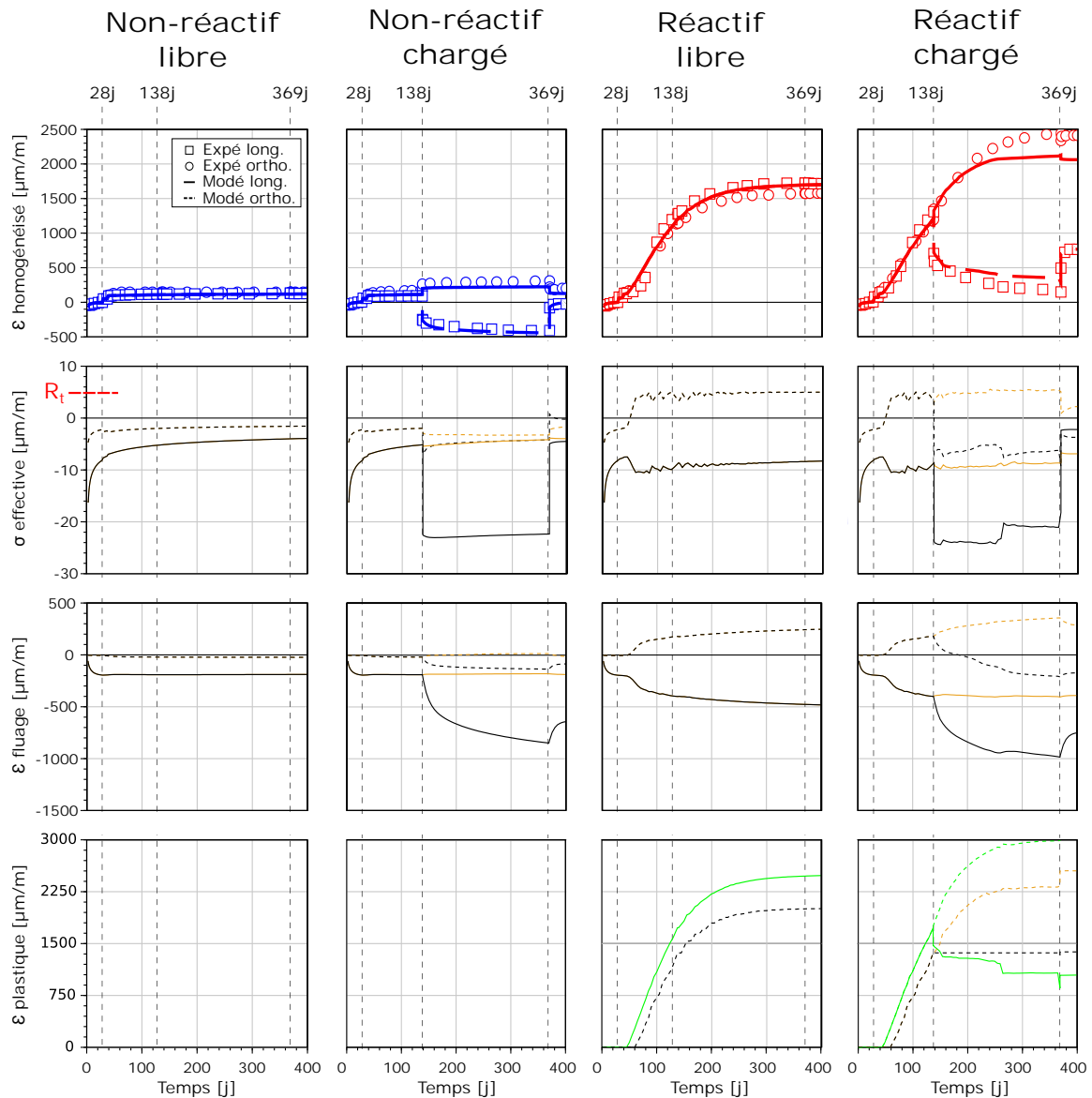
Dans le cas du béton réactif laissé libre de se déformer, le gonflement du granulat entraîne des cinétiques élevées d'évolutions des contraintes de compression radiales à l'interface, associées à des contraintes de traction orthoradiales, qui toutes deux ont pour conséquence d'induire du fluage à l'interface. Une fois que les contraintes de traction atteignent la valeur de la résistance à la traction de la matrice, elles n'évoluent plus. La cinétique de fluage est dès lors atténuée. Dans l'inclusion, le gonflement induit des contraintes de traction qui atteignent rapidement sa résistance à la traction, et provoquent sa fissuration. Cette fissuration est antérieure à l'apparition des premières fissures dans la matrice (trait noir discontinu du graphe des déformations plastiques).

Lorsque le béton réactif est chargé, le supplément de fluage engendré par le chargement va se superposer à celui induit par le développement de la RAG qui a débuté bien avant le chargement. Il en résulte que le fluage du béton réactif est plus rapide, ce surplus de fluage voyant sa cinétique se réduire très fortement avec la fin de la réaction. Le surplus de fluage est en lien avec l'augmentation du fluage radial à l'interface dans la direction chargée. Ces observations numériques sont en accord avec les hypothèses émises lors de l'exploitation des résultats expérimentaux (partie 2.5.2.3).

Le chargement de compression du béton réactif durant le développement de la réaction va entraîner une diminution des déformations plastiques dans l'inclusion dans la direction chargée (équivalente à une refermeture des micro-fissures dans cette direction). Cette diminution se poursuit avec une cinétique modérée avant de se stabiliser (le saut au niveau du modèle est sans doute causé par une approximation lors de la minimisation des résidus ; ce point mériterait lui aussi de plus amples investigations, il ne perturbe toutefois pas trop la réponse du modèle). Lors de la décharge, les fissures dans la matrice et l'inclusion s'ouvrent à nouveau dans la direction verticale. Dans la direction libre, lors de la mise en charge à 139 jours, les déformations plastiques dans l'inclusion et la matrice augmentent légèrement, traduisant une

ouverture des microfissures perpendiculairement au chargement. Par la suite, lorsque la réaction se développe sous charge les fissures verticales se développent avec une amplitude plus importante qu'auparavant, traduisant ainsi le report des gonflements de la direction chargée vers la direction libre.

In fine, le modèle permet de prendre en compte non seulement la refermeture des fissures induites par la RAG dans le sens chargé, mais aussi l'ouverture supplémentaire dans la direction libre, de ce point de vue la micro-mécanique implémentée dans le modèle d'homogénéisation permet de rester optimiste quant à ses capacités prédictives.



Directions et localisations des variables étudiées

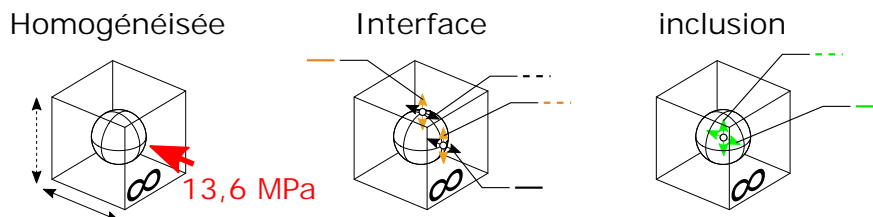


FIGURE 3.21 – Evolution des contraintes, des déformations de fluage et de fissuration à l'interface inclusion-matrice et dans l'inclusion pour les quatre configurations expérimentales

3.4.2 Application au barrage de Kariba

La seconde application du modèle concerne le barrage de Kariba (figure 3.22), connu pour être atteint de RAG (Charlwood 1994). Conçu par André Coyne, construit entre 1955 et 1959, et aujourd'hui exploité par ZRA (Zambezi River Authority), ce barrage est situé sur le fleuve Zambèze, à cheval sur la frontière entre le Zimbabwe et la Zambie. La retenue d'eau formée par cet ouvrage s'étend sur 280 km, pour un volume total de plus de 180 km³, ce qui en fait la plus grande retenue artificielle d'eau au monde en volume. Le stockage de l'eau est destiné à la production d'électricité. Pour cela, deux usines hydroélectriques d'une puissance maximale totale de 2,13 GW sont situées au pied de l'ouvrage. Le barrage est une voute à double courbure dimensionnée pour une vallée large. Ses principales caractéristiques géométriques sont les suivantes (ZRA 2022) :

- **Hauteur maximale au-dessus de la fondation : 128 m**
- **Longueur développée en crête : 617 m**
- **Ratio Longueur/Hauteur : 4,5**
- **Epaisseur de l'ouvrage en crête : 13 m**
- **Epaisseur de l'ouvrage en pied : 24 m**
- **Volume approximatif de béton : 1M m³**



FIGURE 3.22 – Photographie depuis la rive droite du barrage de Kariba (Source interne à Tractebel, 2015)

Deux importantes campagnes de travaux ont été effectuées sur l'ouvrage depuis sa mise en service. La première, au cours du premier remplissage entre 1961 et 1962, a consisté en l'ajout d'une culée en rive droite et de butons en sous-cœuvre dans la fondation qui traverse les zones de micaschistes et quartzites jusqu'à un gneiss sain. Elle avait pour but de permettre un bon transfert des efforts générés par l'ouvrage vers l'appui de rive. La seconde campagne, qui est actuellement en cours, consiste d'une part en un élargissement de la fosse d'érosion en pied aval, creusée par le passage des crues, et d'autre part, en une rénovation de l'évacuateur de crues affecté par la RAG pour assurer une utilisation fiable de celui-ci pour les 50 prochaines années.

Dans le cas du barrage de Kariba, les gonflements induits par la RAG sont anisotropes. En effet, les déformations d'exhaussement de la crête induites par la réaction sont plus importantes que les déformations radiales de la crête de l'ouvrage. Ces gonflements perdurent encore aujourd'hui, mais restent modérés. Ainsi, ils se traduisent au niveau de l'évacuateur, par un exhaussement de la crête de 85 mm par rapport à sa mesure de référence en 1963, et d'un déport vers l'amont de 40 mm pour la même période.

Tractebel, avec le soutien du Maître d’Ouvrage, a proposé en 2011 aux membres du Comité Technique A de la Commission Internationale des Grands Barrages de prendre le barrage de Kariba comme base d’un exercice pour la simulation du comportement d’un barrage affecté par la RAG (Noret & Molin 2013). L’application du modèle développé dans cette thèse au barrage de Kariba, telle que présentée dans ce mémoire, s’inspire fortement de l’exercice proposé par ce benchmark. Toutefois, les résultats de la campagne d’essais sur carottes de l’ouvrage datant de 2019 sont également utilisés, afin de proposer une simulation qui tienne compte des différentes formulations de béton utilisées pour cet ouvrage (Nicot et al. 2019).

Cette application sur ouvrage se divise en quatre parties. Dans la première, les hypothèses de modélisation seront exposées. Dans la deuxième partie, nous présenterons les données d’auscultation utilisées dans cette modélisation, à savoir le déplacement radial d’une cible géodésique, nommé T434 et se situant en crête de l’ouvrage au niveau de l’évacuateur, ainsi que les mesures de nivellement réalisées au niveau de la crête. Les paramètres du modèle, calés afin de retrouver le comportement irréversible de l’ouvrage entre 1963 et 1995, seront présentés dans une troisième partie. Les mêmes valeurs de ces paramètres seront utilisées pour prédire le comportement de l’ouvrage de 1995 à 2010. Les résultats obtenus seront alors comparés aux déplacements réels enregistrés durant cette période dans la quatrième partie. Dans cette dernière partie, nous discuterons aussi de l’influence du fluage sur le développement de la réaction au sein de l’ouvrage, ainsi que les conséquences sur le champ de contraintes dans l’ouvrage.

3.4.2.1 Présentation des hypothèses de modélisation

Nous allons tout d’abord introduire les différentes hypothèses de modélisation. Dans un premier temps, les choix effectués afin d’obtenir le maillage numérique de l’ouvrage et de sa fondation seront présentés. Dans un second temps, les différents chargements imposés à ce maillage, ainsi que leur chronologie d’application, seront détaillés. Enfin, les paramètres des différents matériaux utilisés seront listés.

3.4.2.1.1 Présentation de la géométrie du modèle

Le maillage utilisé dans la modélisation du barrage de Kariba est présenté dans la figure 3.23. Ce maillage peut être divisé en 4 sous-ensembles, qui sont la fondation, le corps du barrage, l’évacuateur, et le joint au contact barrage/fondation. Nous verrons par la suite que le modèle et les paramètres matériaux utilisés dépendent de ces sous-ensembles. Le maillage des 3 premiers sous-ensembles utilise des éléments massiques tétraédriques qui définissent un volume entre 4 nœuds. Des éléments de type joint permettent, quant à eux, de modéliser le contact entre l’ouvrage et la fondation. L’interpolation entre les différents nœuds est linéaire.

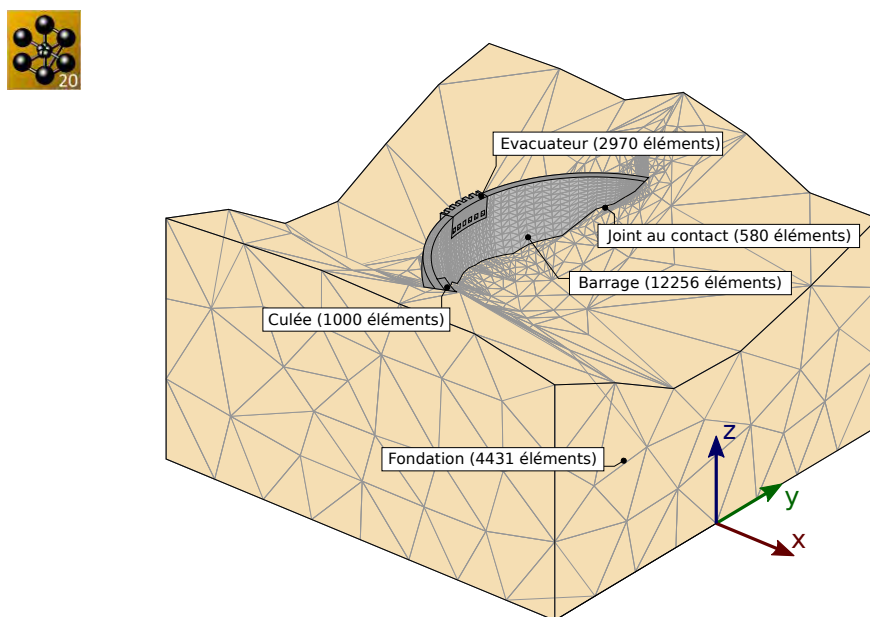


FIGURE 3.23 – Visualisation de la totalité du maillage utilisé dans l’application du modèle au barrage de Kariba

- **Conditions aux limites et maillage de la fondation**

Les déplacements de la fondation sont bloqués dans les directions normales aux faces qui définissent ses limites. Afin que ces conditions aux limites n'aient pas d'impact sur le comportement de l'ouvrage, celles-ci doivent être suffisamment distantes de l'ouvrage. Il a donc été décidé de modéliser la limite de la fondation à 150 m autour de l'ouvrage dans le sens rive à rive et en profondeur, et à 200 m dans le sens amont-aval. La géométrie du terrain naturel de la fondation s'inspire de la topographie réelle. Cependant, afin de simplifier sa représentation, la fosse d'érosion n'est pas représentée. Ce choix est justifié par le fait que celle-ci n'a pas d'influence sur le comportement mécanique de l'ouvrage selon Oukid et al. (2019).

- **Maillage du barrage**

La géométrie du barrage est construite directement à partir des équations de conception d'origine de la voute qui sont de type limaçon de Pascal pour les parements aval (équation 3.65) et amont (équation 3.66).

$$R_{AV} = 680,6 + 0,315z - \frac{3,67}{10^4}z^2 - (1 - \cos(\phi)) \left(1740 - 7,058z - \frac{8,93}{10^3}z^2 + \frac{3,75}{10^6}z^3 \right) \quad (3.65)$$

$$R_{AM} = 608,4 + 1,289z - \frac{2,473}{10^3}z^2 + \frac{1,339}{10^6}z^3 - (1 - \cos(\phi)) \left(452,7 - \frac{2,44}{10}z - \frac{3,100}{10^2}z^2 + \frac{3,328}{10^6}z^3 \right) \quad (3.66)$$

Comme schématisé dans la figure 3.24, ces équations permettent de décrire la géométrie du barrage en déterminant les coordonnées de tous les points, ou nœuds du modèle numérique, situés sur les parements de l'ouvrage. Leurs coordonnées sont définies à partir de la distance du parement aval R_{AV} et amont R_{AM} au point de référence de l'ouvrage. Elles correspondent à z qui est l'altitude du rayon en pied à laquelle 1000 pieds sont retranchés ($z = altitude - 1000$), et à l'angle ϕ qui permet de positionner le point angulairement dans le repère définissant le barrage, comme le montre la figure 3.24. Le barrage est composé de 40 plots répartis régulièrement sur un angle total de $144,68^\circ$.

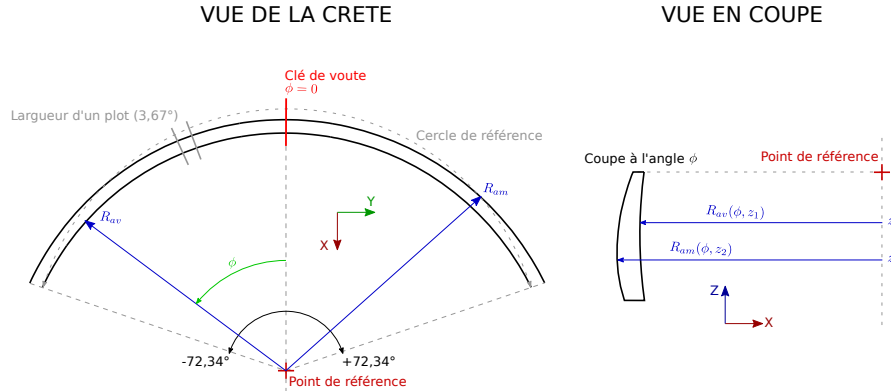


FIGURE 3.24 – Différentes vues faisant apparaître les paramètres intervenant dans les équations définissant les géométries des parements amont et aval du barrage de Kariba

Le maillage du barrage utilisé dans cette application est présenté dans la figure 3.25. La position du contact béton/fondation a été déterminée grâce aux plans de coupe de l'ouvrage fournis par Tractebel (prise en compte des fouilles du barrage telles que réalisées). Le maillage du barrage est composé de 4 éléments dans l'épaisseur de la voute et de 10 éléments dans sa hauteur, nombre réduit à 6 pour la section de l'ouvrage située sous l'évacuateur. Un seul élément est disposé dans la largeur du plot, sauf pour les plots de rives, ainsi que ceux situés de part et d'autre de l'évacuateur qui sont maillés plus finement.

- **Maillage de la culée et de l'évacuateur**

Même si la géométrie de l'évacuateur est simplifiée, les 6 passes et les parties en porte-à-faux sont néanmoins représentées. La culée en rive droite est aussi modélisée. Aucun joint n'est modélisé entre ces deux volumes et celui formé par le barrage.

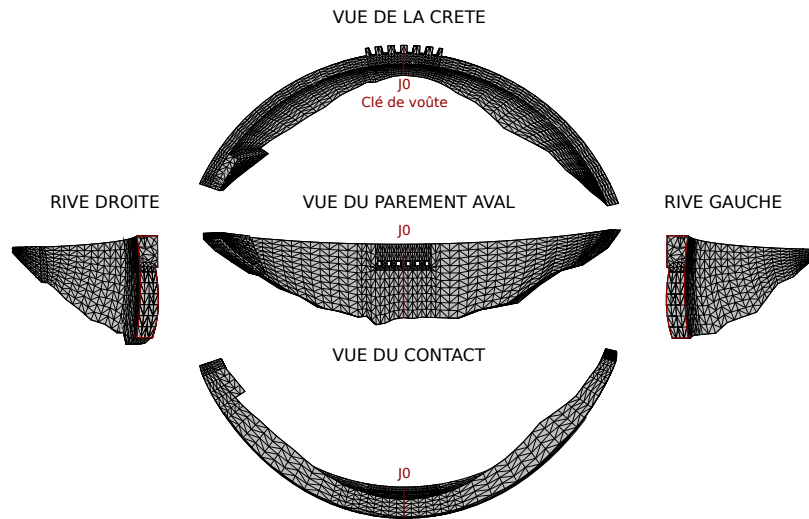


FIGURE 3.25 – Maillage détaillé du barrage et de l'évacuateur du modèle numérique du barrage de Kariba

- **Maillage du joint au contact**

Le joint est présent sur la totalité du contact entre la fondation et le barrage. Ce joint est également présent au contact entre la fondation et la culée.

3.4.2.1.2 Présentation des chargements appliqués sur l'ouvrage

Le présent calcul est effectué en contraintes totales. Par simplification, les sous pressions présentes au contact et dans la fondation ne sont pas prises en compte. Le chargement présent dans cette modélisation correspond à une combinaison du poids propre non clavé, de la poussée hydrostatique de la retenue, et d'un chargement thermique.

- **Poids propre non clavé**

Les barrages voutes sont construits par plots indépendants. Une opération de clavage (injection des joints entre plots) est réalisée une fois les plots achevés afin que les effets d'arc puissent se développer (la structure est alors monolithique). Les contraintes dues au poids propre de l'ouvrage sont donc principalement verticales puisqu'il n'y a pas de transfert de charges d'un plot sur l'autre avant clavage.

Cet état de contraintes initial, correspondant au « poids propre non clavé », est simulé en utilisant une loi de comportement orthotrope pour le béton. Le poids propre est seulement appliqué sur le volume du barrage, qui comprend la culée, et sur le volume de l'évacuateur de crues. Le poids propre de la fondation n'est, quant à lui, pas pris en compte. Le champ de contraintes ainsi obtenu est introduit dans le modèle numérique comme un champ de contraintes initial et les chargements ultérieurs (hydrostatique, thermique, RAG) sont appliqués avec l'utilisation, pour le matériau béton, du modèle d'homogénéisation non-linéaire développé dans cette thèse.

- **Poussée hydrostatique**

La poussée hydrostatique que génère la retenue sur l'ouvrage est appliquée sur la totalité du parement amont, sur les parties en porte-à-faux et les passes de l'évacuateur. Celle que génère le niveau d'eau aval du Zambèze est considérée comme négligeable. La surface d'application de la poussée hydrostatique est représentée dans l'encart de la figure 3.26. La pression hydrostatique appliquée en tout point de cette surface est alors égale à :

$$P_{hydro} = \begin{cases} 0 & \text{si } z \geq z_{retenue} \\ \rho_{eau} \times g \times (z_{retenue} - z) & \text{si } z < z_{retenue} \end{cases} \quad (3.67)$$

Où z représente la cote du point, $z_{retenue}$ la cote de la retenue qui varie en fonction du temps, g la constante gravitationnelle ($9,81 \text{ m/s}^2$), et ρ_{eau} la masse volumique de l'eau (1000 kg/m^3).

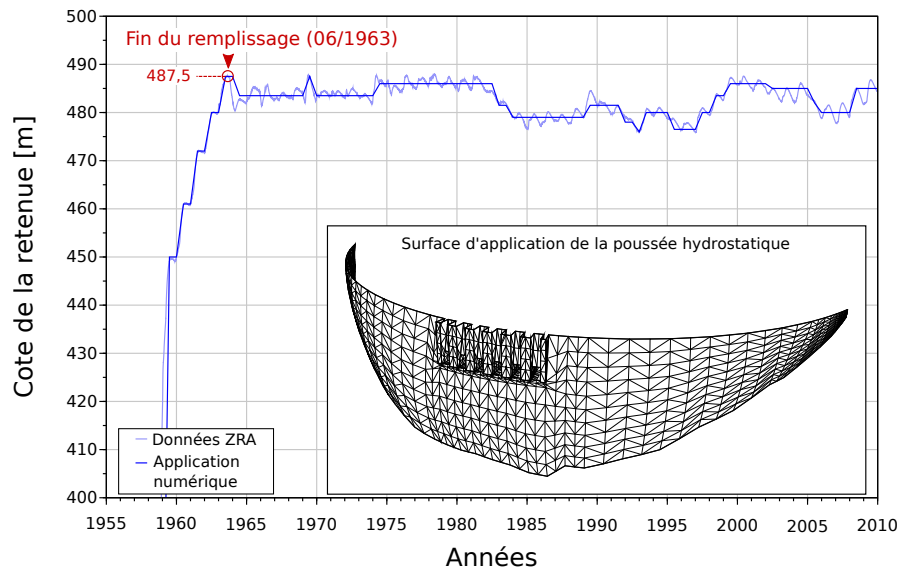


FIGURE 3.26 – Evolution réelle de la cote de retenue journalière relevée par ZRA et évolution modélisée

Les évolutions réelle et modélisée du niveau de la retenue ($z_{retenue}$) sont représentées sur la figure 3.26. La modélisation reproduit les variations les plus significatives. Ainsi, durant les périodes de faibles variations, le niveau d'eau modélisé correspond au niveau moyen développé sur la période considérée. Le premier remplissage, qui a débuté en janvier 1959 et s'est terminé en juin 1963, est modélisé. La fin du remplissage correspond à la hauteur d'eau maximale modélisée. A cette échéance, le niveau du lac de Kariba est alors de 487,5 m.

- **Température**

Le barrage de Kariba se situant dans une région au climat tropical, les variations de température annuelles enregistrées dans les données d'auscultations demeurent faibles. Par conséquent, la température de 27°C est imposée comme uniforme et constante dans l'ouvrage et la fondation. Cette valeur correspond à celle des consignes du benchmark (Noret and Molin 2013).

- **Degré de saturation**

Nous verrons sur les données d'auscultation que les premiers signes de RAG ne sont visibles qu'une fois le premier remplissage terminé. Ainsi, le degré de saturation est pris égal à 0 avant cette date, permettant ainsi de bloquer l'avancement chimique de la réaction dans le modèle, et donc les effets de la RAG sur le comportement de l'ouvrage. Une fois le remplissage achevé, le niveau de la retenue variant peu (figure 3.26), le béton est considéré comme totalement saturé dans l'ensemble du barrage et de l'évacuateur. Les effets sur le comportement du béton que pourraient avoir les variations du degré de saturation dans les zones de l'ouvrage soumises aux fluctuations de la cote de la retenue d'eau ne sont pas prises en compte.

- **Chronologie des chargements**

Le calcul numérique est effectué sur 52 ans avec un pas de temps d'une demi-année. Le temps 0 du calcul numérique correspond à janvier 1958, soit un an avant le début du remplissage. Le poids propre non clavé est appliqué sur le premier pas de temps du calcul. Le chargement hydrostatatique a débuté en janvier 1959, ce qui correspond donc à l'année 1 du calcul numérique. La fin du remplissage en juin 1963 correspond numériquement à 5,5 ans.

3.4.2.1.3 Présentation des paramètres matériaux

Trois matériaux sont utilisés dans la modélisation du barrage de Kariba. Les paramètres de ces matériaux sont présentés en suivant.

- **Paramètres matériau de la fondation**

Le matériau utilisé pour la fondation est purement élastique isotrope. Les propriétés élastiques utilisées sont celles de l'énoncé du benchmark sur lequel s'appuie cette modélisation. Elles sont détaillées dans le tableau 3.7. Comme déjà énoncé dans les hypothèses de modélisation portant sur les chargements, le poids propre de la fondation et son coefficient de dilatation thermique ne sont pas considérés.

TABLEAU 3.7 – Paramètres matériaux utilisés pour la fondation

Module d'élasticité (E)	10 GPa
Coefficient de Poisson (ν)	0,20
Coefficient de dilatation (α)	Non considéré
Masse volumique (ρ)	Non considéré

- **Paramètres matériau du joint**

Le joint au contact entre l'ouvrage et la fondation est un modèle de joint dilatant avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Le même modèle et les mêmes paramètres matériaux sont utilisés sur la totalité du joint. Ces paramètres sont repris de la solution 9 proposée dans le benchmark (Noret & Molin 2013) et sont présentés dans le tableau 3.8.

TABLEAU 3.8 – Paramètres du joint au contact de type Mohr-Coulomb

Angle de frottement limite (ϕ)	45 °
Raideur normale (Kn)	50 GPa/m
Raideur tangentielle (Ks)	50 GPa/m
Cohésion (c)	0 MPa

- **Paramètres matériau du barrage et de l'évacuateur**

Le modèle d'homogénéisation non-linéaire mis au point dans cette thèse est utilisé pour modéliser le comportement du barrage et de l'évacuateur. Le paramétrage de ce modèle nécessite de connaître la formulation du béton utilisé, notamment afin de déterminer la fraction volumique d'inclusions, ainsi que ses paramètres élastiques et plastiques.

Lors de la construction, plusieurs formulations de béton ont été employées. Pour le corps du barrage, le dosage en ciment moyen était de 195 kg/m^3 . Sans information complémentaire pour la culée, celle-ci ayant été construite peu de temps en fin de construction du barrage, nous considérerons un dosage en ciment similaire. Pour l'évacuateur, un dosage en ciment plus élevé de 285 kg/m^3 , ainsi que des granulats de taille plus petite ont été utilisés (Henry 1961). Le rapport eau sur ciment, E/C, de ces bétons oscille entre 0,5 et 0,6.

En considérant une densité du ciment égale à 3,1 et un rapport E/C moyen de 0,55, la matrice cimentaire représente alors 17% du volume du béton du barrage et 25% pour celui de l'évacuateur. Des granulats de gros diamètre ont été utilisés pour la construction du barrage de Kariba. Ce sont ces granulats qui sont principalement à l'origine des gonflements de l'ouvrage. L'étude des carottes du barrage de Kariba effectuée au LMDC a permis de déterminer que les granulats dont le diamètre est supérieur à 20 mm représentent 60% du volume total des granulats (Nicot et al. 2019). Seuls ces granulats sont considérés comme des inclusions dans le modèle. Le mortier, associant la matrice cimentaire et les granulats de taille inférieure à 20 mm, constitue dès lors la matrice au sens du modèle d'homogénéisation. Par conséquent, la fraction volumique d'inclusions dans le modèle est de 50% pour le béton modélisé du barrage, et de 45% pour celui de l'évacuateur.

Les granulats du béton du barrage de Kariba proviennent d'une carrière de gneiss (Henry 1961). En considérant que leur masse volumique est de 2700 kg/m^3 (STRUCTX 2022), et en reprenant les hypothèses du paragraphe précédent, les masses volumiques des bétons peuvent être approximées à 2543 kg/m^3 et 2470 kg/m^3 , respectivement pour le béton du barrage et celui de l'évacuateur. Ces valeurs sont proches de celles obtenues sur carottes, où une masse volumique moyenne de 2484 kg/m^3 a été mesurée (Nicot et al. 2019). Afin de ne pas trop s'éloigner des consignes du benchmark, où la valeur considérée était de 2350 kg/m^3 , tout en restant proche de celle déterminée lors de la campagne d'essais sur carottes,

une masse volumique de 2400 kg/m^3 est appliquée sur l'intégralité de l'ouvrage. Cette valeur permet de calculer le poids propre non-clavé de l'ouvrage. Le module d'élasticité des inclusions de gneiss est pris égal à 50 GPa et leur coefficient de Poisson à 0,25 (STRUCTX 2022). Le coefficient de Poisson de la matrice est de 0,2.

Afin d'obtenir un module d'élasticité du béton égal à 22 GPa, qui est la valeur fournie dans les consignes du benchmark (Noret & Molin 2013), le module d'élasticité de la matrice, à savoir la partie mortier, des deux bétons modélisés est déterminé grâce au modèle d'homogénéisation non-linéaire, par analyse inverse. Les valeurs de module d'élasticité obtenues sont de 11,5 GPa pour la matrice du béton du barrage et de 12,8 GPa pour celle du béton de l'évacuateur, davantage dosée en ciment.

Les contraintes de compression dans un barrage, d'une valeur maximale de l'ordre de 8 à 10 MPa, n'étant jamais supérieures à la résistance à la compression du béton; ici mesurée à 57 MPa sur les carottes prélevées sur ouvrage, la plasticité en compression n'est pas prise en compte. La résistance à la traction de la matrice est prise égale à 3 MPa. Cette valeur correspond à celle issue des essais de flexion sur des éprouvettes cylindrique issues de carottes de béton, (Nicot et al. 2019). Pour rappel, nous avons vu que les résistances à la traction de la matrice et du matériau homogénéisé sont similaires, quelle que soit la fraction d'inclusion. Afin de faciliter le paramétrage du modèle, la résistance à la traction des inclusions est prise égale à celle de la matrice.

Les paramètres matériaux des deux bétons modélisés sont récapitulés dans le tableau 3.9. Dans les deux cas, la matrice est considérée visco-élasto-plastique et les inclusions élastiques. Les paramètres matériaux liés à la RAG et au fluage étant calés à partir des données de l'auscultation, ils seront présentés dans la partie portant sur le calage du comportement réel du barrage.

TABLEAU 3.9 – Paramètres de formulation, élastiques et plastiques du béton du barrage et de l'évacuateur

	Barrage	Ev
Paramètres de formulation		
Fraction volumique d'inclusions (ϕ_i)	0,50	0,45
Masse volumique (ρ)	2400 kg/m^3	
Paramètres élastiques		
Module d'élasticité des inclusions (E_i)	50 GPa	
Coefficient de Poisson des inclusions (ν_i)	0,25	
Module d'élasticité de la matrice (E_m)	11,5 GPa	12,8 GPa
Coefficient de Poisson de la matrice (ν_m)	0,2	
Paramètres thermiques		
Coefficient de dilatation (α)	Non considéré	
Paramètres hydriques		
Degré de saturation (matrice et inclusions) (Sr)	$\begin{cases} 0 \text{ si } t < 5,5 \text{ ans} \\ 1 \text{ si } t > 5,5 \text{ ans} \end{cases}$	
Paramètres plastiques		
Résistance à la traction des phases (R_t)	3 MPa	
Résistance à la compression (R_c)	Non considérée	
Paramètres de fluage et de gonflements déterminés lors du calage sur le comportement mesuré		

3.4.2.2 Données d'auscultation utilisées dans la modélisation du barrage de Kariba

Le modèle mis au point dans cette thèse doit permettre de reproduire le comportement réel du barrage de Kariba. La particularité de ce modèle étant de prendre en compte le couplage entre la RAG et le fluage, nous nous concentrerons sur le comportement mécanique de l'ouvrage une fois le premier remplissage terminé, lorsque les conditions nécessaires à la réaction sont présentes.

Dans le cas du barrage de Kariba, les déplacements irréversibles sont caractéristiques du développement de la RAG. Ainsi, depuis le milieu des années 60, un exhaussement de la crête, associé à un dépôt vers l'amont de celle-ci, est observé. Cependant, ces gonflements sont fortement anisotropes. En effet, la déformation verticale de la crête, qui correspond à la direction libre pour le gonflement, est bien plus importante que les déformations radiales, qui sont une conséquence du gonflement des arcs dans le sens

rive-à-rive, c'est-à-dire selon la direction chargée (les arcs étant bloqués en rive, l'allongement des arcs se traduit par un déport vers l'amont). La validation du modèle repose donc notamment sur sa capacité à reproduire cette anisotropie.

De nombreux instruments d'auscultation sont installés dans le barrage de Kariba. Pour cette validation, comme lors du benchmark (Noret & Molin 2013), nous nous focaliserons sur le déplacement radial d'une cible géodésique, nommée T434, située sur la crête au niveau de l'évacuateur, et l'exhaussement de la crête qui est donné par 11 points de nivellement répartis sur sa longueur. La figure 3.27 présente le nœud du modèle le plus proche de la position réelle du point T434, ainsi que ceux situés en crête aval qui sont les plus proches des points de nivellement de la crête. Les déplacements de ces nœuds calculés par le modèle seront comparés aux déplacements mesurés correspondants (figures 3.28 et 3.29).

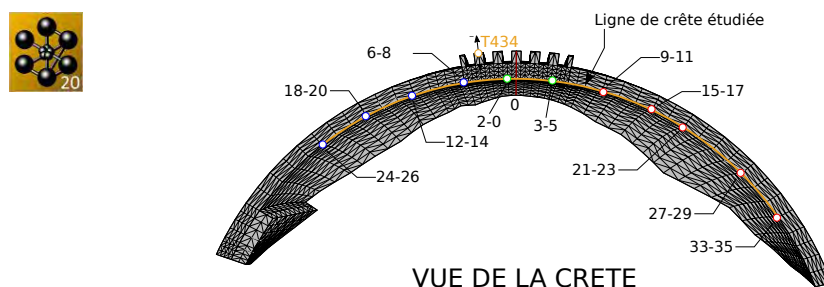


FIGURE 3.27 – Positions des nœuds pour lesquels les déplacements seront calculés par le modèle, puis comparés aux déplacements réels

L'évolution du déplacement radial mesuré du point T434 depuis la fin du premier remplissage jusqu'en 2010 est présentée dans la figure 3.28. Dans cette figure, un déplacement négatif traduit un déplacement de la voute vers l'amont. Le déplacement mesuré est représenté par la courbe noire. Il peut être décomposé comme la somme d'une composante réversible et d'une composante irréversible. La composante réversible est elle-même décomposée en deux composantes : une composante hydrostatique H (courbe bleue) représentant les déplacements réversibles causés par les variations de cote de la retenue, et une composante saisonnière S (courbe rouge) représentant les déplacements réversibles induits par les variations thermiques saisonnières. La composante irréversible ou composante temporelle T rassemble le reliquat des déplacements non cités précédemment, notamment les déplacements purement irréversibles comme un gonflement ou un glissement, mais également les bruits liés à la mesure (autres facteurs environnementaux, erreur de mesure, précision du capteur ...). Cette décomposition est appelée modèle HST (Hydrostatique Saisonnier Temporel) du signal mesuré. Il est largement utilisé dans l'ingénierie des barrages.

La composante hydrostatique est représentée par une fonction polynomiale de la cote de la retenue. La composante saisonnière est représentée par une combinaison de fonctions trigonométriques dont la périodicité est d'un an. Pour cette validation, deux combinaisons de fonctions ont été utilisées, l'une entre 1963 et 1989, l'autre entre 1989 et 2010, elles sont présentées dans l'encart de la figure 3.28. Les différents coefficients de ces fonctions, saisonnière et hydrostatique, sont déterminés via le logiciel CONDOR développé par Tractebel. Le déplacement irréversible (composante temporelle du modèle HST incluant le bruit de mesure), qui est majoritairement causé par le développement de la RAG, est alors déduit en retranchant les composantes hydrostatique (H) et saisonnière (S) pour chaque mesure, comme considéré lors du benchmark. Ce déplacement irréversible sera utilisé pour calibrer et valider le modèle

Durant les dix premières années suivant la fin du remplissage, les déplacements irréversibles sont négligeables. Par la suite, un déplacement du point T434 vers l'amont est visible. Il traduit la présence d'un gonflement de l'ouvrage induit par la RAG. La cinétique est maximale entre 1977 et 1983 environ, puis diminue progressivement. En 2010, soit 40 ans après les premiers signes de RAG, la dérive du point T434 se poursuit, mais avec une vitesse moindre.

L'exhaussement des points de nivellement en crête depuis la fin du remplissage sont présentés dans la figure 3.29. Cette figure présente les mesures brutes corrigées des composantes saisonnière et hydrostatique des modèles HST. Les courbes vertes représentent l'évolution des déplacements des points situés au niveau de l'évacuateur, et celles en rouge et bleu respectivement de ceux situés en rives gauche et droite de l'ouvrage.

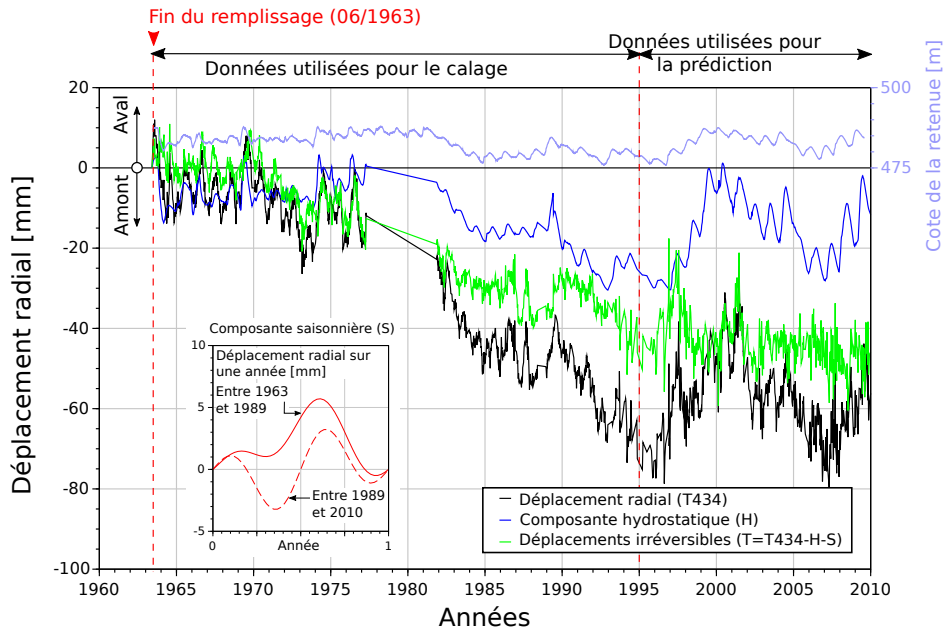


FIGURE 3.28 – Evolutions des déplacements radiaux totaux du point T434 et des composantes hydrostatique (H en bleu), saisonnière (S en rouge) et irréversible (T en vert).

Contrairement aux déplacements radiaux, les déplacements induits par la réaction sur le nivellement de la crête débutent dès la fin du remplissage. De manière similaire à la cible T434, leurs cinétiques augmentent après l'initiation de l'exhaussement dû à la RAG, puis diminuent progressivement avec le temps. L'amplitude des gonflements dépend évidemment de la hauteur du plot sur lequel est située la cible. Ainsi, plus les cibles sont proches des rives, plus l'exhaussement est faible. Cependant, cette logique n'est pas respectée pour les cibles situées au droit de l'évacuateur, où un exhaussement plus fort est visible. Une cinétique et un potentiel de gonflement différents dans le corps du barrage et l'évacuateur seront donc considérés. Ceci est cohérent avec le fait que deux formulations de béton ont été utilisées, une pour le corps du barrage et une seconde pour l'évacuateur, avec pour ce dernier une proportion de ciment plus importante et des granulats de taille plus petite.

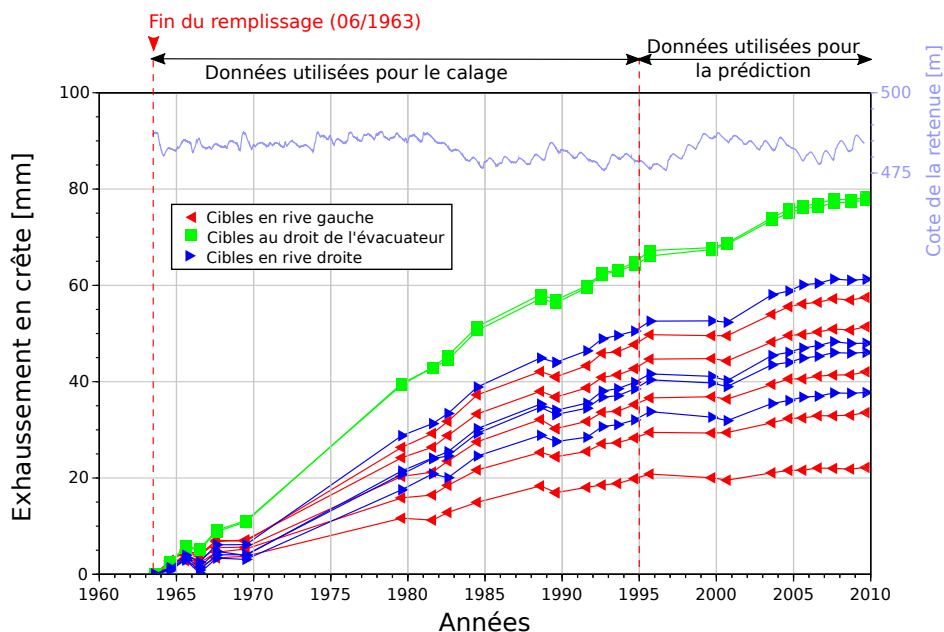


FIGURE 3.29 – Exhaussement des points de nivellement situés sur la crête de l'ouvrage

3.4.2.3 Calage des paramètres de fluage et de gonflement de RAG du modèle sur le comportement réel du barrage entre 1963 et 1995

Dans cette modélisation, nous considérons que seule la matrice flue. Les inclusions, à savoir les gravillons de diamètre supérieur à 20 mm, ne fluent qu'à une échelle géologique. Le barrage de Kariba ne montrant pas de signes de RSI, seul un potentiel de gonflement de l'inclusion est envisagé afin de modéliser la RAG. Ainsi, dans le modèle, les paramètres de fluage de la matrice $\tau^{fl,m}$, $k^{flM,m}$, $k^{flK,m}$, respectivement le temps caractéristique de fluage et les coefficients de fluage de Maxwell et de Kelvin-Voigt, et les paramètres chimiques dans l'inclusion $\tau^{ch,i}$, $P^{ch,i}$, qui sont respectivement son temps caractéristique et son potentiel de gonflement, seront utilisés. Ces paramètres sont déterminés de sorte à ce que les comportements mesuré et modélisé de l'ouvrage soient similaires sur la période de calage, entre 1963 et 1995.

La partie expérimentale de cette thèse a montré que l'amplitude du fluage est fortement impactée par le développement de la RAG, et que, lorsque le béton est chargé, les gonflements sont reportés dans les directions libres. Le modèle prenant en compte ce couplage, les potentiels de fluage et de gonflement ne peuvent être déterminés séparément. A contrario, les temps caractéristiques de ces phénomènes ne sont pas interdépendants. Ils sont donc déterminés en premier. En effet, dans le modèle, la vitesse de gonflement dépend d'un avancement chimique. Ce dernier est piloté par un temps caractéristique qui est indépendant des conditions de chargement.

3.4.2.3.1 Détermination des temps caractéristiques de la réaction

Comme indiqué suite à l'analyse des évolutions des exhaussements de crête, deux temps caractéristiques de la RAG sont déterminés : l'un pour le béton de l'évacuateur, l'autre pour le béton du barrage. Le calage de leurs valeurs s'appuie sur les relevés d'exhaussement de la crête.

Pour chaque point, la déformation est calculée à partir du déplacement rapporté à la hauteur du plot sur lequel il se situe. Une déformation moyenne est ensuite calculée à partir des déformations de tous les points. Cette évolution moyenne est alors normalisée sur la période de calage, afin qu'elle soit égale à 0 à la fin du remplissage et à 1 à la fin de la période de calage, soit en 1995. L'évolution de la déformation normalisée moyenne est représentée par les ronds noirs dans la figure 3.30. Une déformation moyenne de l'exhaussement des points situés au droit de l'évacuateur est aussi calculée. Sa valeur est normalisée par rapport à la valeur de la déformation moyenne de l'exhaussement de crête, et son évolution est représentée par des ronds verts sur cette même figure. On remarque alors que le surplus de gonflement au niveau de l'évacuateur s'effectue entre 1969, soit 6 ans après la fin du remplissage, et 1979. Cela signifie que la réaction dans l'évacuateur est plus rapide que dans le reste du barrage, et que, par conséquent, le temps caractéristique du béton de l'évacuateur sera plus faible.

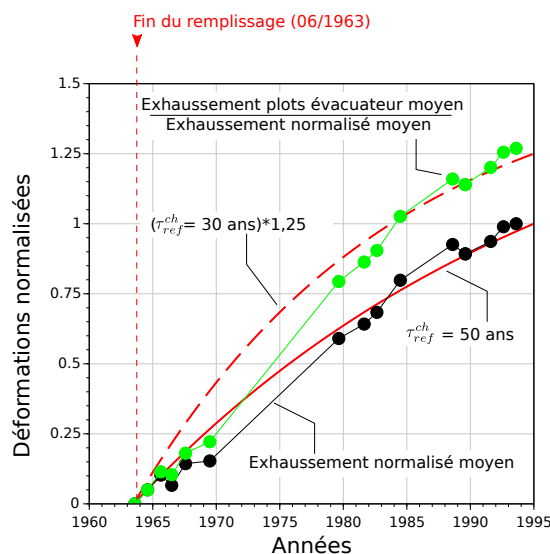


FIGURE 3.30 – Calage de l'avancement chimique normalisé (courbes rouges, avec trait continu pour le barrage et trait discontinu pour l'évacuateur) sur les déformations normalisées de l'exhaussement moyen de la crête (courbe noire) et des points au niveau de l'évacuateur (courbe verte)

Deux avancements chimiques, eux aussi normalisés sur la période, sont calculés en prenant en compte l'influence de la température (équation 3.63). L'avancement chimique normalisé du béton de l'évacuateur est multiplié par 1,25 pour correspondre à la valeur de la déformation normalisée en 1995 déterminée à partir des mesures. Le choix des valeurs des temps caractéristiques est alors effectué de manière à ce que les avancements chimiques et les déformations normalisées correspondantes aient une évolution similaire (figure 3.30). Ainsi, des temps caractéristiques ($\tau^{fl,m}$) de 50 ans et de 30 ans respectivement pour les bétons du barrage et de l'évacuateur permettent de caler les courbes du modèle sur celles des déformations normalisées issues des relevés in situ. Rappelons que deux hypothèses ont été avancées pour expliquer une réaction plus rapide dans l'évacuateur. La première concerne la formulation du béton de l'évacuateur, où le dosage en ciment est supérieur à celui du reste de l'ouvrage, ce qui entraîne une quantité plus importante d'alcalins. En associant cela au fait que, dans ce béton, les granulats sont de plus petite taille, et par conséquent la diffusion des alcalins vers les sites réactifs y est facilitée. L'altération chimique des granulats dans le béton de l'évacuateur serait ainsi plus rapide. La deuxième hypothèse est la géométrie de l'évacuateur associée à sa position. En effet, les passes de l'évacuateur sont la majorité du temps immergées et le cœur du béton dans cette partie de l'ouvrage est moins éloigné de l'eau. La saturation est donc plus homogène dans cette zone. La RAG dépendant fortement du degré de saturation, son initiation dans l'évacuateur se produit avant celle dans le reste du barrage.

3.4.2.3.2 Détermination du potentiel de gonflement et des paramètres de fluage

Les valeurs des paramètres restants, à savoir le potentiel de gonflement ($P^{ch,i}$) et ceux de fluage ($\tau^{fl,m}$, $k^{flM,m}$, $k^{flK,m}$), sont déterminées à partir du calage des évolutions des déplacements irréversibles du modèle sur celles mesurés. Ces paramètres sont présentés dans le tableau 3.10 et le calage des évolutions des déplacements du modèle sur les évolutions des déplacements mesurés est présenté dans la figure 3.31. Il est important de noter que le déplacement irréversible modélisé est calculé en retranchant au déplacement total, un déplacement déterminé par un calcul purement élastique simulant la réponse de l'ouvrage sous le seul chargement hydrostatique (la composante thermique saisonnière est négligée).

TABLEAU 3.10 – Paramètres de fluage et chimique du béton du barrage et de l'évacuateur

	Barrage	Evacuateur
Paramètres de fluage		
Temps caractéristiques de fluage ($\tau^{fl,m}$)	0,003 ans	
Coefficient de fluage de Maxwell ($k^{flM,m}$)	0,05	
Coefficient de fluage de Maxwell ($k^{flK,m}$)	Non considéré	
Paramètres de fluage		
Temps caractéristique de réaction ($\tau^{ch,i}$)	50 ans	30 ans
Potentiel de gonflement chimique ($P^{ch,i}$)	0,006 $\mu m/m$ ans	0,009 m/m
Paramètres thermiques		

Comme aucune donnée expérimentale sur le fluage du béton du barrage n'est disponible, son temps caractéristique ($\tau^{fl,m}$) est pris égal à celui déterminé lors du calage du modèle sur les données des essais expérimentaux de la thèse (partie 3.4.2), soit 15 jours. Le but de cette modélisation étant de démontrer la capacité du modèle à prédire le comportement irréversible à long terme du barrage, le fluage de Kelvin-Voigt n'est pas pris en compte ($k^{flK,m}=0$). En effet, celui-ci est réversible et se produit à court terme, durant les premiers de jours de fluage. Il peut être considéré comme quasiment instantané en comparaison du pas de temps de calcul et du temps caractéristique considéré. Le coefficient de Maxwell ($k^{flM,m}$) est pris égal à 0,05. Cette valeur peut sembler faible, mais reste cohérente. En effet, lors de la présentation du modèle d'homogénéisation pour ce barrage, nous avons défini que les inclusions étaient les gravillons de diamètre supérieur à 20 mm. Par conséquent, la matrice modélisée s'apparente à un béton dont 65% du volume est occupé par des granulats. Son coefficient de fluage est probablement plus faible que si une matrice de mortier avait été considérée, comme dans le cas de la première application en lien avec le programme d'essais de la thèse, où le sable ne représente que 45% du volume. De plus, le béton du barrage étant faiblement dosé en ciment, son fluage pourrait en être diminué.

Pour le potentiel de gonflement ($P^{ch,i}$), des valeurs de 0,006 et 0,009 $\mu m/m$ sont respectivement choisies dans les bétons du barrage et de l'évacuateur, la justification quant à la valeur supérieure pour le béton de l'évacuateur ayant été apportée précédemment.

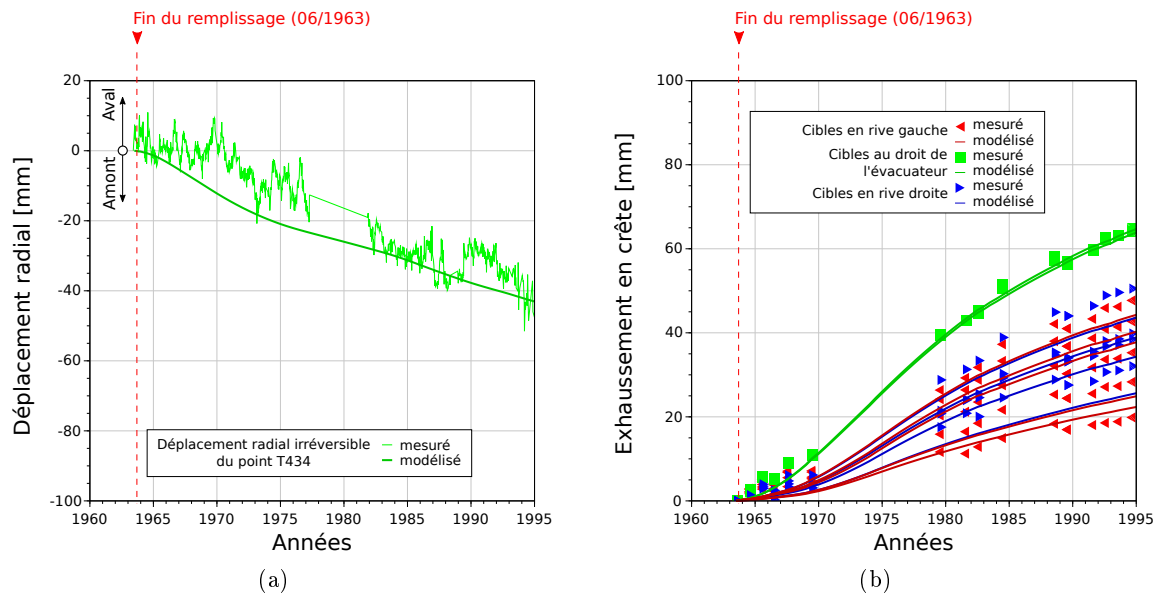


FIGURE 3.31 – Calage des évolutions des déplacements irréversibles radiaux du point T434 (a) et des exhaussements (b) du modèle sur les évolutions des déplacements irréversibles mesurés sur le barrage

On note sur la figure 3.31 que les déplacements irréversibles modélisés durant les premières années après la fin du remplissage présentent des cinétiques supérieures à celles mesurées. Une latence d'environ 10 ans est observée au niveau de l'ouvrage. Cette différence peut s'expliquer par l'hypothèse d'une saturation totale du béton dans la modélisation ($S_r=1$), et cela dès la fin du remplissage. Par conséquent, la vitesse d'avancement chimique prise en compte dans le modèle est surévaluée pour cette première période. Dans la réalité, cette saturation est plus progressive ce qui entraîne un démarrage de la réaction chimique plus lent dans les premières années qui suivent le remplissage, et par conséquent, un gonflement moins rapide. Une perspective à ce travail serait donc de modéliser le comportement de l'ouvrage en prenant en compte la diffusion hydrique dans le béton et les variations associées de saturation du béton.

3.4.2.4 Prédiction du comportement de l'ouvrage sur la période 1995 – 2010 et impact du couplage RAG/Fluage

Après avoir calé les valeurs des paramètres de fluage et de RAG à l'aide des mesures relevées sur le barrage entre la fin de son remplissage et l'année 1995, nous allons vérifier l'aptitude du modèle d'homogénéisation à reproduire l'évolution de son comportement entre 1995 et 2010.

Les prédictions du modèle porteront sur les mêmes points de mesures relevés que ceux utilisés pour le calage, à savoir les déplacements irréversibles radiaux du point T434 et les points de la crête montrant un exhaussement. Les résultats d'un calcul du comportement de l'ouvrage avec le même modèle et les mêmes paramètres, mais où cette fois-ci le fluage n'est pas pris en compte sont également présentés. Dans cette deuxième modélisation, la matrice est donc simplement élasto-plastique, sans considération des composantes visqueuses de fluage. La confrontation de ces deux prédictions du modèle permet de comprendre l'impact du couplage entre le fluage et la RAG sur les déplacements de l'ouvrage. Enfin, l'évolution des contraintes au sein de l'ouvrage calculées par le modèle sera également discutée.

3.4.2.4.1 Déplacements radiaux du point T434

Les déplacements radiaux modélisés (courbe vert foncée épaisse) et mesurés (courbe vert clair fine), ainsi que celui modélisé dans le cas d'une matrice uniquement élasto-plastique (courbe rouge) sont présentés dans la figure 3.32.

Sur la totalité de la période, les déplacements modélisés et mesurés suivent la même tendance et sont du même ordre de grandeur. Le modèle semble donc capable de reproduire la cinétique et les amplitudes d'évolution du déplacement irréversible en fonction de la cote de la retenue et du développement de la

RAG. On constate notamment qu'un niveau d'eau élevé (comme de 1974 à 1982 ou de 1997 à 2005), et par conséquent des contraintes dans les arcs plus importantes, a pour effet d'atténuer la cinétique de déplacement radial dû à la RAG.

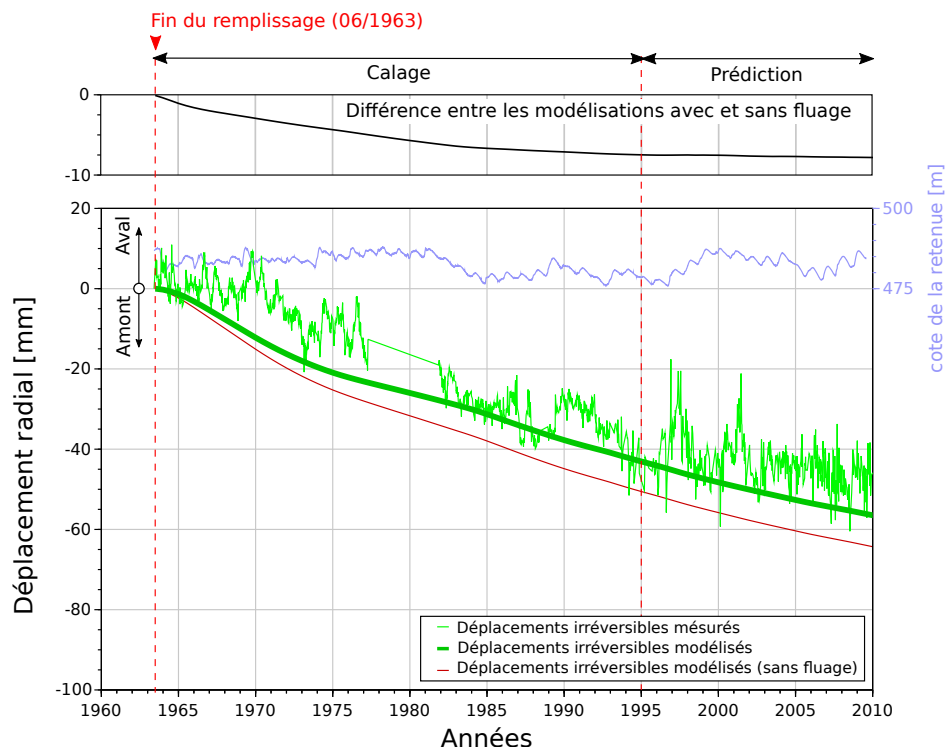


FIGURE 3.32 – Déplacements radiaux irréversibles du point T434 sur la totalité de la période traitée dans cette application (1963-2010), avec calage entre 1963 et 1995 et prédiction entre 1995 et 2010 du modèle d'homogénéisation

Les déplacements radiaux prédits par le modèle dans le cas où la matrice est seulement élasto-plastique sont plus importants que ceux dans le cas visco-élasto-plastique. Dans ce dernier cas, le fluage du béton permet de compenser une partie des gonflements induits par la RAG dans le sens rive à rive, correspondant à la direction des contraintes de compression les plus fortes. Par conséquent, si le gonflement dans cette direction est moins important, alors le déport de la crête vers l'amont qui en résulte, est lui aussi atténué. La différence de comportement se produit majoritairement durant les premières années. Après 30 ans de gonflement, les deux cinétiques de gonflement sont similaires avec et sans fluage de la matrice. Cette confrontation met en évidence la nécessité de prendre en compte les effets du fluage et de son couplage avec la RAG pour améliorer les prédictions du comportement de l'ouvrage, en particulier durant la période qui suit son remplissage.

3.4.2.4.2 Exhaussement de la crête

Les évolutions en fonction du temps des déplacements modélisés (courbes continues) et mesurés (symboles) des nombreux points situés en crête sont présentés sur la figure . Ces mêmes résultats sont également exposés pour quelques échéances en fonction de leurs positions sur la longueur développée de la crête dans la figure . Dans cette seconde figure, les exhaussements mesurés (symbole) sont comparés à ceux modélisés avec un comportement de la matrice soit visco-élasto-plastique (courbes grises), soit élasto-plastique (courbes rouges).

Comme pour le déplacement radial, les déplacements mesurés et modélisés sont sensiblement identiques. Le modèle semble en capacité de prédire la réponse mécanique de l'ouvrage et l'anisotropie des gonflements à partir d'un calage sur les mesures enregistrées durant la première phase de son exploitation. L'utilisation de deux bétons (barrage et évacuateur) permet de reproduire, avec un faible écart, l'exhaussement plus important de la crête mesuré au niveau de l'évacuateur.

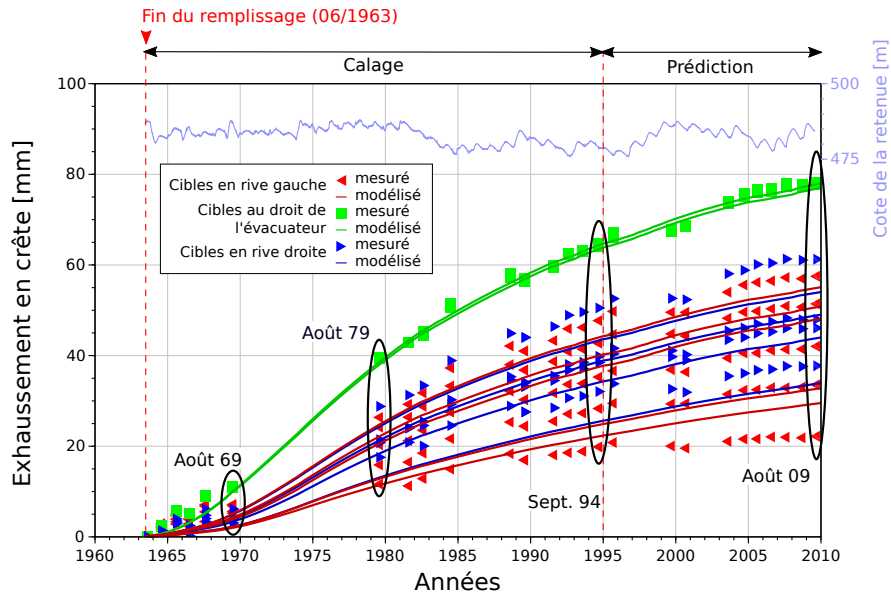


FIGURE 3.33 – Exhaussement de la crête en fonction du temps sur la totalité de la période modélisée dans cette application (1963-2010)

La prédiction du comportement de l'ouvrage, avec ou sans fluage, est acceptable. Dans le cas du barrage de Kariba, cela s'explique par le faible potentiel de fluage du béton induit par sa composition, et le dimensionnement de la voute avec des contraintes initiales faibles dans les arcs. Dans le cas d'un ouvrage pour lequel le potentiel de fluage du béton ou les contraintes au sein de l'ouvrage seraient plus importantes, le couplage fluage et RAG serait probablement plus significatif (comme ce fut le cas dans nos essais).

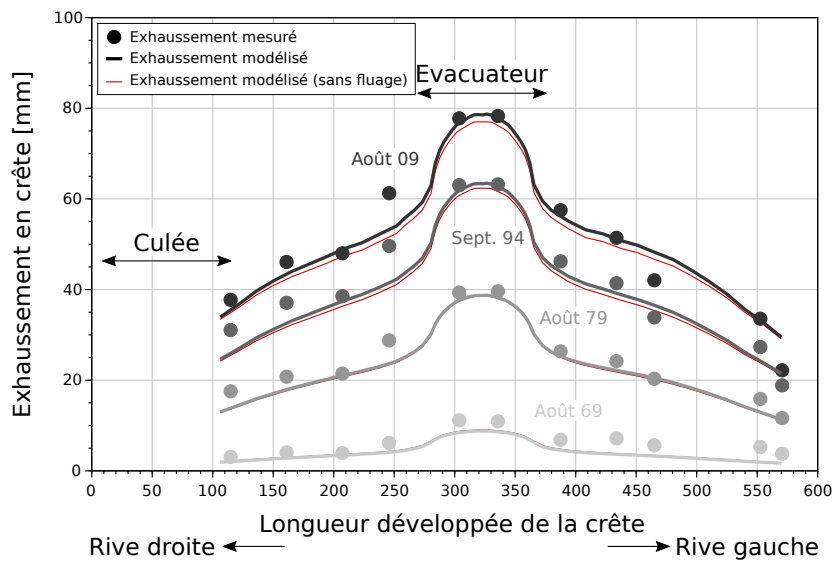


FIGURE 3.34 – Valeurs d'exhaussement de la crête mesurées et prédites par le modèle d'homogénéisation en différents points localisés en fonction sa longueur développée à plusieurs échéances

Les phénomènes micromécaniques implémentés dans le modèle d'homogénéisation permettent non seulement de prendre en compte la réduction de gonflement et l'augmentation de la vitesse de fluage dans la direction comprimée mais aussi le report des gonflements dans les directions non chargées, cela sans recourir à des lois phénoménologiques macroscopiques. La simulation obtenue est en effet comparable au comportement observé. Pour modéliser avec précision le comportement d'un ouvrage de type barrage voute, il semble donc nécessaire de prendre en compte ce report des gonflements, ce que ce nouveau modèle gère de façon automatique par le biais des critères micro-mécaniques et du caractère fluide du gel.

3.4.2.4.3 Evolution de la contrainte principale majeure de compression

Le champ de contraintes principales de compression au niveau des parements aval et amont, est présenté dans la figure pour plusieurs échéances. 3.35. Afin d'avoir une base de comparaison, pour toutes les échéances, et pour les deux parements, la même échelle de couleur de représentation des valeurs contraintes est appliquée.

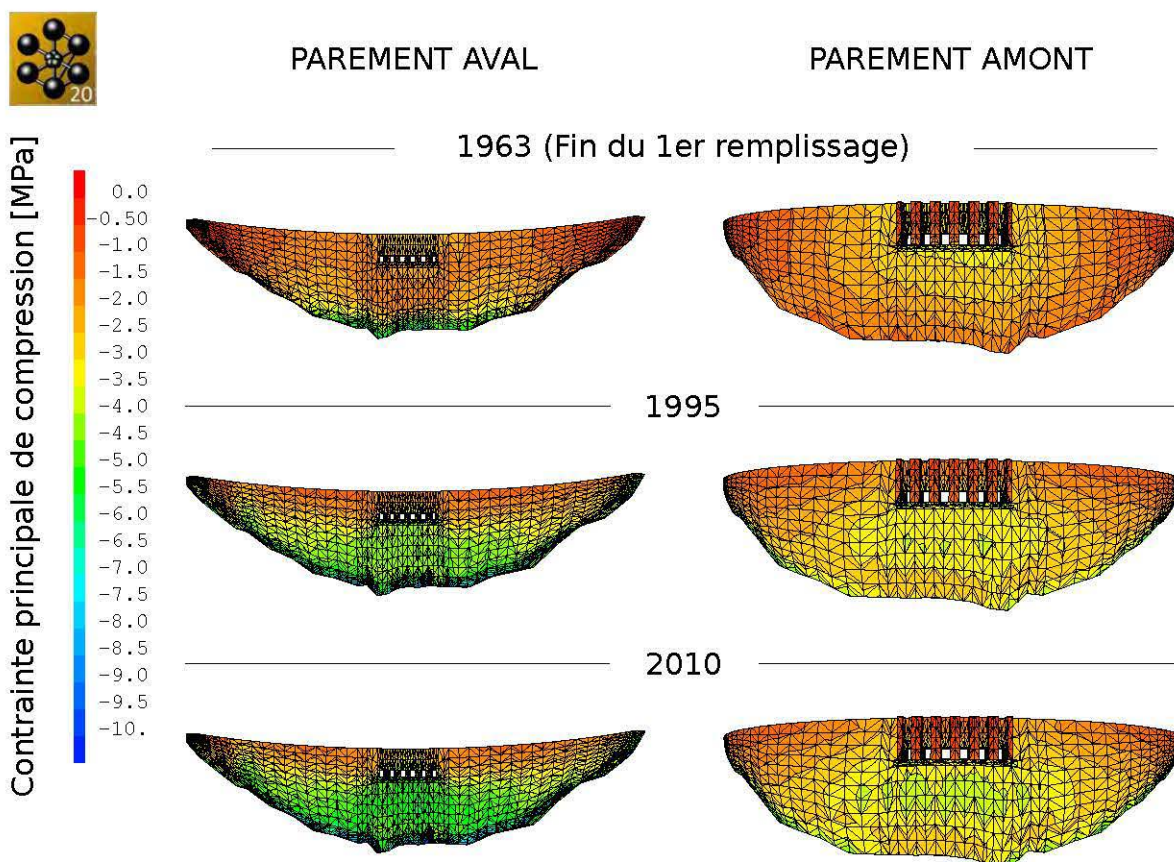


FIGURE 3.35 – Evolution du champ de contrainte principale majeure de compression au niveau des parements aval et amont pour plusieurs échéances

A la fin du premier remplissage, les contraintes de compression au sein de l'ouvrage sont modérées. Les valeurs maximales sont situées au niveau du contact en pied aval. Ce comportement est typique d'un barrage voûte à l'issue du premier remplissage durant lequel l'ouvrage a tendance à basculer vers l'aval sous l'effet de la poussée hydrostatique, ce qui peut entraîner une ouverture du contact en pied amont. Le développement des effets d'arcs est visible à travers la répartition des contraintes à mi-hauteur de l'ouvrage, qui est différente selon le parement. Ainsi, les contraintes les plus importantes se situent au centre de la voûte pour le parement amont, et au niveau des appuis de rives pour le parement aval (arc actif se développant dans l'épaisseur de l'arc réel).

Le développement de la RAG induit une augmentation générale des contraintes de compression dans l'ouvrage :

- Le phénomène de gonflement a tendance à redresser les arcs actifs décrits précédemment. Cela se traduit par une augmentation des contraintes de compression à proximité des appuis en parement amont et en partie centrale en parement aval. Globalement, les appuis sont plus sollicités avec le développement du gonflement ;
- En générant un basculement de l'ouvrage vers l'amont, le gonflement vient augmenter les contraintes de compression en pied amont.
- Ces deux effets peuvent traduire une rotation des directions principales des contraintes au niveau des appuis de rives.

Dans la figure 3.36, le champ de la contrainte principale de compression en 2010 au niveau du parement aval est estimée pour un béton avec et sans prise en compte du fluage de la matrice. L'impact du fluage est relativement faible. Les champs de contraintes obtenues avec les deux modélisations sont similaires. Cependant, à mi-hauteur de la console de clé, et également au niveau de la crête, les contraintes sont légèrement plus importantes dans le cas où le fluage n'est pas considéré. Le fluage de la matrice permet d'absorber une partie des gonflements et d'atténuer les contraintes de compression dans le barrage. Comme évoqué lors des prédictions avec ou sans fluage des déplacements, il sera donc pertinent d'étudier cet impact sur le comportement global des barrages où le fluage du béton est plus prépondérant.

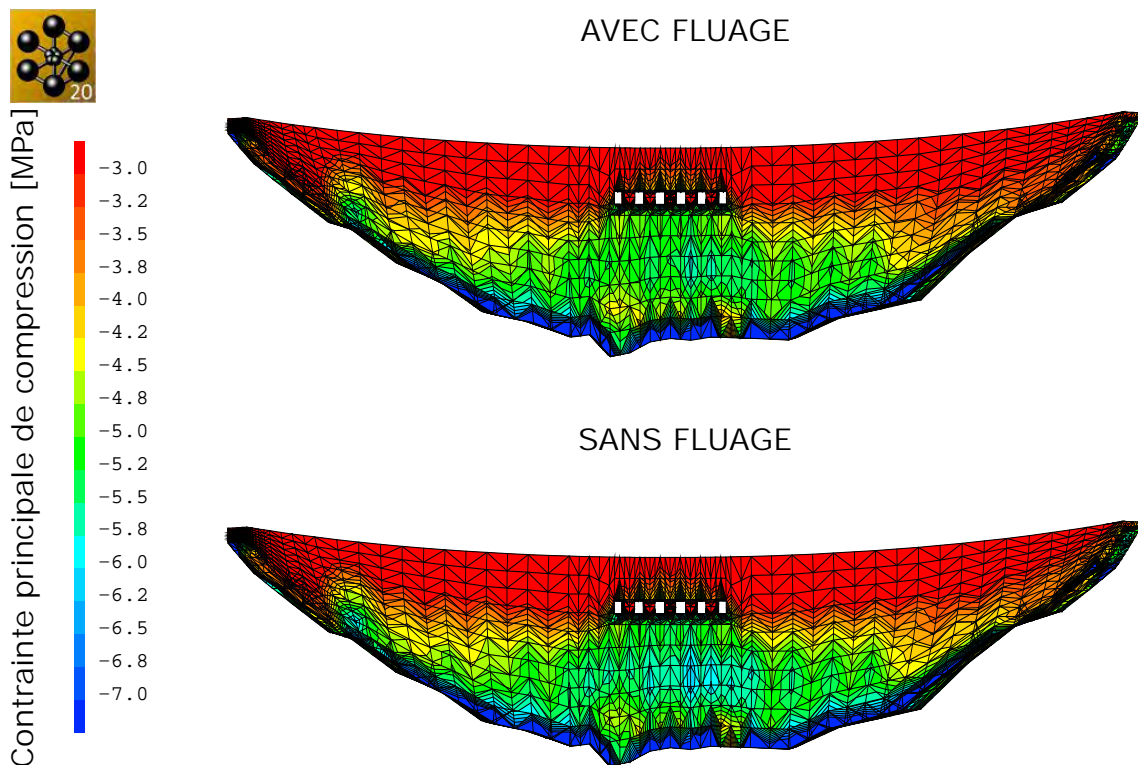


FIGURE 3.36 – Champ de contrainte principale de compression au niveau du parement aval pour l'année 2010 pour des modélisations avec et sans fluage

3.5 Conclusions

L'étude expérimentale du comportement d'un béton atteint de RAG sous chargement tardif a montré la nécessité de prendre en compte l'état de contrainte aux abords des granulats pour modéliser avec précision le comportement du béton. Pour cela, un modèle d'homogénéisation non-linéaire a été mis au point puis implanté dans un logiciel aux éléments finis. Afin de pouvoir envisager un calcul à l'échelle de l'ouvrage, ce modèle a été formulé sous forme analytique.

Ce modèle considère le béton comme un ensemble d'inclusions sphériques, correspondant à une famille de granulats, réparties aléatoirement dans une matrice infinie, pouvant être la pâte de ciment, le mortier ou le reste du béton. Dans un premier temps, l'étape de localisation est résolue en s'appuyant sur la solution que propose Dewey (1947), cette solution est toutefois enrichie afin que les déformations anélastiques de la matrice au voisinage de l'interface avec l'inclusion puissent être imposées indépendamment de celles à l'infini. Cela permet par exemple de considérer un fluage plus important aux abords des inclusions que dans le reste de la matrice et simultanément une déformation plastique non homogène dans la matrice.

La solution du problème de localisation est ensuite homogénéisée via un calcul de moyenne par phase, conduisant à une déformation homogénéisée considérant simultanément les déformations élastiques et anélastiques, ces dernières étant paramétrées par des déformations radiales et orthoradiales indépendantes au niveau de la matrice proche des interfaces, et par les déformation anélastiques à l'infini, elles aussi indépendantes des précédentes. Ce nouveau cadre d'homogénéisation non-linéaire est alors utilisable pour combiner les divers critères micro-mécanique nécessaires à la simulation du béton.

La solution analytique de cette homogénéisation a donc été adaptée pour pouvoir modéliser le comportement d'un béton atteint de RGI, et plus particulièrement de RAG. Ainsi, dans ce modèle, les couplages entre la RAG et des déformations différées de fluage et de retrait de la matrice se produisent à l'échelle mésoscopique. Une autre originalité du modèle a consisté à introduire les actions de l'eau capillaire et du gel via la théorie poro-mécanique, ce qui a permis de faire dépendre la pression de gel des déformations plastiques des phases. Des critères de fissuration localisés aux abords de l'inclusion et dans les phases, matrice et inclusion, sont également intégrés dans ce modèle afin de rendre compte de la micro-fissuration du matériau : fissuration de l'inclusion, fissuration radiale et orthoradiale de la matrice à l'interface, décollement de la matrice et de l'inclusion ou fissuration dans la matrice loin des inclusions.

Pour valider ce modèle d'homogénéisation, ses résultats ont été confrontés à ceux d'un modèle mésoscopique pour le cas d'un VER constitué de deux phases, elles-mêmes caractérisées par différentes lois de comportement et soumises à divers types des de sollicitations. Ce modèle mésoscopique se basait sur un maillage fin des inclusions et de la matrice, permettant de calculer avec précision le comportement du VER, mais rendant son utilisation avec de telles tailles d'Eléments Finis inenvisageable pour un calcul d'ouvrage. Cette comparaison a ainsi montré que jusqu'à 40% d'inclusion, qui correspond à l'ordre de grandeur de la proportion volumique de gravillons (plus grosse coupure de granulats) dans le béton, le modèle d'homogénéisation et le modèle mésoscopique procurent des réponses comparables quel que soit le type de chargement et dans le cas le plus général d'une loi de comportement visco-élasto-plastique de la matrice.

Pour le cas spécifique du couplage entre la RAG et le fluage, la validation du modèle d'homogénéisation a consisté à vérifier la capacité du modèle à reproduire les évolutions des déformations mesurées sur le béton réactif soumis à un chargement tardif de la campagne expérimentale de la thèse. Les paramètres des matériaux constitutifs des deux formulations de bétons, non-réactif et réactif, ont tout d'abord été déterminés à partir des évolutions des trois configurations d'essais suivantes : comportements du béton non-réactif libre de tout chargement, fluage du béton non-réactif, puis gonflement libre du béton réactif. Ce travail a été mené grâce à deux formulations qui ne diffèrent que par la réactivité des gravillons, la matrice de mortier étant identique pour les deux. Après cette calibration des paramètres, les mêmes valeurs ont été utilisées pour calculer les déformations pour la quatrième configuration d'essai qui couple RAG et fluage. La comparaison entre les résultats issus du calcul du modèle et les évolutions des déformations mesurées dans le sens orthoradial libre et longitudinal de la direction de chargement a mis en évidence la capacité prédictive du modèle.

Différents résultats calculés par le modèle à l'échelle mésoscopique ont été présentés pour les quatre configurations d'essais du programme expérimental : contrainte effective et déformation de fluage à l'interface matrice-inclusion suivant les directions libres et chargée, déformation de fluage de la matrice à l'interface, déformation plastique dans les deux phases. L'analyse de ces évolutions a confirmé les hypo-

thèses formulées lors de l'analyse des résultats du programme d'essais concernant l'état de fissuration à l'interface dû par la RAG, le surplus de fluage induit par l'application du chargement sur un béton dont le gonflement de RAG est significatif, ainsi que le report total des gonflements de la direction chargée vers les directions libres.

Enfin, ce travail de modélisation s'est achevé sur une application à l'échelle d'un ouvrage route réel, le barrage de Kariba atteint de RAG. Le gonflement constaté dans ce barrage est fortement anisotrope. Les données d'auscultation de l'ouvrage, déplacements radiaux et exhaussements de crête induits par la RAG, enregistrés de 1963 à 1995 ont été utilisés pour calibrer le modèle. L'aptitude du modèle à prédire le comportement de l'ouvrage a été vérifiée pour la phase d'exploitation de 1995 à 2010. La confrontation avec les données d'auscultation a démontré que le comportement calculé par le modèle était proche de celui observé réellement.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Conclusions

Ce travail de thèse s'inscrit dans le cadre d'une collaboration entre le LMDC et Tractebel-Engie. Son double objectif consistait à améliorer la compréhension des phénomènes de couplage entre le fluage du béton et la réaction alcali-granulats, ceci afin de proposer un modèle capable de calculer le comportement des ouvrages hydrauliques, en particulier les barrages voutes. En effet, lorsque ce type d'ouvrage est atteint de RAG, les gonflements induits, lorsqu'ils deviennent significatifs, vont être gênés par les appuis de rives, ce qui peut entraîner une augmentation des contraintes de compression et par conséquent un fluage qui vient interagir avec la RAG. Or il existe peu de données dans la littérature sur le comportement du béton soumis à ce type de conditions. L'analyse de l'état de l'art montre que de très rares études de laboratoire ont envisagé de telles configurations d'essais, pourtant représentatives de ces ouvrages. En outre, pour ceux qui s'y sont intéressés, les dispositifs expérimentaux n'ont pas permis de maintenir des conditions permettant la poursuite de la réaction sous charge. En effet, une des difficultés réside dans la mesure des déformations dans les conditions thermo-chimiques sévères nécessaires à l'accélération de la RAG. La technique de mesure par capteurs à fibres optiques a été investiguée dans ce contexte, car ce type de capteur permet un suivi précis et continu des déformations en condition sévère. Une synthèse des différentes modélisations des bétons atteints de RAG a mis en évidence que, bien que de multiples modèles existent, peu d'entre eux considèrent le couplage entre la RAG et le fluage, et aucun n'est capable de calculer le comportement à l'échelle d'un ouvrage de grandes dimensions tout en prenant en compte explicitement les mécanismes explicatifs qui se produisent à l'échelle des granulats.

Afin d'améliorer la compréhension et la modélisation de ces mécanismes, un programme expérimental original a été construit. Deux formulations de bétons de résistance en compression représentative de celles d'ouvrages ont été formulées. Ces bétons ne se distinguent que par la réactivité de leurs gravillons. Deux configurations d'essais ont été testées pour chaque béton. Dans la première, des cylindres 11x22 cm de bétons réactif et non-réactif ont été conservés libres de tout chargement, dans une solution alcaline chauffée à 38°C afin d'accélérer le développement de la RAG. Les gonflements libres ont ainsi pu être enregistrés. La deuxième configuration d'essai a consisté à appliquer un chargement de compression uniaxial maintenu de 13,6 MPa après que la RAG ait au préalable induit des gonflements libres significatifs. Les conditions de conservation étant les mêmes que pour les échantillons non chargés, la RAG a pu poursuivre son évolution sous chargement, ce que les études antérieures n'avaient pu assurer. L'essai mené en parallèle sur la formulation non-réactive a quant à lui permis de quantifier le fluage seul, permettant par la suite, par comparaison avec le béton réactif, de quantifier le surplus de déformations différées en présence de RAG. L'utilisation des capteurs à fibre optique a permis d'enregistrer les déformations dans les directions chargées et libres de ces échantillons conservés dans la solution alcaline chauffée.

Le développement de la réaction durant le chargement a entraîné un surplus de fluage dont la majeure partie s'est produite durant les premiers jours de chargement, et qui s'est achevé avec l'arrêt de la réaction. Le maintien du chargement a par ailleurs stoppé le gonflement dans la direction chargée et a entraîné une résorption de l'ordre de 50% de la part de gonflement s'étant produit avant le chargement. Cependant, les gonflements ont été reportés dans les directions libres.

L'analyse des profils de déformations obtenus avec les capteurs à fibre optique a permis d'établir des hypothèses quant aux phénomènes mésoscopiques à l'origine de ce comportement macroscopique. Ainsi, la résorption des gonflements serait la conséquence d'une refermeture des fissures de RAG perpendiculaires à l'axe de compression. Le report latéral des déformations serait quant à lui dû à la migration du gel depuis les fissures refermées vers celles, perpendiculaires, restées ouvertes. Le surplus de fluage semblerait, quant à lui, avoir pour origine une concentration de contrainte aux abords des inclusions réactives.

Ces hypothèses ont servi de base à la mise au point du modèle d'homogénéisation non-linéaire. Ce modèle considère le béton comme un matériau biphasique constitué d'inclusions (le gravillon ou différents types de coupures granulaires), réparties dans une matrice (la pâte de ciment ou la partie mortier du

béton, contenant le sable et la pâte de ciment). Ce modèle, en permettant d'imposer des déformations anélastiques aux abords des inclusions différentes de celles dans les zones de la matrice plus éloignées, rend possible le couplage des déformations différées du béton (fluage et retrait) avec les effets des réactions de gonflements (RSI, RAG), notamment par le biais des déformations plastiques de traction et de l'écoulement possible du gel dans le volume associé à ces dernières.

Ce modèle a été, dans une première étape, validé grâce à une confrontation de ses résultats avec ceux d'un modèle mésoscopique pour lequel les inclusions et la matrice sont maillées, caractérisées par diverses lois de comportement et soumises à différents types de sollicitations. Les résultats obtenus, notamment dans le cas général d'une matrice visco-élasto-plastique, montrent que le modèle d'homogénéisation non-linéaire est capable de modéliser avec réalisme le comportement d'un béton dont les gravillons (la plus grosse coupure granulaire) représentent 40% de son volume, ce qui est le cas courant des bétons. De plus, ce modèle, bien plus économique en termes de temps de calcul qu'un modèle de béton numérique, permet le calcul de l'ouvrage, ce qui était difficilement envisageable avec les modèles mésoscopiques antérieurs.

La deuxième étape de validation a consisté à comparer les déformations calculées par le modèle à celles mesurées durant le programme expérimental dans la configuration du béton réactif chauffé et soumis à un fluage de compression uniaxial après que le béton ait développé des gonflements significatifs. Pour cela, les paramètres matériaux ont été déterminés au préalable à partir du calage des évolutions des déformations obtenues durant les autres configurations d'essais : comportement libre de tout chargement et de fluage du béton non-réactif, gonflements libres du béton réactif. Cette confrontation a permis de constater que le modèle était capable de prédire correctement le comportement d'un béton atteint de RAG sous chargement tardif, et donc le couplage entre la RAG et le fluage, il reproduit notamment le surplus de fluage et le report des gonflements dans les directions libres.

Le modèle a finalement été utilisé pour prédire le comportement d'un ouvrage réel, à savoir le barrage de Kariba, connu pour être atteint de RAG et pour développer des gonflements fortement anisotropes. Pour cette application, le calage des paramètres a été effectué en s'appuyant sur les formulations des bétons de l'ouvrage, sur des données de la littérature et sur des mesures issues de l'auscultation régulière de l'ouvrage durant une première période de sa phase d'exploitation. La confrontation des évolutions des déplacements mesurés à celles calculées par le modèle a démontré sa capacité de prédiction. L'analyse des déplacements et du champ des contraintes sur l'ouvrage, avec ou sans prise en compte du fluage, a permis de mesurer l'impact du fluage sur le comportement de l'ouvrage.

Perspectives

Ce projet de recherche permet d'envisager de nombreuses perspectives. Dans la continuité de cette thèse, des questions restent en suspens. Quelles auraient été les évolutions des déformations de fluage et des reports dans les directions libres si le fluage avait été appliqué après un gonflement de RAG moins important et, dès lors, avec un potentiel de gonflement résiduel supérieur ? si le taux de contrainte avait été plus, ou moins élevé ? Des réponses pourraient être apportés par l'intermédiaire d'essais complémentaires ciblés. Au niveau des mécanismes mésoscopiques, des investigations physico-chimiques pourraient être réalisées afin de mieux modéliser la diffusion des gels en fonction des évolutions de ses propriétés physico-chimiques, et d'améliorer la prise en compte des pressions qu'ils exercent sur la matrice et l'inclusion.

Concernant le modèle, un premier travail consisterait à résoudre le problème du choix de la fonction d'écroutissage à adopter pour la refermeture des micro-fissures, car comme nous l'avons vu, la résorption du gonflement libre dépend de ce choix, qui lui même est sans doute lié à la vitesse de solidification des gels dans les fissures (non envisagée ici). Confronter le modèle à d'autres données issues de la littérature en conditions Thermo-Hydro-Chemo-Mécaniques : cas tests RILEM, résultats d'essais de RAG, de réaction sulfatique interne, avec ou sans couplages avec des variations hydriques, thermiques, et mécaniques contribuerait à améliorer cet aspect. La confrontation avec les mesures d'auscultation du barrage de Kariba illustre une autre manière de tester le modèle. Des structures pour lesquelles plusieurs pathologies se développent simultanément, RSI et RAG par exemple, offriraient une occasion riche d'enseignements pour challenger le modèle, mais également pour analyser les états de contraintes et les évolutions des diverses déformations à l'échelle mésoscopique calculés par le modèle. La comparaison des relevés des dommages constatés en surface d'ouvrage (fissuration, épaufrures) constitue un moyen supplémentaire de vérifier la capacité du modèle à reproduire leur comportement.

S'il existent de nombreux résultats, certaines conditions demeurent néanmoins peu testées. On peut notamment évoquer les essais de fluage biaxiaux qui sont pourtant représentatifs des sollicitations de nombreuses structures. Pour fournir des données dans de telles conditions avec d'éventuels couplages avec diverses pathologies et/ou avec conditions thermiques et hydriques variables, des programmes expérimentaux devront être construits. Si la fibre optique sélectionnée durant ce projet a prouvé sa capacité à enregistrer des mesures dans des ambiances sévères, la difficulté résidera davantage dans la mise au point de dispositifs d'essais mécaniques originaux permettant d'assurer la sollicitation désirée sans dégradation du système de mesure dans le temps, ces dispositifs devront également permettre d'installer la fibre optique dans l'échantillon tout en autorisant son passage à travers le dispositif sans risque de rupture.

Le modèle s'appuie sur un nombre non négligeable de paramètres matériaux. Une majorité de ces paramètres peut être calibrée à partir d'essais en laboratoire relativement simples à mettre en place, ils peuvent aussi être déterminés par des analyses inverses. Cependant il serait intéressant de construire une base de données permettant d'établir des corrélations entre ces paramètres matériaux et les formulations des bétons. Certains paramètres, tels que la résistance à la traction de l'interface matrice-inclusion, nécessiteraient par ailleurs d'imaginer de nouveaux dispositifs d'essais. Enfin, à partir de ces travaux, des protocoles associant essais et méthodologie de calage pourront être proposées et adaptées en fonction de l'ouvrage, des conditions environnementales et de leurs évolutions futures.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ACI (2008), (aci prc-209.2-08) guide for modeling and calculating shrinkage and creep in hardened concrete, Standard, ACI.
- Acker, P. (2001), Micromechanical analysis of creep and shrinkage mechanisms. creep, shrinkage and durability mechanics of concrete and other quasi-brittle materials, *in* 'Proceedings of 6th ConCreep', London, Great-Britain.
- Acker, P. & Barral, A. (1983), 'Etude critique des essais classiques de fluage et de relaxation des bétons durcis', *Cahiers du groupe français de rhéologie, tome VI* (4), 243–251.
- Acker, P. & Ulm, F. (2001), 'Creep and shrinkage of concrete : physical origins and practical measurements', *Nuclear Engineering and Design* **203**(2), 143–158.
- Alcali-réaction dans les barrages en béton. Aperçu général et recommandations.* (1994), Recommandations, Laboratoire des ponts et chaussées.
- Alj, I. (2020), Durabilité des capteurs à fibre optique destinés aux mesures réparties de déformation dans les ouvrages en béton, PhD thesis, Université Paris-Est.
- Alj, I., Quiertant, M., Khadour, A., Grando, Q. & Benzarti, K. (2019), Effect of the adhesive stiffness on the strain response of a distributed optical fiber sensor bonded to concrete, *in* L. R. Jaroszewicz, ed., 'Proceedings of the 3rd International Conference on International Conference on Recent Advances in Nonlinear Design, Resilience and Rehabilitation of Structures'.
- Anglade, E. (2022), Evaluation des performances de matériaux en terre crue par homogénéisation poromécanique analytique non-linéaire, PhD thesis, Université Toulouse 3 Paul Sabatier.
- Ansari, F. & Libo, Y. (1998), 'Mechanics of bond and interface shear transfer in optical fiber sensors', *Journal of Engineering Mechanics* **124**(4), 385–394.
- AS (2018), (as 3600 :2018) concrete structures, Standard, Australian Standards.
- Asch, G. e. c. (2010), *Les capteurs en instrumentation industrielle*, 7 edn, Dunod.
- Aïtcin, P.-C., Neville, A. & Acker, P. (1998), 'Les différents types de retrait du béton', *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées* **XX**, 41–52.
- Bangert, F., Kuhl, D. & Meschke, G. (2004), 'Chemo-hygro-mechanical modelling and numerical simulation of concrete deterioration caused by alkali-silica reaction', *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **28**(7-8), 689–714.
- Bao, X. & Chen, L. (2011), 'Recent progress in brillouin scattering based fiber sensors', *Sensors* **11**(4), 4152–4187.
- Baron, J., Desdevises, A., Buil, M., Detriche, C., Vernet, C., Duval, R., Carles-Gibergues, A., Pigeon, M., Hornain, H., Capmas, A. et al. (1992), *La durabilité des bétons*.
- Bassil, A. (2019), Distributed Fiber Optics Sensing for Crack Monitoring of Concrete Structures, PhD thesis, Université de Nantes.
- Bastianini, F., Rizzo, A., Galati, N., Deza, U. & Nanni, A. (2005), Discontinuous brillouin strain monitoring of small concrete bridges : comparison between near-to-surface and smart frp fiber installation techniques, *in* 'SPIE Smart Structures and Materials + Nondestructive Evaluation and Health Monitoring'.

- Bažant, Z. P. & Chern, J.-C. (1985), ‘Concrete creep at variable humidity : constitutive law and mechanism’, *Materials and Structures* **18**, 1–20.
- Bažant, Z. P., Cusatis, G. & Cedolin, L. (2004), ‘Temperature effect on concrete creep modeled by microprestress-solidification theory’, *Journal of engineering mechanics* **130**(6), 691–699.
- Bažant, Z. P., Hauggaard, A. B., Baweja, S. & Ulm, F.-J. (1997), ‘Microprestress-solidification theory for concrete creep i : Aging and drying effects’, *Journal of Engineering Mechanics* **123**(11), 1188–1194.
- Bažant, Z. P. & Kaplan, M. (1996), *Concrete at High Temperatures : Material Properties and Mathematical Models*, Longman.
- Bažant, Z. P. & Prasannan, S. (1988), ‘Solidification theory for aging creep’, *Cement and Concrete Research* **18**(6), 923–932.
- Bažant, Z. P. & Yunping, X. (1994), ‘Drying creep of concrete : constitutive model and new experiments separating its mechanisms’, *Materials and structures* **27**(1), 3–14.
- Bažant, Z. & Wittmann, F. (1982), *Creep and Shrinkage in Concrete Structures*, Wiley.
- Bažant, Zdeněk Pand Steffens, A. (2000), ‘Mathematical model for kinetics of alkali–silica reaction in concrete’, *Cement and concrete research* **30**(3), 419–428.
- Benboudjema, F. (2002), Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires, PhD thesis, Université de Marne la Vallée.
- Bernachy-Barbe, F. & Bary, B. (2019), ‘Effect of aggregate shapes on local fields in 3d mesoscale simulations of the concrete creep behavior’, *Finite Elements in Analysis and Design* **156**, 13 – 23.
- Berube, M.-A., Frenette, J., Pedneault, A. & Rivest, M. (2002), ‘Laboratory assessment of the potential rate of asr expansion of field concrete’, *Cement, concrete and aggregates* **24**(1), 13–19.
- Biot, M. A. (1955), ‘Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid’, *Journal of applied physics* **26**(2), 182–185.
- Bordes, J., Rosin-Corre, N. & Noret, C. (2012), L’auscultation par capteurs à cord vibrante - 80 ans de retour d’expérience, in ‘Acte du colloque technique "Auscultation des barrages et des digues - Pratiques et perspectives" du CFBR’, Comité Français des Barrages et Réservoirs, Chambéry, France.
- Bouasker, M. (2007), Etude numérique et expérimentale du retrait endogène au très jeune âge des pâtes de ciment avec et sans inclusions, PhD thesis, Université de Nantes.
- Briffaut, M. (2010), Etude de la fissuration au jeune âge des structures massives : influence de la vitesse de refroidissement, des reprises de bétonnage et des armatures, PhD thesis, Ecole Nationale Supérieure de Cachan.
- Briffaut, M., Benboudjema, F., Torrenti, J.-M. & Nahas, G. (2011), ‘Numerical analysis of the thermal active restrained shrinkage ring test to study the early age behavior of massive concrete structures’, *Engineering Structures* **33**(4), 1390–1401.
- Brooks, J. J. (2001), ‘A theory for drying creep of concrete’, *Magazine of Concrete Research* **53**(1), 51–61.
- Brouwers, J. & Van Eijk, R. (2003), ‘Alkali concentrations of pore solution in hydrating opc’, *Cement and concrete research* **33**(2), 191–196.
- Brue, F. (2009), Rôles de la température et de la composition sur le couplage thermo-hydro-mécanique des bétons, PhD thesis, Ecole Centrale de Lille.
- Buffo-Lacarrière, L., Sellier, A., Escadeillas, G. & Turatsinze, A. (2007), ‘Multiphase finite element modeling of concrete hydration’, *Cement and Concrete Research* **37**(2), 131–138.
- Bérubé, M., Ollivier, J. & Ballivy, G. (2007), ‘Decrease of pore solution alkalinity in concrete tested for alkali-silica reaction’, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* **40**, 909–921.
- Béton - Dispositions pour prévenir les phénomènes d’alcali-réaction* (2014), Fascicule de documentation FD P18-464, AFNOR.

- Béton - Réactivité d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali-réaction - Essai de performance* (2021), Norme Française NF P18-414, AFNOR.
- Cagnon, H. (2015), Influence des variations thermo-hydro-mécaniques sur le comportement différé du béton, PhD thesis, Université Toulouse 3 Paul Sabatier.
- Capra, B. & Bournazel, J.-P. (1998), 'Modeling of induced mechanical effects of alkali-aggregate reactions', *Cement and Concrete Research* **28**(2), 251–260.
- Capra, B. & Sellier, A. (2003), 'Orthotropic modelling of alkali-aggregate reaction in concrete structures : numerical simulations', *Mechanics of materials* **35**(8), 817–830.
- Capteurs à fibres optiques - Partie 1-1 : mesure de déformation - Capteurs de déformation basés sur des réseaux de Bragg à fibres - Capteurs à fibres optiques* (2018), Norme Française et Européenne NF EN 61757, AFNOR.
- Carles-Gibergues, A. & Cyr, M. (2002), 'Interpretation of expansion curves of concrete subjected to accelerated alkali-aggregate reaction (aar) tests', *Cement and Concrete Research* **32**(5), 691–700.
- Charlwood, R. (1994), 'A review of alkali-aggregate reactions in hydro-electric plants and dams', *Hydro-power Dams* **1**, 77–80.
- Charpin, L. & Ehrlacher, A. (2014), 'Microporomechanics study of anisotropy of asr under loading', *Cement and concrete research* **63**, 143–157.
- Chulliat, O., Taquet, B. & Boutet, J. (2013a), Le confortement du barrage du chambon, *in* CFBR, ed., 'Actes des colloques techniques du CFBR : Modernisation des barrages', Chambéry, France, pp. 279 – 289.
- Chulliat, O., Taquet, B. & Boutet, J. (2013b), Thème 4.1 : La réalisation des travaux - le confortement du barrage du chambon, *in* 'Acte du colloque technique "Modernisation des barrages" du CFBR', Comité Français des Barrages et Réservoirs, Chambéry, France, pp. 279–289.
- Clark, L. A. (1991), 'Modeling the structural effects of alkali-aggregate reactions on reinforced concrete', *Materials Journal* **88**(3), 271–277.
- Comby-Peyrot, I., Bernard, F., Bouchard, P.-O., Bay, F. & Garcia-Diaz, E. (2009), 'Development and validation of a 3d computational tool to describe concrete behaviour at mesoscale. application to the alkali-silica reaction', *Computational Materials Science* **46**(4), 1163–1177.
- 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**(3), 210–230.
- Coussy, O., Dormieux, L. & Detournay, E. (1998), 'From mixture theory to biot's approach for porous media', *International Journal of Solids and Structures* **35**(34-35), 4619–4635.
- Couty (1999), Réflexion sur la réaction alcali-silice, *in* 'Colloque METL-DRAST sur l'alcali-réaction', ESPCI, Paris, France.
- Cubaynes, J. F. & Pons, G. (1996), Influence of the type of coarse aggregates on shrinkage and creep of high strength concrete, *in* 'Proceeding of the 4th Symposium on Utilization of High-Strength /High Performance Concrete', Paris, France.
- Day, R. & Gamble, B. (1983), 'The effect of changes in structure on the activation energy for the creep of concrete', *Cement and Concrete Research* **13**(4), 529–540.
- Delepine-Lesoille, S., Guzik, A., Bertrand, J., Henault, J.-M. & Kishida, K. (2013), Validation of tw-cotdr method for 25km distributed optical fiber sensing, *in* L. R. Jaroszewicz, ed., 'Fifth European Workshop on Optical Fibre Sensors', Vol. 8794, International Society for Optics and Photonics, SPIE, pp. 510 – 513.
- Delepine-Lesoille, S., Merliot, E., Boulay, C., Quétel, L., Delaveau, M. & Courteville, A. (2006), 'Quasi-distributed optical fibre extensometers for continuous embedding into concrete : design and realization', *Smart Materials and Structures* **15**(4), 931–938.
- Dent-Glasser, L. & Kataoka, N. (1981), 'The chemistry of 'alkali-aggregate' reaction', *Cement and concrete research* **11**(1), 1–9.

- Dewey, J. D. (1947), 'The elastic constants of materials loaded with non-rigid fillers', *Journal of Applied Physics* **18**, 578–581.
- Diamond, S. (1975), 'A review of alkali-silica reaction and expansion mechanisms 1. alkalis in cements and in concrete pore solutions', *Cement and Concrete Research* **5**(4), 329–345.
- Diamond, S. (1981), Asr-another look at mechanisms, in 'Proceedings of the 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction', Kyoto, Japan, pp. 115–119.
- Diamond, S., Barneyback, R. J. & Struble, L. (1981), On the physics and chemistry of alkali-silica reactions, in 'Proceedings of the Conference On Alkali-Aggregate Reaction in Concrete', Cape Town, South Africa.
- Dormieux, L., Lemarchand, E., Kondo, D. & Fairbairn, E. (2004), 'Elements of poro-micromechanics applied to concrete', *Materials and Structures* **37**(1), 31–42.
- Dron, R. & Brivot, F. (1992), 'Thermodynamic and kinetic approach to the alkali-silica reaction. part 1 : Concepts', *Cement and Concrete Research* **22**(5), 941 – 948.
- Dron, R. & Brivot, F. (1993), 'Thermodynamic and kinetic approach to the alkali-silica reaction. part 2 : Experiment', *Cement and Concrete Research* **23**(1), 93 – 103.
- Dron, R., Brivot, F. & Chaussadent, T. (1998), 'Mécanisme de la réaction alcali-silice', *Bulletin des LPC* (214), 61–68.
- Duchesne, J. & Bérubé, M.-A. (2003), 'Effect of the cement chemistry and the sample size on asr expansion of concrete exposed to salt', *Cement and concrete research* **33**(5), 629–634.
- Dunant, C. F. & Scrivener, K. L. (2010), 'Micro-mechanical modelling of alkali-silica-reaction-induced degradation using the amie framework', *Cement and Concrete research* **40**(4), 517–525.
- Eguchi, K. & Teranishi, K. (2005), 'Prediction equation of drying shrinkage of concrete based on composite model', *Cement and Concrete Research* **35**(3), 483–493.
- EN (2005), (en 1992-1-1) eurocode 2 - calcul des structures en béton - partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments, Standard, AFNOR.
- Eshelby, J. D. (1957), 'The determination of the elastic field of an ellipsoidal inclusion, and related problems', *Proceedings of the Royal Society London* **421**, 376–396.
- Esposito, R. & Hendriks, M. A. (2016), 'A multiscale micromechanical approach to model the deteriorating impact of alkali-silica reaction on concrete', *Cement and Concrete Composites* **70**, 139–152.
- Esposito, R. & Hendriks, M. A. N. (2019), 'Literature review of modelling approaches for asr in concrete : a new perspective', *European Journal of Environmental and Civil Engineering* **23**(11), 1311–1331.
- Essais pour béton durci - Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes* (2019), Norme Française et Européenne NF EN 12390-3, AFNOR.
- Essais pour béton durci - Partie 4 : résistance à la compression - Caractéristiques des machines d'essai* (2019), Norme Française et Européenne NF EN 12390-4, AFNOR.
- Essais pour béton durci — Partie 17 : Détermination du fluage du béton en compression* (2019), Norme Française et Européenne NF EN 12390-17, AFNOR.
- Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats - Partie 1 : détermination de la granularité - Analyse granulométrique par tamisage* (2012), Norme Française et Européenne NF EN 933-1, AFNOR.
- Exécution des structures en béton* (2009), Norme Française et Européenne NF EN 13670, AFNOR.
- Fahmi, H. M., Polivka, M. & Bresler, B. (1972), 'Effects of sustained and cyclic elevated temperature on creep of concrete', *Cement and Concrete Research* **2**(5), 591–606.
- Fasseu, P., Lebon, B. & Vecoven, J. (2007), 'Utilisation de l'essai de performance sur béton pour la prévention du risque lié à la réaction alcali-silice', *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées* (266), 37–51.

- Ferdinand, P. (2008a), Réseaux de capteurs à fibres optiques - mesures et multiplexage, TIB586DUO r460 v2, Editions T.I.
- Ferdinand, P. (2008b), Réseaux de capteurs à fibres optiques mesures - applications, TIB586DUO r461, Editions T.I.
- Ferretti, M. (1986), Capteurs à fibres optiques, Technical Report R415 v1, Editions T.I.
- Forster, S. W., Akers, D. J., Lee, M. K., Pergalsky, A., Arrand, C. D., Lewis, D. W., Pierce, J. S., Barger, G. S., MacDonald, D. R., Pisaneschi, R. R. et al. (1998), 'Report on alkali-aggregate reactivity (reapproved 2008)', *American Concrete Institute (ACI)* **221**(1).
- Gallyamov, E., Cuba Ramos, A., Corrado, M., Rezakhani, R. & Molinari, J.-F. (2020), 'Multi-scale modelling of concrete structures affected by alkali-silica reaction : Coupling the mesoscopic damage evolution and the macroscopic concrete deterioration', *International Journal of Solids and Structures* **207**, 262–278.
- Gallyamov, E., Leemann, A., Lothenbach, B. & Molinari, J.-F. (2022), 'Predicting damage in aggregates due to the volume increase of the alkali-silica reaction products', *Cement and Concrete Research* **154**, 106744.
- Ghosh, R. (1973), 'A hypothesis on mechanism of maturing creep of concrete', *Matériaux et Construction* **6**(1), 23–27.
- Giaccio, G., Zerbino, R., Ponce, J. & Batic, O. (2008), 'Mechanical behavior of concretes damaged by alkali-silica reaction', *Cement and Concrete Research* **38**(7), 993–1004.
- Giorla, A. B., Scrivener, K. L. & Dunant, C. F. (2015), 'Influence of visco-elasticity on the stress development induced by alkali-silica reaction', *Cement and Concrete Research* **70**, 1–8.
- Glišić, B. & Inaudi, D. (2007), *Fiber Optic Methods for Structural Health Monitoring*, Wiley.
- Godart, B. & Le Roux, A. (2008), Alkali-réaction dans les structures en béton mécanisme, pathologie et prévention, TIB240DUO c2252, Editions T.I.
- Granger, L. (1995), Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : analyse et modélisation, PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Granulats - Méthodes d'essai de réactivité aux alcalis* (2015), Norme Française NF P18-594, AFNOR.
- Granulats - Éléments de définition, conformité et codification* (2011), Norme Française NF P18-545, AFNOR.
- Grave, J. H. L., Håheim, M. L. & Echtermeyer, A. T. (2015), 'Measuring changing strain fields in composites with distributed fiber-optic sensing using the optical backscatter reflectometer', *Composites Part B : Engineering* **74**, 138 – 146.
- Gravel, C. (2001), Contribution à l'étude des mécanismes des réactions alcalis-granulats, PhD thesis, Université de Sherbrooke.
- Gravel, C., Ballivy, G., Khayat, K., Quirion, M. & Lachemi, M. (2000), Expansion of aar concrete under triaxial stresses : Simulation with instrumented concrete block, in 'Proceedings of the 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction', Quebec, Canada, pp. 949–958.
- Graybeal, B. A. et al. (2006), Material property characterization of ultra-high performance concrete, Technical report, United States. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure.
- Grimal, E. (2007), Caractérisation des effets du gonflement provoqué par la réaction alcali-silice sur le comportement mécanique d'une structure en béton, PhD thesis, Université Toulouse 3 Paul Sabatier.
- Grimal, É., Sellier, A., Le Pape, Y. & Bourdarot, É. (2008a), 'Creep, shrinkage, and anisotropic damage in alkali-aggregate reaction swelling mechanism-part i : A constitutive model', *ACI Materials Journal* **105**(3), 227.
- Grimal, É., Sellier, A., Le Pape, Y. & Bourdarot, É. (2008b), 'Creep, shrinkage, and anisotropic damage in alkali-aggregate reaction swelling mechanism-part ii : Identification of model parameters and application', *ACI Materials Journal* **105**(3), 236.

- Hansen, T. C. & Eriksson, L. (1966), ‘Temperature change effect on behavior of cement paste, mortar, and concrete under load’, *ACI Journal Proceedings* **63**(4), 489–504.
- Hartog, A. (2000), *Optical Fiber sensor Technology - Distributed Fiber-Optic Sensors : Principles and applications*, Grattan and Meggit.
- Hauggaard, A., Damkilde, L. & Hansen, P. (1999), ‘Transitional thermal creep of early age concrete’, *Journal of Engineering Mechanics* **125**(4), 458–465.
- Henault, J.-M. (2013), Approche méthodologique pour l’évaluation des performances et de la durabilité des systèmes de mesure répartie de déformation : application à un câble à fibre optique noyé dans le béton, PhD thesis, Université Paris-Est.
- Henry, O. (1961), Some aspects relating to the civil engineering construction of the kariba hydro-electric scheme, Présentation.
- Hummel, A. (1942), *Das beton-abc*, Wiley.
- Hydroélectricité* (2022).
URL: <https://www.ecologie.gouv.fr/hydroelectricite>
- Illston, J. & Sanders, P. (1973), ‘The effect of temperature change upon the creep of mortar under torsional loading’, *Magazine of concrete research* **25**(84), 136–144.
- Imai, M., Nakano, R., Kono, T., Ichinomiya, T., Miura, S. & Mure, M. (2010), ‘Crack detection application for fiber reinforced concrete using bocda-based optical fiber strain sensor’, *Journal of Structural Engineering* **136**(8), 1001–1008.
- Inam, J. & Skalny, J. (1978), ‘Alkalies in cement : A review : II. effects of alkalies on hydration and performance of portland cement’, *Cement and Concrete Research* **8**(1), 37–51.
- Inoue, S., Fujii, M., Kobayashi, K. & Nakano, K. (1989), Structural behaviors of reinforced concrete beams affected by alkali–silica reaction, in ‘Proceedings of the 8th International Conference on Alkali–Aggregate Reaction in Concrete’, Kyoto, Japan, pp. 17–20.
- Institution of Structural Engineers (1992), *Structural effects of alkali-silica reaction, technical guidance on the appraisal of existing structures*, Institution of Structural Engineers, London.
- Jones, T. (1988), ‘New interpretation of alkali-silica reaction and expansion mechanisms in concrete’, *Chemistry and Industry* pp. 40–4.
- Kariba HES Technical Data* (2022).
URL: <https://www.zambezi.org/hydro-electric-schemes/kariba-hes/kariba-hes-technical-data>
- Khoury, G. A., Grainger, B. N. & Sullivan, P. J. (1985), ‘Transient thermal strain of concrete : literature review, conditions within specimen and behaviour of individual constituents’, *Magazine of concrete research* **37**(132), 131–144.
- Kishida, K., Li, C. H., Nishiguchi, K., Yamauchi, Y., Guzik, A. & Tsuda, T. (2012), Hybrid brillouin-rayleigh distributed sensing system, in Y. Liao, W. Jin, D. D. Sampson, R. Yamauchi, Y. Chung, K. Nakamura & Y. Rao, eds, ‘Proceedings of the 22nd International Conference on Optical Fiber Sensors’, Vol. 8421, International Society for Optics and Photonics, SPIE, pp. 452 – 455.
- Lacombe, C., Vidal, T., Sellier, A., Noret, C. & Anthiniac, P. (2022), ‘Creep of concrete during alkali-aggregates reaction’, *Construction and Building Materials* **336**, 127355.
- Ladaoui, W. (2010), Etude expérimentale du comportement Thermo-Hydro-Mécanique à long terme des BHP destinés aux ouvrages de stockage des déchets radioactifs, PhD thesis, Université Toulouse 3 Paul Sabatier.
- Lanticq, V. (2009), Mesure répartie de température et de déformations par diffusion Brillouin : de la fibre optique au capteur pour le génie civil, PhD thesis, ENST ParisTech.
- Larive, C. (1998), Apports combinés de l’expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l’Alcali-réaction et de ses effets mécaniques, PhD thesis, École nationale des ponts et chaussées (France).
- Larive, C., Joly, M. & Coussy, O. (2000), Heterogeneity and anisotropy in asr-affected concrete : Consequences for structural assessment, in ‘Proceedings of the 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction’, Quebec, Canada, pp. 919–928.

- Le Chatelier, H. (1900), 'Sur les changements volumiques qui accompagnent le durcissement des ciments', *Bulletin de la société de l'encouragement pour l'industrie nationale* **5**, 54–57.
- Le Roux, A., Massieu, E. & Godart, B. (1992), Evolution under stress of a concrete affected by application to the feasibility of strengthening a bridge by prestressing, in 'Proceedings of the 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction', London, Great-Britain, pp. 599–606.
- Léger, P., Côté, P. & Tinawi, R. (1996), 'Finite element analysis of concrete swelling due to alkali-aggregate reactions in dams', *Computers & structures* **60**(4), 601–611.
- Lemarchand, E., Dormieux, L. & Ulm, F.-J. (2005), 'Micromechanics investigation of expansive reactions in chemoelastic concrete', *Philosophical Transactions of the Royal Society A : Mathematical, Physical and Engineering Sciences* **363**(1836), 2581–2602.
- Lequime, M. (1997), Réseaux de capteurs à fibres optiques, Technical Report R460 v1, Editions T.I.
- Lerch, W. (1957), 'Plastic shrinkage', *ACI Journal Proceedings* **53**(2), 797–802.
- Les barrages - Statistiques Nationales* (2012).
URL: <https://www.barrages-cfbr.eu/-Statistiques-nationales-.html>
- Letouzey, J. (1984), 'Les capteurs à fibres optiques aux usa', *Sciences et techniques* pp. 17–22.
- Li, Q., Li, G., Wang, G., Ansari, F. & Liu, Q. (2002), 'Elasto-plastic bonding of embedded optical fiber sensors in concrete', *Journal of Engineering Mechanics* **128**(4), 471–478.
- Liaudat, J., Carol, I., López, C. M. & Saouma, V. E. (2018), 'Asr expansions in concrete under triaxial confinement', *Cement and Concrete Composites* **86**, 160–170.
- Lombardi, J., Massard, P. & Perruchot, A. (1997), 'Mesure expérimentale de la cinétique de formation d'un gel silicocalcique, produit de la réaction alcalis-silice', *Cement and Concrete Research* **27**(9), 1379 – 1391.
- López-Higuera, J. M. (2002), *Handbook of Optical Fibre Sensing Technology*, Wiley.
- Makani, A. (2011), Influence de la nature minéralogique des granulats sur le comportement mécanique différé des bétons., PhD thesis, Université Toulouse 3 Paul Sabatier.
- Manzoni, F. (2019), Comportement Thermo-Hydro-Mécanique des structures en béton, PhD thesis, Université Toulouse 3 Paul Sabatier.
- Manzoni, F., Vidal, T., Sellier, A., Bourbon, X. & Camps, G. (2019), 'On the origins of transient thermal deformation of concrete', *Cement and Concrete Composites* **107**(November 2019), 103508.
- Marques, A. I., Morais, J., Morais, P., do Rosário Veiga, M., Santos, C., Candeias, P. & Ferreira, J. G. (2020), 'Modulus of elasticity of mortars : Static and dynamic analyses', *Construction and Building Materials* **232**, 117216.
- Masson-Delmotte, V., Zhai, P., Pirani, A., Connors, S. L., Péan, C., Berger, S., Caud, N., Chen, Y., Goldfarb, L., Gomis, M. et al. (2021), 'Climate change 2021 : the physical science basis', *Contribution of working group I to the sixth assessment report of the intergovernmental panel on climate change* p. 2.
- Mehta, P. K. (1993), *Concrete : Structure, Properties and Materials*, Prentice-Hall, Incorporated.
- Mindeguia, J.-C., Hager, I., Pimienta, P., Carré, H. & La Borderie, C. (2013), 'Parametrical study of transient thermal strain of ordinary and high performance concrete', *Cement and Concrete Research* **48**, 40–52.
- Mohammadi, A., Ghiasvand, E. & Nili, M. (2020), 'Relation between mechanical properties of concrete and alkali-silica reaction (asr) ; a review', *Construction and Building Materials* **258**, 119567.
- Monette, L., Gardner, N. & Grattan-Bellew, P. (2002), 'Residual strength of reinforced concrete beams damaged by alkali-silica reaction—examination of damage rating index method', *Materials Journal* **99**(1), 42–50.
- Morenon, P., Multon, S., Sellier, A., Grimal, E., Hamon, F. & Bourdarot, E. (2017), 'Impact of stresses and restraints on asr expansion', *Construction and Building Materials* **140**, 58 – 74.

- Mori, T. & Tanaka, K. (1973), 'Average stress in matrix and average elastic energy of materials with misfitting inclusions', **21**(5), 571–574.
- Müller, H. S., Anders, I., Breiner, R. & Vogel, M. (2013), 'Concrete : treatment of types and properties in fib model code 2010', *Structural concrete* **14**(4), 320–334.
- Multon, S. (2003), Évaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alcali-réaction sur des structures modèles, PhD thesis, Université de Marne-la-Vallée.
- Multon, S. & Sellier, A. (2016), 'Multi-scale analysis of alkali-silica reaction (asr) : impact of alkali leaching on scale effects affecting expansion tests', *Cement and Concrete Research* **81**, 122–133.
- Muñoz, P. (2000), Rhéologie des bétons durcis : approche couplée de la modélisation des retraits et fluages de bétons à hautes et très hautes performances, PhD thesis, INSA Toulouse.
- Neville, A. (1964), 'Creep of concrete as a function of its cement paste content', *Magazine of concrete Research* **16**(46), 21–30.
- Neville, A. (1996), *Properties of Concrete : Fourth and Final Edition*, Wiley.
- Nicot, P., Fourre, M., Reau, F. & Multon, S. (2019), Potential residual expansion of drilled concrete cores - physical and mechanical characterisations of concrete cores, Rapport final pour hydrokarst, Toulouse Tech Transfert.
- Noret, C. & Molin, X. (2013), Theme a : Effect of concrete swelling on the equilibrium and displacements of an arch dam - formulation, in CFBR, ed., 'XI ICOLD Benchmark workshop on numerical analysis of dams', Valence, Espagne, pp. 279 – 289.
- Oukid, Y., Molin, X. & Zhou, P. (2019), Barrage de kariba : une fosse d'érosion unique, nécessitant une approche remarquable pour en appréhender le comportement, in 'Actes du colloques techniques "Justification des barrages : état de l'art et perspectives " du CFBR', Comité Français des Barrages et Réservoirs, Chambéry, France, pp. 247–259.
- Pesavento, F., Gawin, D., Wyrzykowski, M., Schrefler, B. A. & Simoni, L. (2012), 'Modeling alkali-silica reaction in non-isothermal, partially saturated cement based materials', *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* **225**, 95–115.
- Pichelin, A. (2020), Proposition d'un indicateur de durabilité pour la détection des réactions de gonflement interne dans le béton, PhD thesis, Université Toulouse 3 Paul Sabatier.
- Pickett, G. (1942), 'The effect of change in moisture content on the creep of concrete under a sustained load', *Journal of American Concrete Institut* **47**, 333–355.
- Pignatelli, R., Comi, C. & Monteiro, P. J. (2013), 'A coupled mechanical and chemical damage model for concrete affected by alkali-silica reaction', *Cement and Concrete Research* **53**, 196–210.
- Pons, G. (1998), 'Caractérisation du comportement différé des bétons : de la réalité du matériau à la note de calcul', *Bulletin spécial de liaison des Ponts et Chaussées* **20**, 61–71.
- Pons, G. & Torrenti, J.-M. (2008), *Chapitre 5 : Retrait et fluage - La durabilité des bétons - Bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement - Sous la direction de Jean-Pierre Ollivier et Angélique Vichot*, Presses de l'École nationale des Ponts et chaussées, Paris.
- Poole, A. B. (1992), Alkali-silica reactivity mechanisms of gel formation and expansion, in 'Proceedings of the 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction', Vol. 104, Concrete Society Publications CS, London, England, pp. 782–789.
- Poyet, S. (2003), Étude 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, PhD thesis, Université de Marne-la-Vallée.
- Poyet, S., Sellier, A., Thevenin-Foray, G., Capra, B., Torrenti, J.-M., Tournier-Cognon, H. & Bourdarot, E. (2004), 'Modélisation chimique de la réaction alcali-silice : prise en compte de l'influence de la distribution granulaire réactive', *Revue Française de Génie Civil* **8**(8), 905–929.
- Prezzi, M., Monteiro, P. J. & Sposito, G. (1997), 'The alkali-silica reaction : Part i. use of the double-layer theory to explain the behavior of reaction-product gels', *ACI materials journal* **94**(1), 10–17.

- Reinhardt, H. & Mielich, O. (2011), ‘A fracture mechanics approach to the crack formation in alkali-sensitive grains’, *Cement and Concrete Research* **41**(3), 255–262.
- Reinhardt, H. W., Özkan, H. & Mielich, O. (2019), ‘Creep of concrete as influenced by the rate of expansion due to alkali-silica reaction’, *Structural Concrete* **20**(5), 1781–1791.
- Renders, P., Gammons, C. & Barnes, H. (1995), ‘Precipitation and dissolution rate constants for cristobalite from 150 to 300 °C’, *Geochimica et Cosmochimica Acta* **59**(1), 77–85.
- Rivard, P., Bérubé, M.-A., Ballivy, G. & Ollivier, J.-P. (2003), ‘Effect of drying-rewetting on the alkali concentration of the concrete pore solution’, *Cement and concrete research* **33**(6), 927–929.
- Roll, F. (1964), Long time creep-recovery of highly stressed concrete cylinders, in A. C. Institute, ed., ‘ACI SP9 Symposium on creep’, Detroit, USA, pp. 115 – 128.
- Rossi, P., Tailhan, J.-L., Le Maou, F., Gaillet, L. & Martin, E. (2012), ‘Basic creep behavior of concretes investigation of the physical mechanisms by using acoustic emission’, *Cement and concrete research* **42**(1), 61–73.
- Ruetz, W. (1968), A hypothesis for the creep of hardened cement paste and the influence of simultaneous shrinkage, in ‘Proceedings of the Structure of Concrete and its Behavior under Load’, pp. 365–387.
- Sanchez, L., Fournier, B., Jolin, M. & Duchesne, J. (2015), ‘Reliable quantification of aar damage through assessment of the damage rating index (dri)’, *Cement and Concrete Research* **67**, 74–92.
- Saouma, V. & Perotti, L. (2006), ‘Constitutive model for alkali-aggregate reactions’, *ACI materials journal* **103**(3), 194.
- Schneider, U. (1982), Behaviour of concrete at high temperature (report of the rilem technical committee 72), Technical report, RILEM.
- Schneider, U. (1988), ‘Concrete at high temperatures—a general review’, *Fire safety journal* **13**(1), 55–68.
- Sellier, A. (2018), Anisotropic Damage and Visco-Elasto-Plasticity Applied to Multiphase Materials, Research report, LMDC - Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions de Toulouse; Université de Toulouse III - Paul Sabatier; INSA de Toulouse.
URL: <https://hal.insa-toulouse.fr/hal-01710289>
- Sellier, A. (2022), Modelling Mechanical effects of AAR and DEF, in A. Lopez Batista, A. Santos Silva, I. Fernandes, L. Oliveira Santo, J. Custadio & C. Serra, eds, ‘16th ICAAR’, LNEC, Lisboa, pp. 83–118.
URL: <http://icaar2020-2022.lnec.pt>
- Sellier, A., Capra, B. & Mebarki, A. (1999), Concrete behavior : a probabilistic damage model, in ‘Proceedings of 8th International Conference on Applications of Statistics and Probability’, CRC Press/Balkema, Sydney, Australie, pp. 12–15.
- Sellier, A. & Lacarrière, L. (2009), ‘Vers une modélisation simple et unifiée du fluage propre, du retrait et du fluage en dessiccation du béton’, *Revue européenne de génie civil* **13**, 1161–1182.
- Sellier, A., Multon, S., Buffo-Lacarrière, L., Vidal, T., Bourbon, X. & Camps, G. (2016), ‘Concrete creep modelling for structural applications : non-linearity, multi-axiality, hydration, temperature and drying effects’, *Cement and Concrete Research* **79**, 301 – 315.
- Sellier, A., Vidal, T., Verdier, J. & Bucher, R. (2019), ‘Un nouveau critère de fissuration pour les matériaux hétérogènes soumis à des sollicitations multi-physiques’, *Academic Journal of Civil Engineering* **36**(1), 108–111.
- Shakoorioskooie, M., Griffa, M., Leemann, A., Zboray, R. & Lura, P. (2021), ‘Alkali-silica reaction products and cracks : X-ray micro-tomography-based analysis of their spatial-temporal evolution at a mesoscale’, *Cement and Concrete Research* **150**, 106593.
- Sikali Mamdem, Y. (2012), Brillouin distributed optical fiber sensors : discrimination of temperature and strain, PhD thesis, ENST ParisTech.
- Smaoui, N. (2003), Contribution à l’évaluation du comportement structural des ouvrages d’art affectés de réaction alcali-silice (RAS), PhD thesis, Faculté des Sciences et de Génie de l’Université de Laval.

- Soller, B. J., Gifford, D. K., Wolfe, M. S. & Froggatt, M. E. (2005), 'High resolution optical frequency domain reflectometry for characterization of components and assemblies', *Opt. Express* **13**(2), 666–674.
- Stanton, T. (1942), 'Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate', *Transactions of the American Society of Civil Engineers* **107**(1), 54–84.
- Tazawa, E.-i. & Miyazawa, S. (1995), 'Influence of cement and admixture on autogenous shrinkage of cement paste', *Cement and Concrete Research* **25**(2), 281–287.
- TC, R. (1995), 'Cpc 8 modulus of elasticity of concrete in compression', *RILEM Recommendations for the Testing and Use of Constructions Materials* pp. 25 – 27.
- Torrenti, J.-M. (2018), 'Basic creep of concrete-coupling between high stresses and elevated temperatures', *European Journal of Environmental and Civil Engineering* **22**(12), 1419–1428.
- Torrenti, J.-M. (2019), 'Interpretation of very long-term basic creep tests of concrete', *European Journal of Environmental and Civil Engineering* **23**(5), 586–592.
- Troxell, G., Raphael, J. & Davis, R. (1958), Long-time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete, in 'ASTM', Vol. 58, pp. 1101–1120.
- Typical Properties for Various Rocks* (2022).
 URL: <https://structx.com/Soil-Properties-010.html>
- Ulm, F. & Acker, P. (1998), 'Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons', *Bulletin spécial de liaison des Ponts et Chaussées* **20**, 63–82.
- Ulm, F.-J., Coussy, O., Kefei, L. & Larive, C. (2000), 'Thermo-chemo-mechanics of asr expansion in concrete structures', *Journal of engineering mechanics* **126**(3), 233–242.
- Ulm, F.-J., Le Maou, F. & Boulay (1999), Creep and shrinkage coupling : New review of some evidence, Vol. 3, Ed. Hermès, pp. 21–37.
- Van Genuchten, M. T. (1980), 'A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils', *Soil science society of America journal* **44**(5), 892–898.
- Vidal, T., Sellier, A., Ladaoui, W. & Bourbon, X. (2015), 'Effect of temperature on the basic creep of high-performance concretes heated between 20°C and 80°C', *Journal of Materials in Civil Engineering* **27**(7), B4014002.
- Weisbrich, M., Holschemacher, K. & Bier, T. (2019), 'Comparison among different fiber coatings on the concrete shrinkage test for distributed optical strain measurements based on rayleigh backscattering'.
- Wong, T. & Brace, W. (1979), 'Thermal expansion of rocks : some measurements at high pressure', *Tectonophysics* **57**(2), 95–117.
- Wu, T., Temizer, I. & Wriggers, P. (2014), 'Multiscale hydro-thermo-chemo-mechanical coupling : Application to alkali-silica reaction', *Computational Materials Science* **84**, 381–395.
- Özkan, H., Reinhardt, H.-W. & Mielich, O. (2015), Experimental study on the creep behavior of alkali-silica reaction (asr) damaged concrete with slow/late aggregates, in 'Proceedings of the 10th International Conference on Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage, and Durability of Concrete and Concrete Structures', Vienna, Austria, pp. 1570–1578.

ANNEXES A

Compléments sur le programme expérimental

A.1 Détermination de la teneur théorique en alcalins de la solution interstitielle

La teneur théorique en alcalins de la solution interstitielle est calculée par l'intermédiaire de formules trouvées dans l'étude de Brouwers & Van Eijk (2003) et qui ont été simplifiées.

Etape 1 : Calcul de la teneur totale en alcalin :

$$Na_t = \frac{2f_{Na_2Oeq}}{M_{Na_2O}} \quad (A.1)$$

Avec :

- Na_t : la teneur totale en alcalin (mol/g)
- f_{Na_2Oeq} : la fraction massique de Na_2Oeq par gramme de ciment (g/g), ici 1.25%
- M_{Na_2O} : Masse molaire de Na_2Oeq (g/mol), 63.0 g/mol

$$\mathbf{AN} : \frac{2 \times 0.0125}{63.0} = 4.03E^{-4} \text{ mol/g}$$

Etape 2 : Calcul de la teneur d'alcalins solubilisés :

On considère que la totalité des alcalins passent en solution soit que :

$$Na_T = Na_{released}^+ \quad (A.2)$$

Etape 3 : Calcul de la concentration dans la solution interstitielle :

$$[Na^+]_{max} = \frac{m_{OPC} Na_{released}^+}{V_w} \quad (A.3)$$

Avec :

- $[Na^+]_{max}$: la concentration maximale possible dans la solution interstitielle (mol/l)
- m_{OPC} : la masse de ciment portland par litre de béton (g/l), ici 0.410 g/l
- $Na_{released}^+$: la teneur d'alcalins solubilisés par gramme de ciment (mol/g), ici $4.03E^{-4} \text{ mol/g}$
- V_w : la teneur en eau du béton l/l , ici le milieu est considéré comme saturé soit que la teneur en eau est égale à la porosité, ici estimée à 0.130

$$\mathbf{AN} : \frac{0.410 \times 4.03E^{-4}}{0.130} = 1.27 \text{ mol/l}$$

A.2 Fiches techniques des matériaux

A.2.1 Fiche technique du sable non-réactif




 Carrières du Boulonnais Tél : 03.21.99.67.00 Fax : 03.21.99.67.10	S.A.S. CARRIERES DU BOULONNAIS 62250 FERQUES R.C. CALAIS B 641 769 600 - APE 142A	
	Fiche Technique Produit SABLE lavé 0/4 mm à 7 % de fines (SL0704)	
Référence normative	NF P 18-545, article 10 Code : A	
Nature Pétrographique	Calcaire viséen dur compact	
Utilisation	Granulats pour bétons hydrauliques	

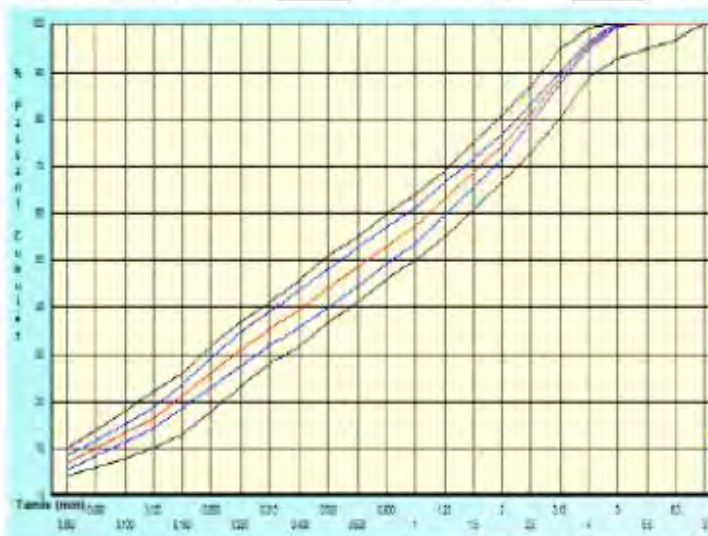
Spécifications contractuelles :

	20	1.40	0	2	1	0.5	0.25	0.125	0.063	FM	MB
Tamis (mm)	8	5,6	4	2	1	0,500	0,250	0,125	0,063		
VME			99.0		64.0		37.0		10.0	3.15	1.50
VMI	100.0	95.0	89.0		50.0		23.0		4.0	2.65	
VME + U			100.0		68.0		41.0		12.0	3.30	2.00
VMI - U		94.0	87.0		46.0		19.0		2.0	2.40	
Sr max					4.24		4.24			0.180	

Résultats : Granularité et propreté : Période du 26/01/12 au 26/07/12 (6 mois)
 Autres caractéristiques : Période du 26/01/12 au 26/07/12 (6 mois)

	20	1.40	0	2	1	0.5	0.25	0.125	0.063	FM	MB
Tamis (mm)	8	5,6	4	2	1	0,500	0,250	0,125	0,063		
maxi			97.0		65.2		38.0		11.9	3.10	0.70
Xf+1,25 Sr			96.6		61.3		34.6		8.4	2.97	0.47
moyenne Xf	100.0	100.0	95.8	74.3	57.4	44.3	31.1	16.4	7.0	2.81	0.34
Xf - 1,25 Sr	100.0	100.0	95.1		53.5		27.5		5.5	2.65	
mini	100.0	100.0	94.0		49.8		25.3		5.0	2.49	
Ecart type Sr	0.00	0.00	0.59	2.14	3.14	3.26	2.84	1.71	1.19	0.130	0.110
nb. valeurs	59	59	59	59	59	59	59	59	59	59	59

Fuseau de régularité  de fabrication  Moyenne de fabrication 

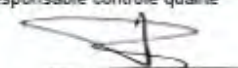


Autres Caractéristiques

	Valeur	Dernier Essai
WA24	0,5 %	26/06/12
S total	0,09 %	13/01/12
Cl-	<0,0002%	13/01/12
Na2O équ.	21,8mg/kg	13/01/12
MVR	2,67 t/m3	26/06/12
A R	NR	13/01/12
PO	Négatif	13/01/12
ImP	Néant	23/07/12
SO3	0,06 %	13/01/12

Date et visa du responsable contrôle qualité


30/07/12



Fiche n°: 1189

Nos produits étant sujets à évolution, merci de nous contacter pour tout engagement ou durée de validité

A.2.2 Fiche technique des gravillons non-réactifs




**Carrières
du Boulonnais**

Tél : 03.21.99.67.00
Fax : 03.21.99.67.10

S.A.S. CARRIERES DU BOULONNAIS
62250 FERQUES
R.C. CALAIS B 541 759 558 - APE 142A

Fiche Technique Produit

GRAVILLON lavé 4/12 mm (GL0412)

Référence normative	NF P 18-545, Article 10 Code : A	
Nature Pétrographique	Calcaire viséen dur compact	
Utilisation	Granulats pour bétons hydrauliques	

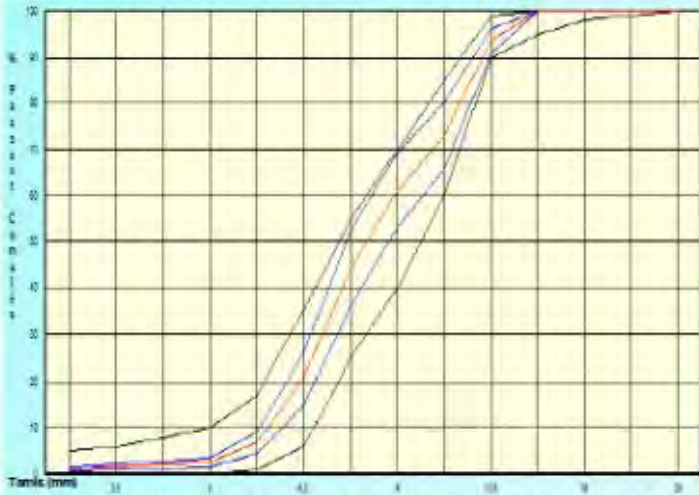
Spécifications contractuelles :

	2D	1.4D	D	D/1,4	d	d/2	f	FI	LA
Tamis (mm)	25	18	12,5	9	4	2			
vss			99.0	70.0	10.0	5.0	4.00	20	30
vsi	100.0	98.0	90.0	40.0					
vss + U			100.0	76.0	15.0	6.0	4.30	24	33
vsi - U		97.0	85.0	34.0					
Sf max				9.09					

Résultats : Granularité et propreté : Période du 05/05/12 au 05/11/12 (6 mois)
Autres caractéristiques : Période du 05/11/10 au 05/11/12 (24 mois)

	2D	1.4D	D	D/1,4	d	d/2	f	FI	LA
Tamis (mm)	25	18	12,5	9	4	2			
maxi			97.0	74.5	4.3	2.4	1.33	14	26
Xf-1,25 Sf			96.2	69.4	3.4	1.7	0.81		25.2
moyenne Xf	100.0	100.0	93.6	61.3	2.4	1.1	0.54	12.8	23.7
Xf - 1,25 Sf	100.0	100.0	91.0	53.3					
mini	100.0	100.0	87.0	42.4					
Ecart type Sf	0.00	0.00	2.08	6.46	0.79	0.42	0.220		1.20
nb. valeurs	51	51	51	51	51	51	51	10	24

Fuseau de régularité de fabrication Moyenne de fabrication

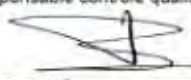


Nos produits étant sujets à évolution, merci de nous contacter pour tout engagement ou durée de validité

Autres Caractéristiques

	Valeur	Dernier Essai
MVR	2,67 t/m3	03/09/12
WA24	0,7 %	03/09/12
Na2O équ.	5,6 mg/kg	16/01/12
S total	0,03 %	16/01/12
Cl-	<0,0002%	16/01/12
MBF	1,9 g/kg	11/10/12
ImP	Néant	25/10/12
A R	NR	16/01/12

Sensibilité au gel-dégel: GA.
Boulettes d'argile : Néant (25/10/2012)
Présence éventuelle de nodules ferreux.

Date et visa du responsable contrôle qualité
05/11/12 

Fiche n°: 1238

N.B. : Pour les présents travaux, les gravillons non-réactifs ont été tamisés pour avoir 100% de passant à 10mm et 100% de refus à 4mm

A.2.3 Fiche technique des gravillons réactifs

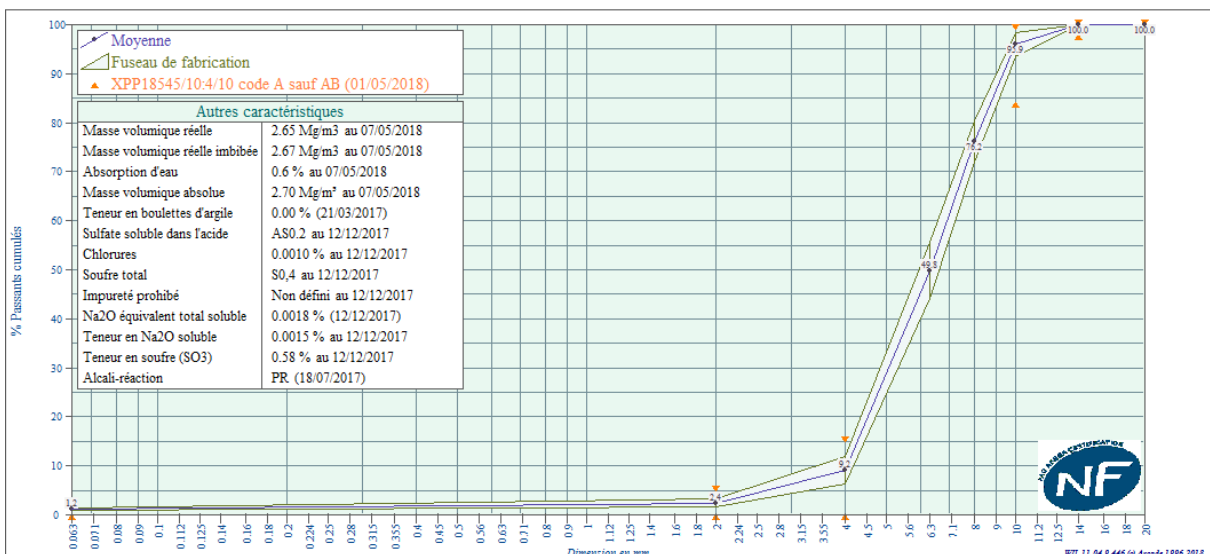
 CCB CEMENTIR HOLDING	Fiche Technique Engagement du 01/01/2019 au 30/06/2019 Référence : F_4_10_art_10 Page 1/1, imprimé le vendredi 18 janvier 2019
---	--

Producteur : CCB Gaurain	Utilisateur : Contrôle interne
Granulats : 0056 : 4/10	
Péetrographie : Calcaire	
libellé CE-BENOR-NF : Gravillons de concassage	
Usage : Granulats pour béton (EN 12620) - CE2+	
Certificateur : CRIC (0965)	
Certificat : 0965-GT-0520	

Fiche Technique selon XP P 18545

Partie contractuelle												
Valeurs spécifiées sur lesquelles le producteur s'engage												
Classe granulaire		Norme							Catégorie			
4 10		Norme NF P 18-545 Article 10							4/10 code A sauf AB (01/05/2018)			
	0.063	d/2	d	6.3	8	10	14	20	FI	LA	LA+MDE	MDE
		2	4			D	1.4D	2D				
Etendue e			15			15						
V.S.S.+U	1.8	6.0	20.0			100.0			29			
V.S.S.	1.5	5.0	15.0			99.0			25			
V.S.I.			0.0			84.0	98.0	100.0				
V.S.I.-U			0.0			79.0	97.0					

Partie informative												
Résultats de production												
	du 10/07/18 au 20/12/18								du 03/02/17 au 15/11/18			
	0.063	2	4	6.3	8	10	14	20	FI	LA	LA+MDE	MDE
Maximum	1.6	4.3	14.4	63.3	85.0	98.8	100.0	100.0	24	20	36	18
Xf+1.25xEcart-types	1.4	3.3	12.0	55.6	80.5	98.5	100.0	100.0		19	36	17
Moyenne Xf	1.2	2.4	9.2	49.8	76.2	95.9	100.0	100.0	23	18	34	16
Xf-1.25xEcart-types	1.0	1.5	6.3	44.1	71.9	93.4	100.0	100.0		17	33	15
Minimum	0.9	1.0	3.4	39.7	68.4	90.1	100.0	100.0	20	17	32	15
Ecart-type	0.18	0.72	2.26	4.62	3.41	2.03	0.00	0.00	2.0	1.0	1.0	1.0
Nombre de résultats	47	47	47	47	47	47	47	47	6	22	22	22




N.B. : Pour les présents travaux, les gravillons réactifs ont été tamisés pour avoir 100% de passant à 10mm et 100% de refus à 4mm


A.2.4 Fiche technique du ciment

FICHE TECHNIQUE PRODUIT


CIMENTS



les matériaux au cœur de la Vie™



52,5R
Ciment haute résistance

SERVICES EXCLUSIFS 


Centre de Relation Clientèle
0825 888 057*
Numéro indigo : 0,15€ TTC/mn

USINE DU TEIL

CEM I 52,5 R CE CP2 NF

NF EN 197-1 NF P 15-318

Déclaration de performance n 0333-CPR-1201



CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANIQUES

Résistances mécaniques (MPa)				DP (min)	Stabilité (mm)	MV (g/cm ³)	SSB (cm ² /g)	Demande en eau (%)	Q41 (J/g)	L*
1 jour	2 jours	7 jours	28 jours							
26,9	40,2	nd	72,4	135	0,8	3,13	4120	28,8	349	63,3

CARACTERISTIQUES CHIMIQUES

SO ₃ (%)	3,48
Cl ⁻ (%)	< 0,10
Perte au feu 950°C	1,94
Insolubles (%)	0,33
S ⁻ (%)	< 0,10
Alcalins [Na ₂ O + 0,658 K ₂ O] (%)	0,24
Alcalins actifs [suivant recommandations LCPC 1994] (%)	nd
Vc coefficient de variation des alcalins actifs [suivant recommandations LCPC 1994]	nd

CONSTITUANTS PRINCIPAUX ET SECONDAIRES

Clinker LE TEIL	95%	Constituant secondaire	5%	
CaO/SiO ₂	3,1	Calcaire		
MgO (%)	0,9			
C ₃ S (%)	66,7			
C ₂ S (%)	11,6			
C ₃ A (%)	8,6			
C ₄ AF (%)	8,0			
				Total des constituants
				100%


AUTRES CONSTITUANTS

Gypse (%)	4,8
Agent de mouture AMA14E - Teneur en extrait sec (%)	0,079

LIVRAISON EN SACS

nd : non déterminé

Les modifications par rapport à la version précédente apparaissent sur fond bleu



Date de révision : 01 avril 2014

Les données figurant sur la présente fiche technique sont la propriété de Lafarge Ciments et ne peuvent être reproduites partiellement ou totalement sans notre autorisation préalable. Les résultats indiqués ne sont mentionnés qu'à titre purement indicatif; ils sont susceptibles de variation dans les limites des normes applicables et ne sauraient en conséquence engager la responsabilité de Lafarge Ciments. Les résultats de nos autocontrôles périodiques sont disponibles sur demande auprès de votre interlocuteur commercial habituel

A.3 Caractéristiques techniques du dispositif d'essais

A.3.1 Caractéristiques techniques de l'enceinte climatique (Vötsch VC0100)

A.3.1.1 Caractéristiques climatiques

Enceinte d'essais climatiques		VC 0018	VC 0034	VC 0060	VC0100	VC 0150
	Unité					
Caractéristiques du système d'humidification						
Volume du réservoir	env.	l			20	
Qualité de l'eau					déionisée	
pH					6 – 7	
Conductivité	max.	µs/cm			10	
Consommation d'eau à température constante de + 40 °C, 92 %h.r.		l/24 h			2	
Plage de température		°C			+10 à +90	
Plage d'hygrométrie h.r. : humidité relative		%h.r.			10 à 98	
Ecart de température et d'hygrométrie (en fonctionnement stabilisé, selon CEI 60068-3-5)						
Fluctuation de température dans le temps au centre de la zone utilisable		K			± 0,1 à ± 0,3	
Ecart de température dans l'espace (correspond au gradient de température)		K			± 0,5 à ± 1 1 à 2	
Fluctuation de l'hygrométrie dans le temps au centre de la zone utilisable		%h.r.			± 1 à ± 3	

N.B. : Pour les présents travaux, le plancher de l'enceinte climatique VC0100 a été renforcé afin de supporter les batis de fluage

A.3.1.2 Diagramme d'hygrométrie

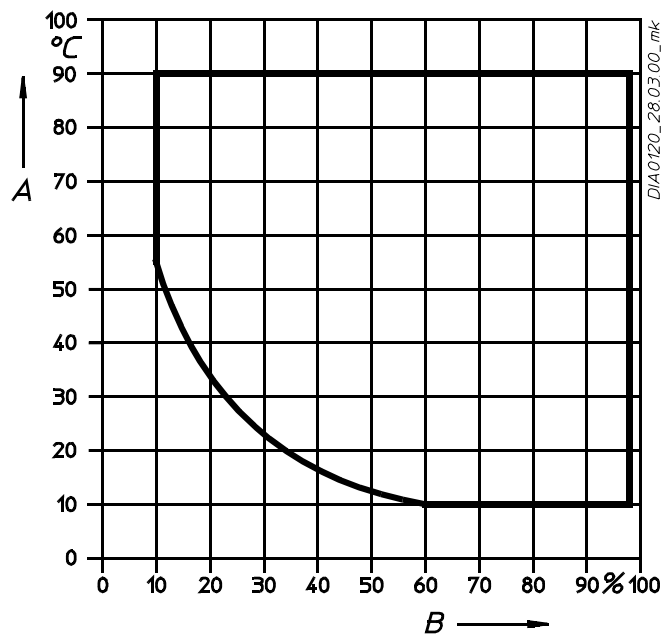



Fig 3-1
Plage d'hygrométrie

A = Température de la chambre d'essai en °C

B = humidité relative de l'air en %

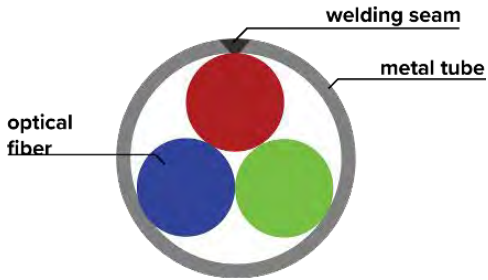
A.3.2 Caractéristiques techniques de la cage extensométrique (CONTROLS 55-C0222\HC)




Specifications	Standards
<p>Inductive transducer:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Sensitivity 0.02 micron - Feed up to 10 V - Travel ± 1.5 mm <p>Gauge length: adjustable from 50 to 160 mm Minimal axial dimension: 150 mm Full travel mechanical stop to prevent damage</p>	<ul style="list-style-type: none"> • ASTM C469 • ISO 6784 • DIN 1048 • UNI 6556 • BS 1924:1 • BS 1881:121 • EN 13412 • EN 12390-13

Figure : Three compressometer-extensometers 55-C0222/H fitted to a cylindrical specimen during compression stage.

A.3.3 Caractéristiques techniques du câble optique (NBG Trisens Core)

Specifications		Geometry
Product abbreviation	TCT	
Cable usage	Sensing	
Outer diameter	1.3 mm	
Approx. Cable weight	4.7 kg per km	
Tube material	High anti-corrosive	
Operational temperature range	- 20° up to +70°C	
Type of fibers	G.657 A1	
Perfect usage for	Different sensing jobs	
Central Brillouin Frequency	10.6 GHz – 10.8 GHz	
Strain sensitivity dfB/de	490 MHz/%	
Temperature sensitivity dfB/dT	1.1 MHz/°C	
Maximum continuous length	Up to 10 km	



A.3.4 Caractéristiques techniques des capteurs LVDT (SOLARTRON METROLOGY Orbit DP/10/ S)

Produits (Note 4)	Standard, à ressort, pneumatiques et à faible poussée					
Câble axial à poussée à ressort	DPR/0.5/S	DP/1/S	DP/2/S	DP/5/S	DP/10/S	DP/20/S
Câble axial à poussée à ressort, faible poussée	N/A	N/A	DT/2/S	DT/5/S	DT/10/S	DT/20/S
Câble axial pneumatique			DP/2/P	DP/5/P	DP/10/P	DP/20/P
Câble axial pneumatique, faible poussée			DT/2/P	DT/5/P	DT/10/P	DT/20/P
Câble axial pneumatique, jet			DJ/2/P	DJ/5/P	DJ/10/P	DJ/20/P
Diamètre	8h6					
Performance de mesure						
Plage de mesure (mm)	0.5	1	2	5	10	20
Précision (% de lecture) (Note 1)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06	0.07
Précision (% de lecture) (Note 1) - avec connecteur en ligne	N/A	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15
Répétabilité (limite) µm (Note 2)	0.10	0.15	0.15	0.15	0.15	0.25
Répétabilité (typique) µm (Note 3)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.07	0.10
Résolution (µm)	0.01	0.01	0.01	0.05	0.05	0.1
Pré-course (mm)	0.03	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
Post-course (mm)	0.05	0.35	0.85	0.85	0.85	0.85
Appui (N) au milieu de la plage ±20 %						
Poussée à ressort	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
Poussée à ressort, faible poussée	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Pneumatique à 0,4 bar	N/A	N/A	0.70	0.70	0.70	0.70
Pneumatique à 1 bar	N/A	N/A	2.60	2.60	2.60	2.60
Pneumatique faible poussée ±30 % à 0,3 bar	N/A	N/A	0.18	0.18	0.18	0.18
Pneumatique faible poussée ±30 % à 1 bar	N/A	N/A	1.10	1.10	1.10	1.10
Jet pneumatique ±30 % à 1 bar (Note 6)	N/A	N/A	0.85	0.85	0.85	0.85
Coefficient de température %EM/°C	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Environnement						
Étanchéité du palpeur	IP65 avec soufflet ou IP50 sans soufflet					
Étanchéité de l'électronique d'interface du palpeur	IP43 pour module et TCON					
Température de stockage (°C)	-20 to +80					
Température opérationnelle du palpeur avec soufflet (°C)	+5 to +80					
Température opérationnelle du palpeur sans soufflet (°C)	-10 to +80					
Température opérationnelle de l'électronique (°C)	0 to 60					
Émissions EMC	EN61000-6-3					
Immunité EMC	EN61000-6-2					
Durée de vie du palpeur (cycles opérationnels)	100 millions de cycles (sans charge latérale), > 10 millions de cycles dans la plupart des ap					
Matériau						
Corps du palpeur						
Pointe de touche (options)						
Soufflet (Note 5)	Fluoroélastomère ou silicone					
Câble						
Module électronique						
Interface électronique (Orbit®)						
Options d'interface Orbit®						
Vitesse de lecture						
Bande passante de l'électronique (Hz) sélectionnable par l'utilisateur						
Alimentation						

- ▶ Note 1 : Précision 0,1 µm ou % de lecture si cette valeur est supérieure
- ▶ Note 2 : Fonctionnement répété contre une cible en carbure, avec une charge latérale appliquée au roulement en utilisant les fonctions max-min
- ▶ Note 3 : Fonctionnement répété contre une cible en carbure, avec déviation standard depuis la moyenne (68 %)
- ▶ Note 4 : Des versions à sortie à angle droit de tous les palpeurs standard de diamètre 8h6 pour mesurer les plages de 2 mm à 20 mm sont disponibles. Pour la description des pièces, la lettre R est ajoutée après les deux premières lettres. Par ex. DPR/2/S est la version à angle droit du DP/2/S

N.B. : Pour les présents travaux, les capteurs DP/10/ S ont été utilisés dans une version renforcée (IP68)

A.4 Programme préliminaire pour valider la position de capteurs à fibre optique

Comme présenté dans la partie 1.5.2.4, les études de laboratoire sur des matériaux cimentaires utilisant des capteurs à fibre optique (FO) sont peu nombreuses. L'utilisation d'un capteur FO préalablement noyé dans le béton, et qui permet de mesurer les déformations orthoradiales d'une éprouvette cylindrique sous chargement de compression uniaxial, est inédite. Un programme préliminaire d'essais a permis de justifier de la justesse et de la précision de ce type de capteur pour ce type d'utilisation. Pour cela, les déformations orthoradiales mesurées avec un capteur FO ont été comparées aux mêmes déformations mesurées par des jauges résistives installées sur la même éprouvette.

La formulation de béton utilisé dans ce programme préliminaire est identique à celle du béton non-réactif, qui est présentée dans le programme expérimental principal de la thèse (tableau 2.2). Trois éprouvettes cylindriques, de diamètre 11 cm de hauteur 22 cm, ont été confectionnées. De ce panel, une seule a été instrumentée avec un capteur FO. Le capteur a été positionné de sorte à mesurer les déformations orthoradiales de l'éprouvette. La disposition du capteur dans l'éprouvette est identique à celle présentée dans la partie 2.3.3.1.4. Le câble optique est le même que celui utilisé dans le programme expérimental principal (partie 2.3.3.1.2).

Le lendemain du coulage, les trois éprouvettes ont été immergées dans de l'eau à 20°. Cette cure en eau a été maintenue pendant 28 jours. Une fois la cure terminée, les deux éprouvettes non-instrumentées ont été utilisées pour déterminer le module d'élasticité et la résistance à la compression du béton. Les valeurs obtenues, respectivement 38 MPa et 40,9 MPa, sont similaires à celles évaluées dans le programme principal (tableau 2.3).

En parallèle des essais de caractérisation mécanique, les jauges résistives ont été collées en surface de l'éprouvette instrumentée avec le capteur FO. Les jauges, ont été installées de façon à quantifier les déformations orthoradiales au niveau de chacun des plans formés par les couronnes du capteur FO. Pour chaque plan, trois jauges ont été disposées selon trois génératrices du cylindre. La disposition des jauges est visible sur la figure A.1.



FIGURE A.1 – Photographie de l'éprouvette instrumentée avec le capteur orthoradial à fibre optique et les jauges résistives

L'éprouvette instrumentée avec les deux types de capteurs a été chargée uniaxialement sous plusieurs contraintes de compression égales à 5, 10 et 13,5 MPa. Les déformations mesurées avec les deux systèmes de mesures sont présentés dans la figure A.2. Dans cette figure, les mesures en fonction de la longueur développée de la fibre dans l'éprouvette sont présentées dans l'encart de gauche. La nuance de couleur dépend de la valeur du chargement. La valeur la plus claire correspond au chargement de 5 MPa, quand la plus sombre est réservée à celui de 13,5 MPa. Les mesures réparties du capteur FO sont représentées par le trait continu rouge. Sur ce même graphique, la déformation évaluée par chaque jauge est représentée par les disques gris. La position de chaque jauge sur l'éprouvette a été recollée spatialement pour correspondre à sa position réelle vis-à-vis de la longueur développée de la fibre optique. Sur l'encart de gauche, la déformation moyenne obtenue par chaque système de mesure est représentée en fonction de la contrainte de compression. Pour chaque palier de chargement, la déformation moyenne des 9 jauges résistives est représentée par les cercles noirs. La déformation moyennée sur la longueur des trois couronnes du capteur FO est représentée par les carrés rouges. Dans les deux encarts les courbes en pointillés représentent les valeurs théoriques calculées pour un module d'élasticité de 38,0 GPa et un coefficient de Poisson de 0,23. La distribution théorique des déformations en fonction de la longueur développée a été calculée grâce à l'orientation théorique du capteur FO dans la fibre présentée en partie 2.3.3.1.4.

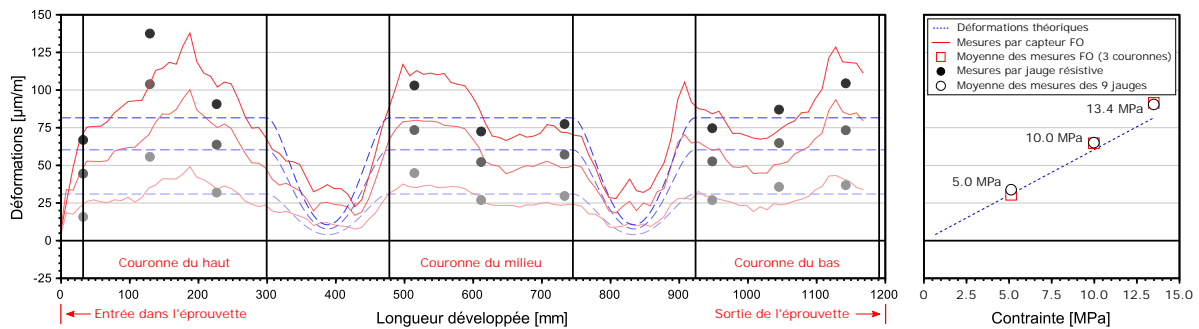


FIGURE A.2 – Déformations orthoradiales théoriques et mesurées par capteur FO noyé et les jauges de déformations en fonction de la longueur développée de la fibre optique (gauche) ou de la contrainte de compression appliquée (droite)

La valeur de la déformation est théoriquement homogène dans un même plan. Cette homogénéité est visible sur la courbe théorique avec les plateaux de déformations relatifs à chaque couronne. La valeur du plateau est quant à elle dépendante du chargement. Les tests ayant été effectués dans le domaine élastique, la déformation varie proportionnellement à la contrainte appliquée. Cette linéarité est visible dans l'encart de droite de la figure A.2. Pour les deux systèmes de mesure, l'homogénéité des déformations dans le plan n'est pas retrouvée. En effet, peu importe la contrainte appliquée, les mesures expérimentales fluctuent autour de la valeur théorique.

Cependant, une fois moyennées, les déformations obtenues avec les deux systèmes de mesures sont similaires aux déformations théoriques. Cela permet de justifier de la justesse du système de mesure par capteur FO. La précision de ce système est à relativiser. En effet, la disparité des mesures sur la longueur développée du capteur n'est pas un manque de précision. Ces variations de déformations sont induites par les hétérogénéités locales du béton. Dans la réalité, les déformations ne sont pas homogènes et varient en fonction de la présence de granulats ou de pores macroscopiques par exemple. Ces variations locales sont observées par les deux systèmes de mesures. En effet, en prenant compte de possibles erreurs dans le recollement spatial de la position des jauges, les variations des mesures d'une jauge résistive à l'autre, sont parfaitement retrouvées par le capteur FO. Le capteur à FO est donc précis localement.

En conclusion, les capteurs FO sont un système de mesure très précis localement, tout en permettant de rendre compte d'un comportement global juste. Lorsque les câbles optiques sont installés avant le coulage du béton, la justesse et la précision de ce système ne sont pas remis en question. Avec des câbles adéquats, l'utilisation de capteurs FO est totalement justifiée pour évaluer le comportement global et local d'un béton sous charge, et qui serait conservé dans un environnement dit agressif.

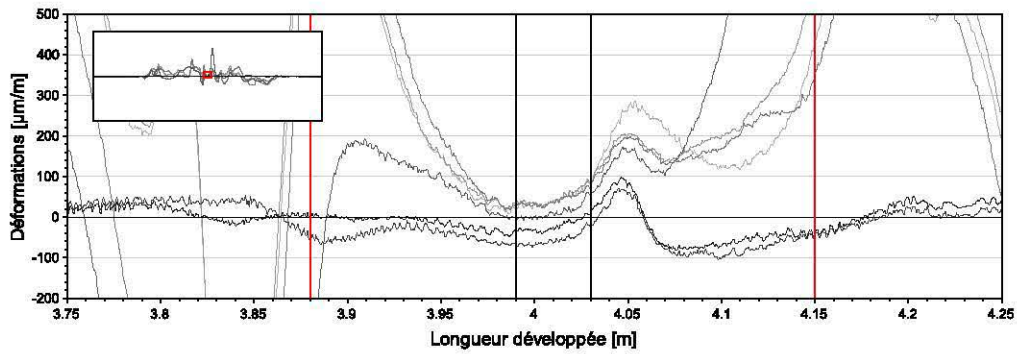
ANNEXES B

Compléments sur les résultats expérimentaux

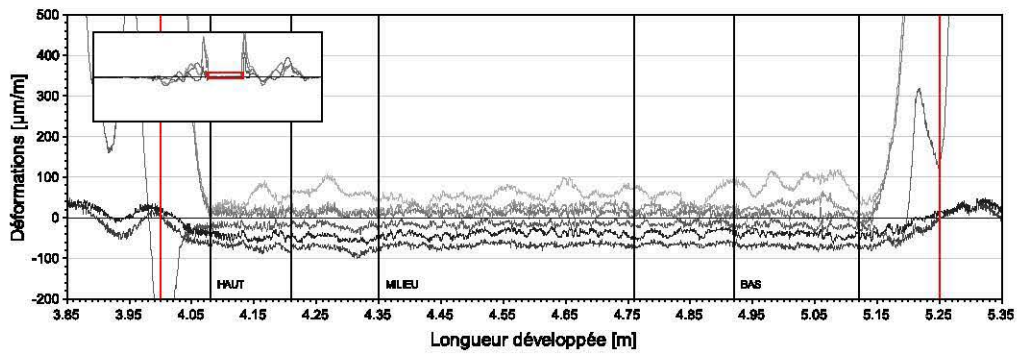
B.1 Zones d'exploitation des mesures (partie 2.5.2.1.1)

B.1.1 Eprouvette NR1 (éprouvette non-réactive chargée)

B.1.1.1 Capteur longitudinal

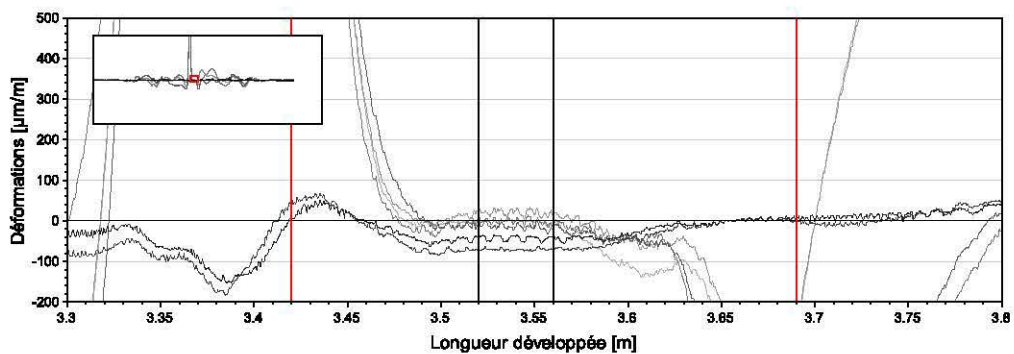


B.1.1.2 Capteur orthoradial

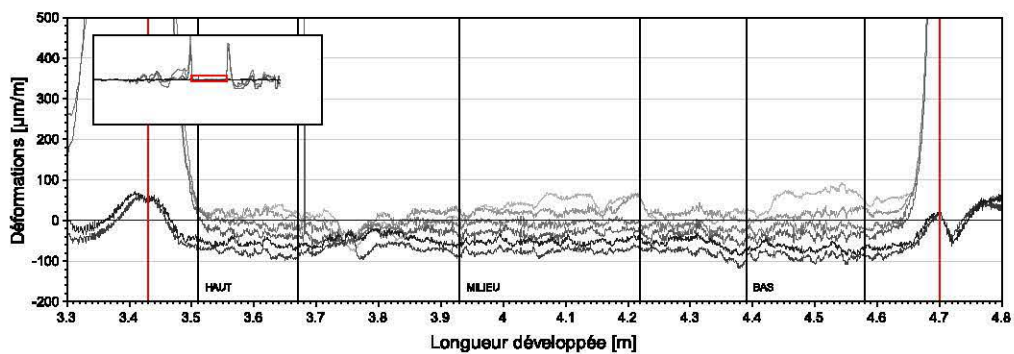


B.1.2 Eprouvette NR2 (éprouvette non-réactive chargée)

B.1.2.1 Capteur longitudinal

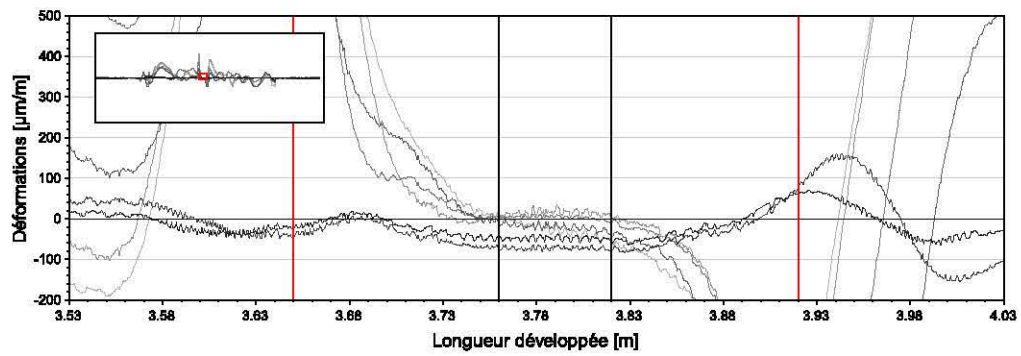


B.1.2.2 Capteur orthoradial

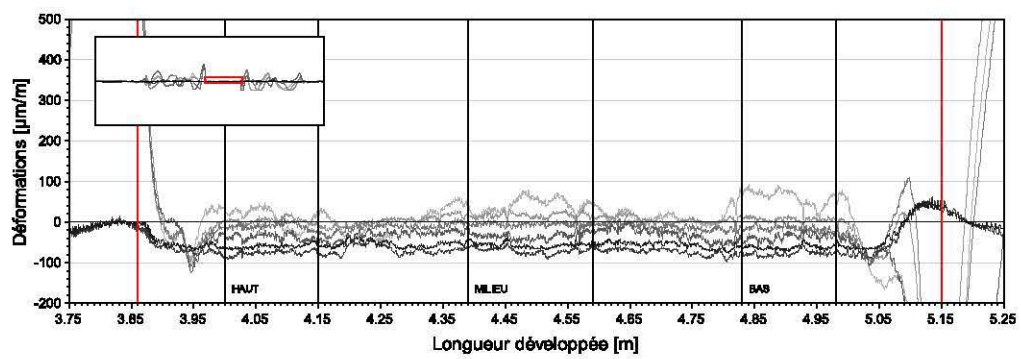


B.1.3 Eprouvette NR4 (épreuve non-réactive de contrôle)

B.1.3.1 Capteur longitudinal

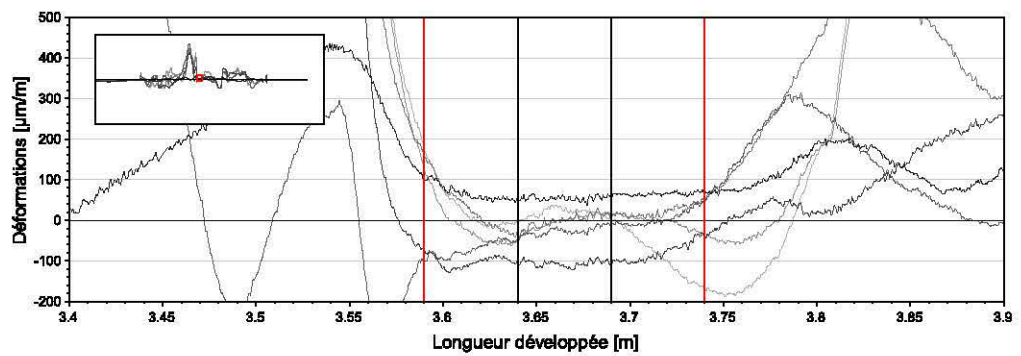


B.1.3.2 Capteur orthoradial

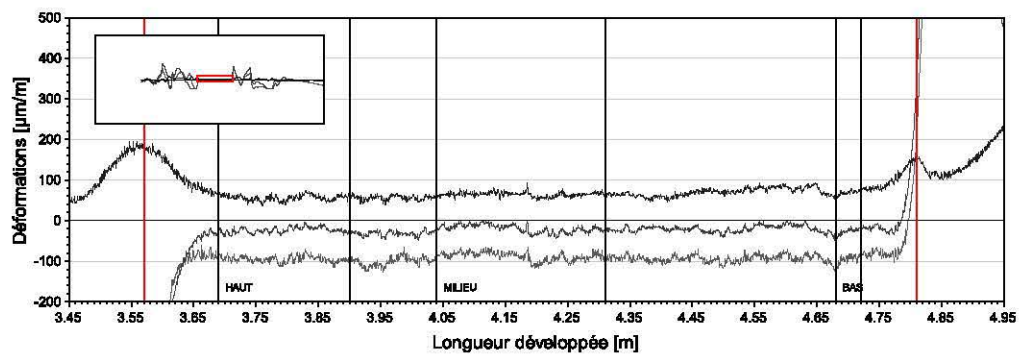


B.1.4 Eprouvette R1 (épreuve réactive chargée)

B.1.4.1 Capteur longitudinal

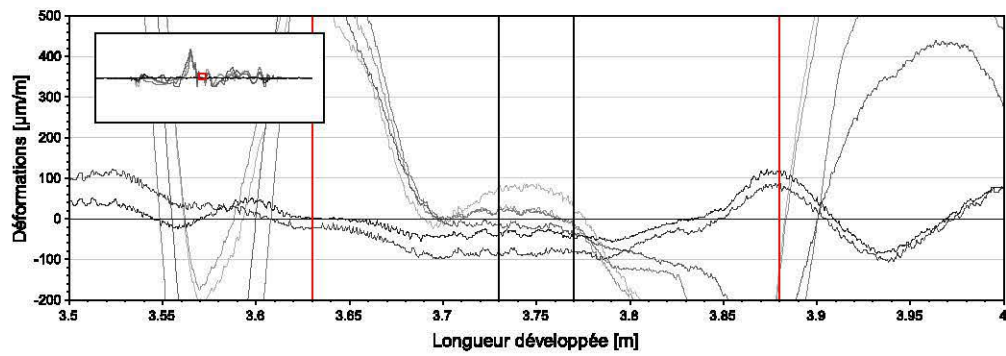


B.1.4.2 Capteur orthoradial

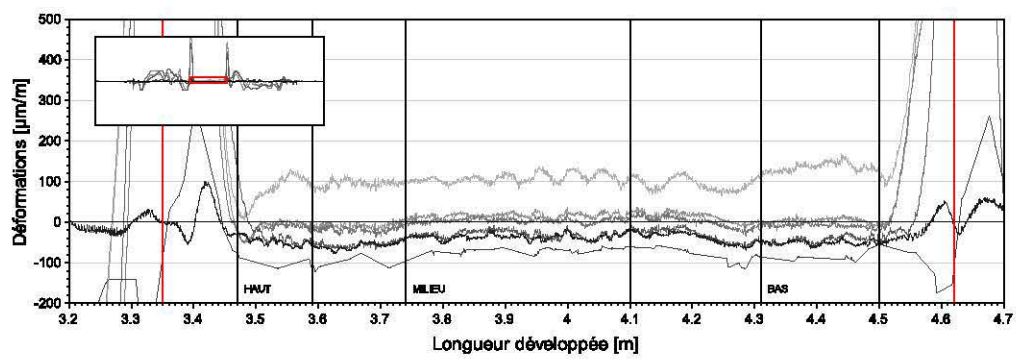


B.1.5 Eprouvette R4 (éprouvette réactive chargée)

B.1.5.1 Capteur longitudinal

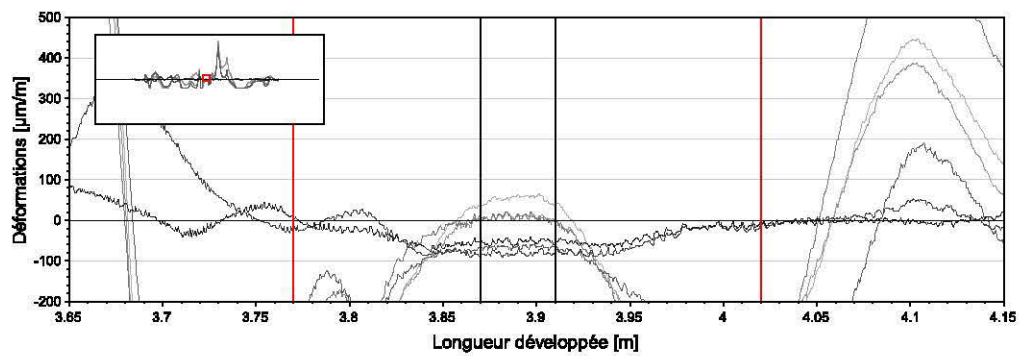


B.1.5.2 Capteur orthoradial

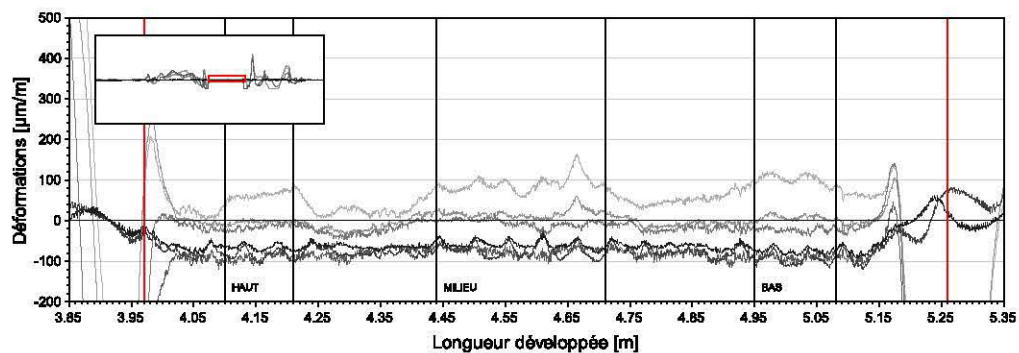


B.1.6 Eprouvette NR5 (éprouvette non-réactive de contrôle)

B.1.6.1 Capteur longitudinal

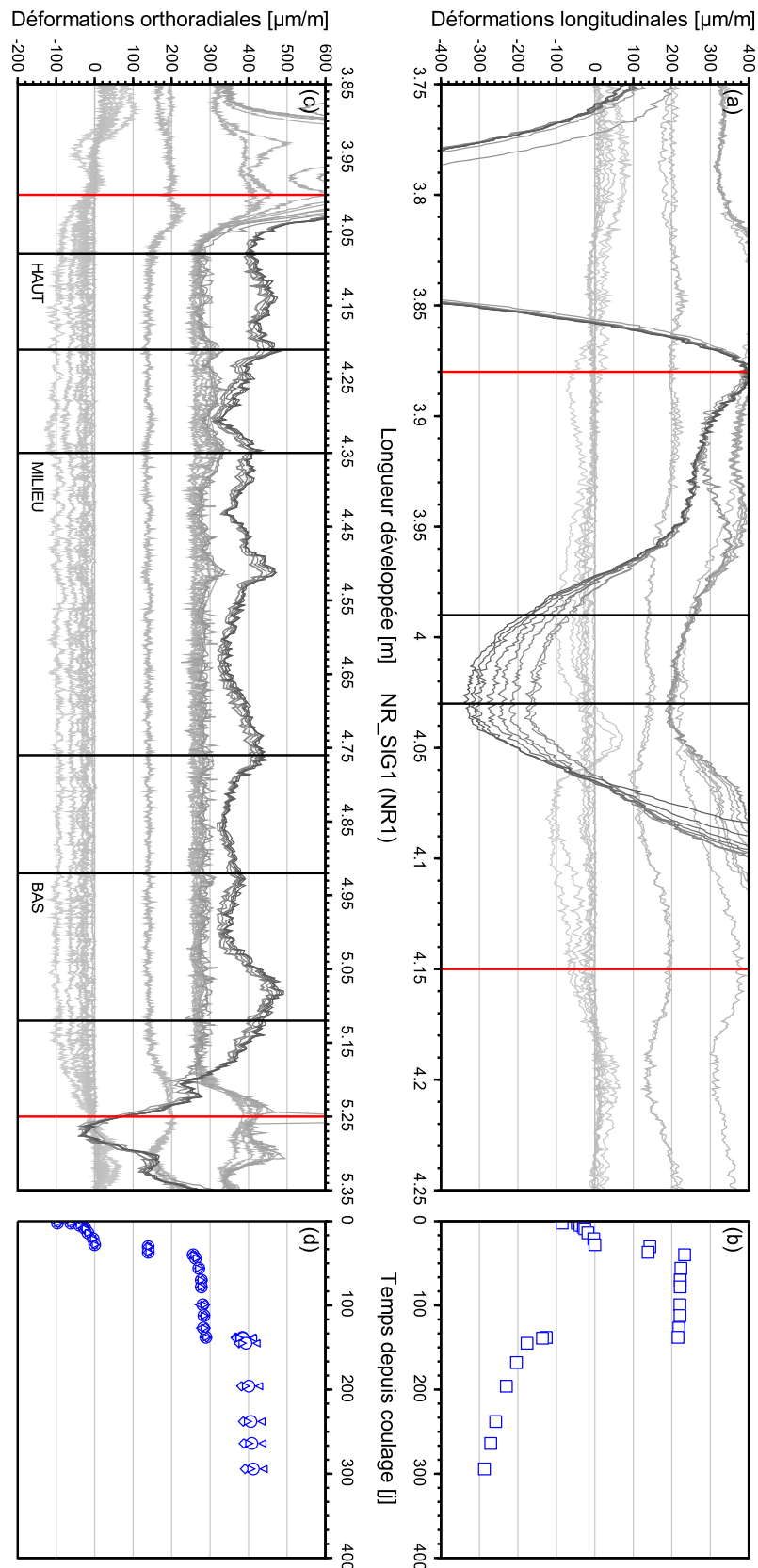


B.1.6.2 Capteur orthoradial

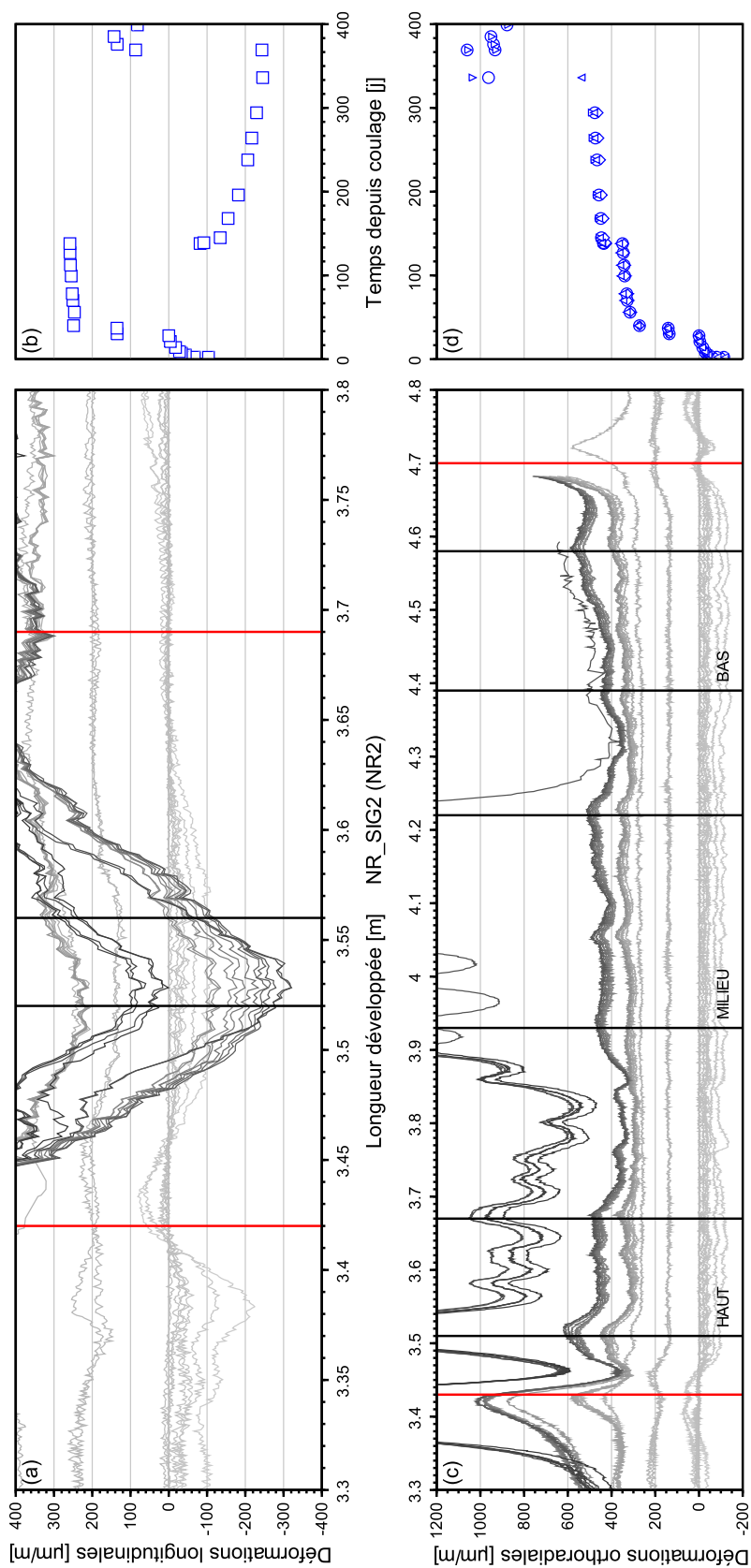


B.2 Profils de déformations des capteurs à fibre optique pour chaque échéance de mesure du programme expérimental

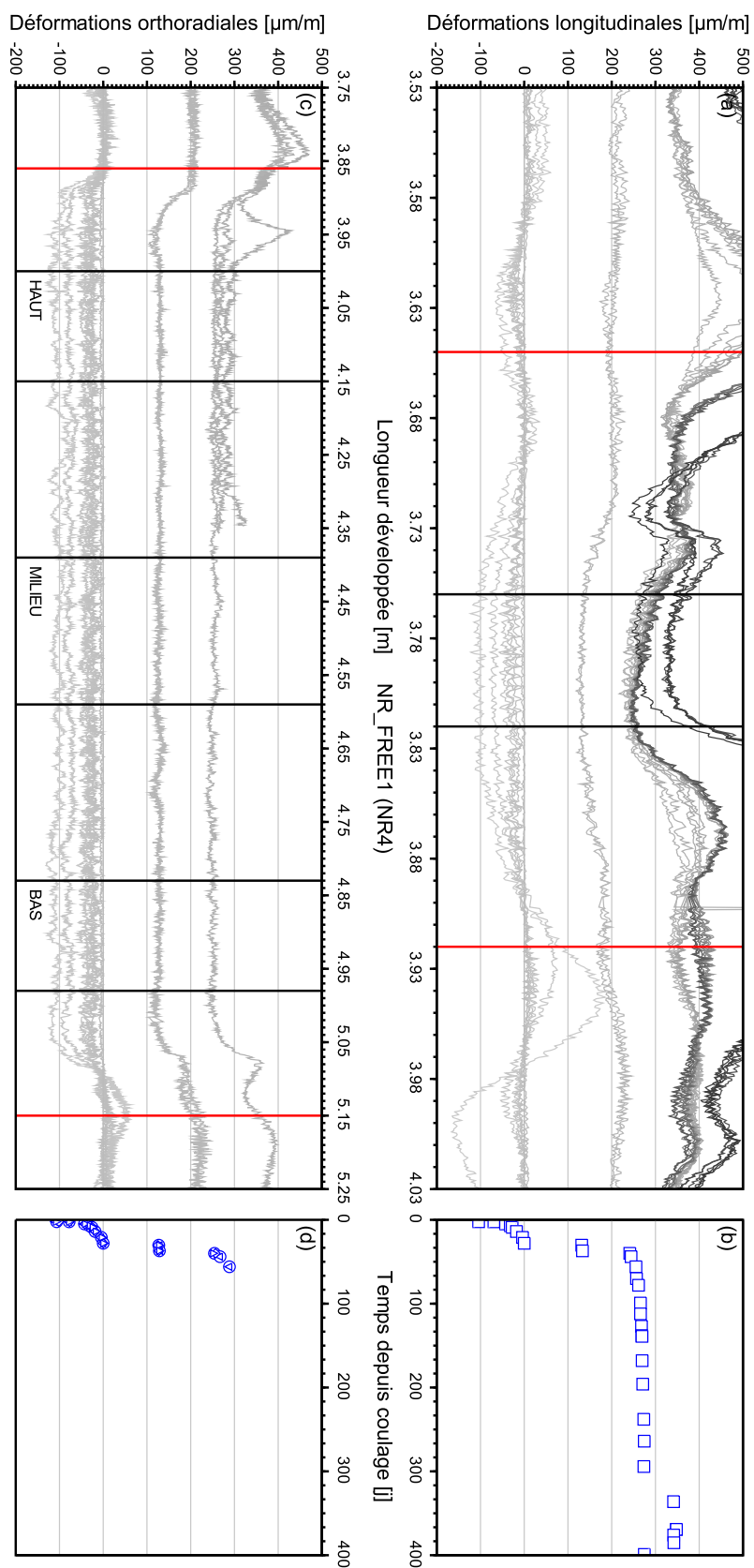
B.2.1 Eprouvette NR1 (éprouvette non-réactive chargée)



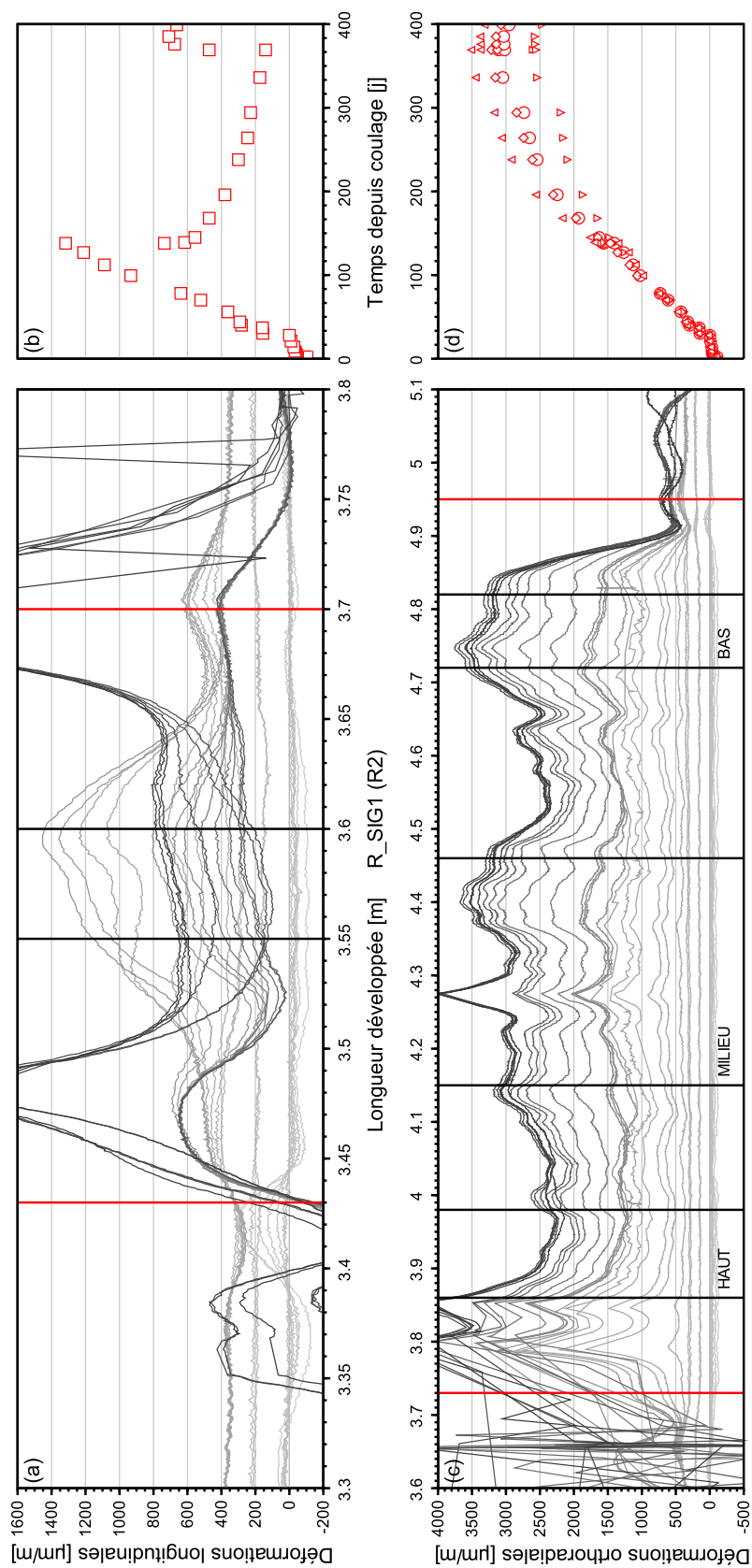
B.2.2 Eprouvette NR2 (éprouvette non-réactive chargée)



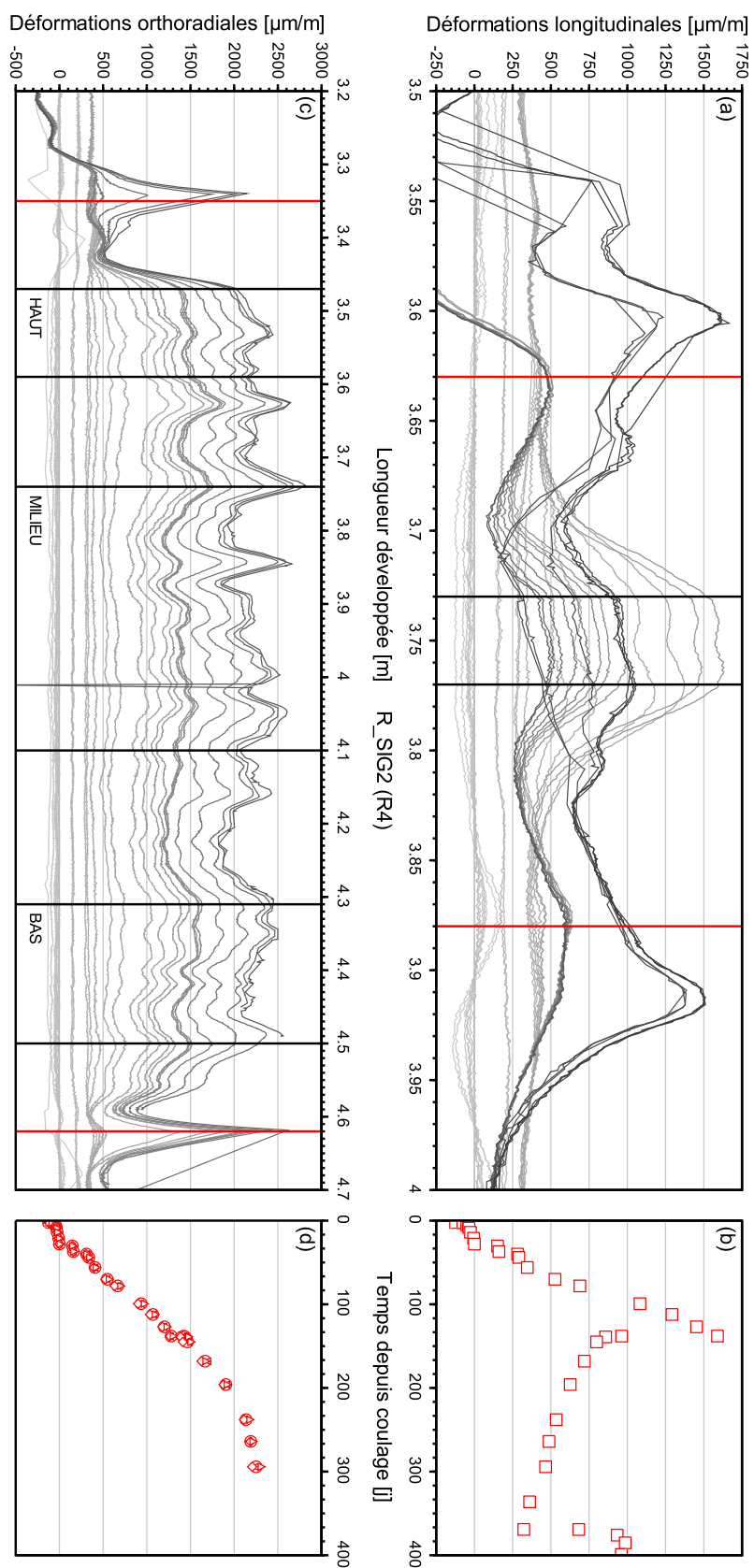
B.2.3 Eprouvette NR4 (éprouvette non-réactive de contrôle)



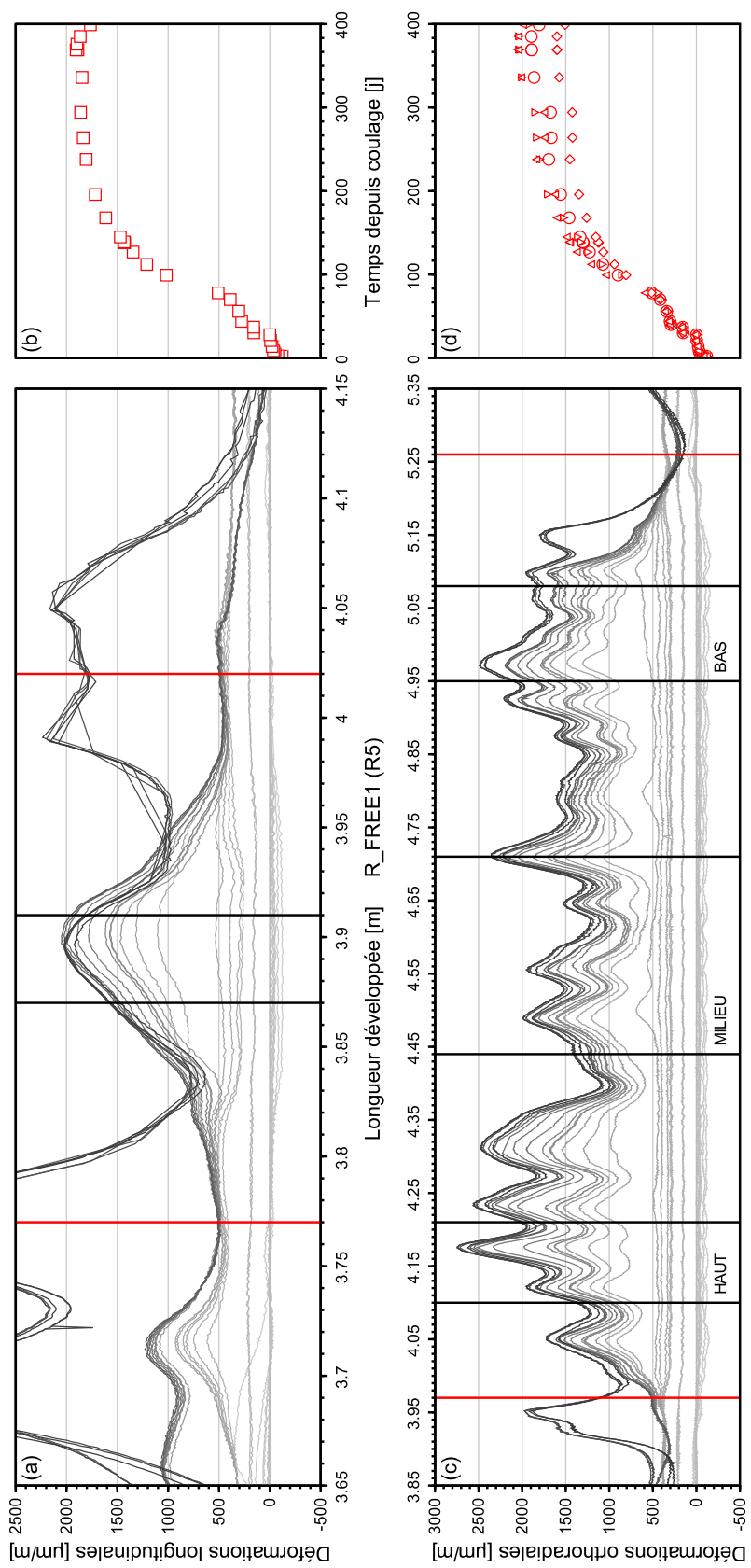
B.2.4 Eprouvette R1 (éprouvette réactive chargée)



B.2.5 Eprouvette R4 (éprouvette réactive chargée)



B.2.6 Eprouvette NR5 (éprouvette non-réactive de contrôle)



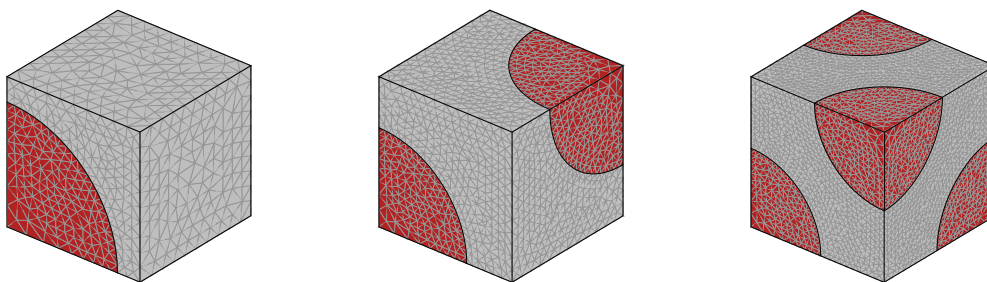
ANNEXES C

Complément sur la validation du modèle d'homogénéisation

C.1 Justification de la distribution granulaire maillée dans le modèle mésoscopique

Afin de réduire le nombre d'éléments dans le modèle mésoscopique, il est possible de modéliser les inclusions comme des huitièmes de sphères. Leurs rayons doivent cependant être identiques et leurs centres concomitants à un des sommets du cube. Cette simplification est possible étant donné que le comportement du VER est symétrique. Dans un cube, seul trois arrangements réguliers de sphères de tailles uniformes sont possibles :

- **L'arrangement cubique** : 8 sphères sont disposées dans l'espace de sorte à ce que leurs centres forment un cube. Dans le cas présent, cela revient à modéliser un seul huitième de sphère dans le cube (figure C.1a). Dans cette configuration, le rayon maximal des inclusions est alors égal celui des arêtes du cube. Les inclusions représentent alors une fraction volumique d'environ 0,53.
- **L'arrangement cubique centré** : cet arrangement est similaire à l'arrangement cubique mais une neuvième inclusion est située au centre du cube formé par les autres. Cela revient à modéliser deux huitièmes de sphère à chaque extrémité de la diagonale du cube (figure C.1b). Le rayon maximal des inclusions, dans le cadre d'un cube unitaire, est alors de $\sqrt{3}$. Cette configuration correspond alors à une fraction volumique d'environ 0,68.
- **L'arrangement compact** : les sphères sont disposées dans l'espace de sorte que leurs centres forment des tétraèdres réguliers. Dans un cube cela revient à disposer deux huitièmes d'inclusions aux extrémités de la diagonale d'une des faces et deux autres aux extrémités de la diagonale perpendiculaire de la face opposée (figure C.1c). Pour cet arrangement, la fraction volumique maximale d'inclusion correspond à la conjecture de Kepler, soit environ 0,74. Cette fraction volumique est atteinte lorsque le rayon des inclusions égale $\sqrt{2}$ fois la longueur des arêtes du cube.



(a) Arrangement cubique (b) Arrangement cubique centré (c) Arrangement compact

FIGURE C.1 – Maillage des distributions régulières possibles d'inclusions sphériques dans un cube pour une fraction volumique correspondant à 30% du volume

Dans le modèle d'homogénéisation, le champ de déformations élastiques dans l'inclusion, ainsi que le champ de contraintes en découlant, sont considérés comme uniformes (partie 3.2.2.2). Afin de déterminer l'arrangement le plus représentatif de cette hypothèse, la réponse des différents arrangements à un chargement sphérique de compression de 10 MPa, est évalué. Pour chaque arrangement, le test est reconduit pour plusieurs fractions volumiques d'inclusions, qui sont comprises entre 1% et 95% de la fraction volumique maximale admissible par l'arrangement sphérique correspondant.

Dans la totalité des tests, le comportement de l'inclusion et de la matrice sont considérés comme purement élastiques isotropes. Les paramètres des matériaux sont choisis pour être représentatifs d'un cas des plus défavorables qu'il est possible de rencontrer dans un béton ordinaire et où celui-ci serait modélisé comme des gravillons entourés d'une matrice de mortier. Le module d'élasticité de l'inclusion est imposé comme dix fois supérieur à celui de la matrice, soit dans le cas présent, des valeurs respectives de 100 GPa et 10 GPa. Le coefficient de Poisson des inclusions est aussi pris comme supérieur à celui de la matrice. Des valeurs représentatives de la réalité sont choisies et sont respectivement de 0,3 et 0,2, pour l'inclusion et la matrice.

Dans le modèle d'homogénéisation, la contrainte dans l'inclusion est supposé uniforme. En d'autres termes, cela signifie que, dans le modèle mésoscopique, la contrainte au nœud situé au centre des inclusions et celle au nœud de l'interface doivent être similaires dans la direction que définissent ces deux

nœuds. Ainsi, dans la figure C.2, les contraintes extraites à ces nœuds dans la direction \vec{e}_1 , qui pour rappel correspond à la direction à \vec{e}_x , sont représentées en fonction de la fraction volumique pour les différents arrangements testés. Les contraintes au centre de l'inclusion sont représentées par les symboles pleins, quand les symboles évidés sont utilisés pour la contrainte radiale à l'interface. L'arrangement cubique est représenté par des carrés bleus, le cubique centré par des ronds verts, et celui compact par des triangles rouges. Dans la figure C.2, les contraintes obtenues pour chaque arrangement sont comparées à la valeur théorique obtenue par le modèle d'homogénéisation pour un chargement identique (courbe pointillée). Les contraintes extraites sont aussi représentatives des autres directions puisque le chargement mécanique appliqué sur le VER est sphérique.

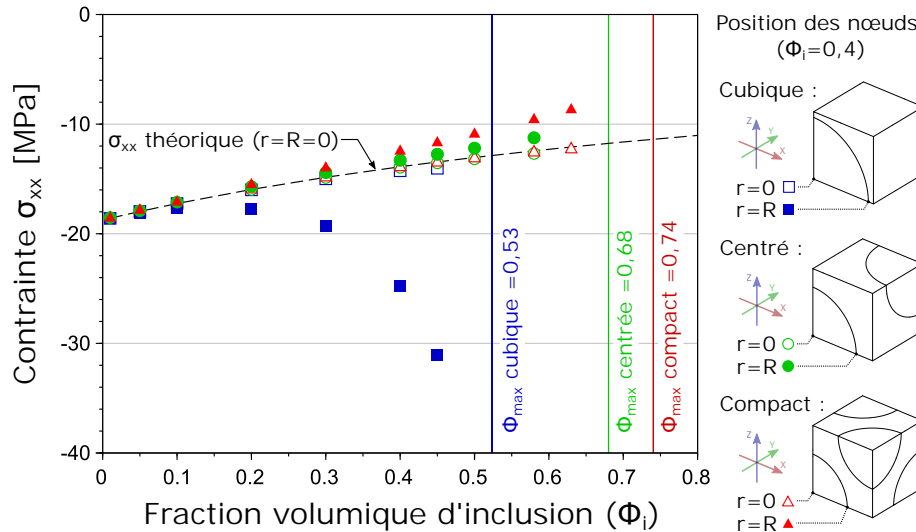


FIGURE C.2 – Contrainte radiale au centre de l'inclusion ($r=0$) et à l'interface ($r=R$) dans le cas d'un chargement sphérique de 10 MPa en fonction de la distribution spatiale des inclusions

Dans le cas théorique, la contrainte de compression au sein de l'inclusion varie régulièrement en fonction de la fraction volumique d'inclusion. La contrainte radiale la plus élevée correspond au cas où la fraction volumique d'inclusion est maximale. Les valeurs extraites au centre de l'inclusion sont similaires à la contrainte théorique, peu importe l'arrangement ou la fraction volumique considérés. Au-dessous de 5% d'inclusion, cette affirmation est aussi vraie pour la contrainte radiale extraite à l'interface matrice-inclusion des différents modèles mésoscopiques. Au-dessus de cette valeur, les contraintes radiales au centre de l'inclusion et à l'interface obtenues avec le modèle mésoscopique commencent à ne plus être similaires. La divergence la plus prononcée est celle obtenue dans le cas d'un arrangement cubique et où la contrainte de compression à l'interface est surestimée. Dans ce cas là, dès 20% d'inclusion, l'écart relatif entre les deux contraintes dépasse +10%. Dans le cas de l'arrangement cubique centré et compact, la divergence des valeurs reste plus modérée et la contrainte de compression à l'interface est sous-estimée. A 95% du volume maximal d'inclusion admissible par la configuration, l'écart relatif des deux contraintes est de -9,6% pour l'arrangement cubique centré et de -28,1% pour le compact.

Dans le cas d'importante fraction volumique d'inclusion, la contrainte dans les inclusions n'est pas uniforme. Elle est donc influencée par les conditions aux limites du modèle, mais aussi par les interactions possibles entre inclusions. Dans le modèle d'homogénéisation, cette interaction n'est considérée qu'au travers de la fraction volumique d'inclusion et non pas par la disposition spatiale des inclusions. Afin que le modèle mésoscopique soit le plus représentatif de cette hypothèse, le choix d'un arrangement cubique centré est fait. Ainsi, avec cet arrangement, pour 40% d'inclusion, valeur représentative de la proportion volumique de gravillons dans un béton ordinaire, la contrainte dans l'inclusion reste peu influencée par la présence des autres inclusions. En effet, pour cette fraction volumique, l'écart relatif entre la contrainte radiale au cœur de l'inclusion et celle à l'interface, est évalué à 4,3%.

C.2 Comparaison des résultats des modèles d'homogénéisation et mésoscopique pour le cas d'un fluage déviatorique (partie)

