

INTRODUCTION GENERALE	10
I. CHAPITRE I: ETAT DE L'ART	13
I.1 INTRODUCTION	13
I.2 HYDRATATION DU CIMENT PORTLAND.....	13
I.2.1 La notation cimentaire	14
I.2.2 La réaction d'hydratation du C_3S	14
I.2.3 La réaction d'hydratation du C_2S	15
I.2.4 La réaction d'hydratation du C_3A (en présence de sulfate)	15
I.3 LA REACTION SULFATIQUE INTERNE	16
I.3.1 Les différents types d'ettringite	17
I.3.1.1 L'ettringite de formation primaire.....	17
I.3.1.2 L'ettringite de formation secondaire	17
I.3.1.3 L'ettringite de formation différée	18
I.3.2 Les mécanismes physico-chimiques.....	18
I.3.2.1 La source de sulfates	18
I.3.2.2 La précipitation de l'ettringite	19
I.3.3 Les théories d'expansion	20
I.3.3.1 La pression de cristallisation	21
I.3.3.2 La pression osmotique	21
I.3.3.3 Le gonflement homogène.....	21
I.3.3.4 Le gonflement au niveau de l'interface pâte-granulat.....	22
I.3.3.5 La double couche électrique.....	22
I.3.3.6 Le couplage des théories	22
I.3.4 Les paramètres influents.....	24
I.3.4.1 Les paramètres de formulation	24
I.3.4.2 Les paramètres environnementaux.....	32
I.3.5 Les modèles numériques liés à la RSI	37
I.3.5.1 Les modèles statiques.....	38
I.3.5.2 Les modèles thermodynamiques.....	40
I.3.5.3 Les modèles cinétiques.....	41
I.4 LA REACTION ALCALI-GRANULAT.....	44
I.4.1 Les différents types de réaction	45
I.4.2 Les mécanismes de la réaction alcali-silice	45
I.4.2.1 L'approche topochimique.....	45
I.4.2.2 Le processus de dissolution-précipitation	49
I.4.3 Les théories d'expansion	50
I.4.3.1 La double couche électrique.....	50
I.4.3.2 La pression osmotique	50
I.4.3.3 La pression de cristallisation	50
I.4.3.4 La dissipation du gel	51
I.4.3.5 Le gonflement des corps poreux	51

I.4.3.6	Le gonflement granulaire.....	52
I.4.3.7	L'anisotropie de l'alcali-réaction.....	52
I.4.4	Les paramètres influents.....	53
I.4.4.1	Les paramètres de formulation	53
I.4.4.2	Les paramètres environnementaux.....	58
I.4.5	Les modèles numériques liés à la RAS.....	61
I.4.5.1	Les modèles basés sur l'expansion du béton	61
I.4.5.2	Les modèles basés sur la pression interne.....	64
I.4.5.3	Les modèles basés sur la diffusion-réaction des ions	66
I.4.6	Le couplage des pathologies	72
I.5	L'APPROCHE PERFORMANTIELLE	73
I.5.1	Les indicateurs de durabilité	76
I.5.2	Les indicateurs de durabilité et les réactions de gonflement interne.....	78
I.6	CONCLUSION	81
II.	CHAPITRE II : PROGRAMME EXPERIMENTAL.....	84
II.1	INTRODUCTION	84
II.2	MATERIAUX D'ETUDE	85
II.2.1	Constituants de base	85
II.2.1.1	Ciments.....	85
II.2.1.2	Granulats	86
II.2.1.3	Adjuvant	87
II.2.2	Formulations de béton	87
II.2.3	Malaxage et mise en place	90
II.3	MATURATION.....	91
II.3.1	Protocole accéléré pour la RSI.....	91
II.3.1.1	Traitement thermique	92
II.3.2	Cycles humidification/séchage.....	93
II.3.3	Protocole accéléré pour la RAS	94
II.3.4	Cas de la concomitance des pathologies.....	96
II.4	PROTOCOLES D'ESSAIS DE CARACTERISATION.....	97
II.4.1	Avancement des RGI	98
II.4.1.1	Suivi d'expansion et de masse.....	98
II.4.1.2	Microscope Electronique à Balayage.....	99
II.4.2	Essais chimiques	99
II.4.2.1	Analyse de la solution interstitielle : mesure du pH et de la teneur en alcalin.....	100
II.4.2.2	Teneur en Portlandite	100
II.4.2.3	Diffraction aux rayons x.....	101
II.4.3	Essais mécaniques.....	101
II.4.3.1	Résistance en compression	101
II.4.3.2	Module statique	102
II.4.3.3	Module dynamique acoustique linéaire	102

II.4.3.4	Module dynamique acoustique non linéaire	103
II.4.4	Essais physiques	104
II.4.4.1	Porosité accessible à l'eau	104
II.4.4.2	Perméabilité au gaz	105
II.4.4.3	Migration des chlorures en régime non stationnaire	106
II.4.4.4	Résistivité électrique	107
II.5	CARACTERISATION DES BETONS A L'ETAT SAIN	108
II.5.1	Caractérisation à l'état frais	108
II.5.2	Caractérisation à l'état durci	109
II.5.2.1	Suivi des bétons de référence au cours du temps	109
II.5.2.2	Caractérisation des bétons à l'état initial	120
II.6	CONCLUSION	133
III.	CHAPITRE III : CARACTERISATION DES BETONS ATTEINTS	
DE RGI.....	134	
III.1	INTRODUCTION	134
III.2	DEMARCHE ADOPTEE	134
III.2.1	Echéances de caractérisation	135
III.2.2	Seuil de détection.....	136
III.3	PRESENCE DES RGI	138
III.3.1	Cas de la RSI.....	139
III.3.1.1	Variation de longueur et de masse.....	139
III.3.1.2	Evolution de la microstructure et des produits formés	142
III.3.2	Cas de la RAS	145
III.3.2.1	Variation de longueur et de masse.....	145
III.3.2.2	Evolution de la microstructure et des produits formés	148
III.3.3	Cas du couplage	150
III.3.3.1	Variation de longueur et de masse.....	150
III.3.3.2	Evolution de la microstructure et des produits formés	152
III.3.4	Synthèse	153
III.4	EVOLUTION DES PROPRIETES PHYSICO-CHIMIQUES ET MECANQUES SOUS	
DEGRADATION DE RGI	154	
III.4.1	Evolution des propriétés chimiques	154
III.4.1.1	Teneur en alcalin	154
III.4.1.2	pH de la solution interstitielle	158
III.4.1.3	Teneur en Portlandite	158
III.4.1.4	Diffraction aux Rayons X.....	159
III.4.1.5	Synthèse	160
III.4.2	Evolution des propriétés mécaniques	160
III.4.2.1	Resistance en compression	161
III.4.2.2	Module statique	164
III.4.2.3	Module dynamique en acoustique linéaire	167

III.4.2.4	Module dynamique en acoustique non linéaire	168
III.4.2.5	Synthèse	171
III.4.3	Evolution des propriétés physiques	172
III.4.3.1	Porosité accessible à l'eau	172
III.4.3.2	Perméabilité aux gaz	178
III.4.3.3	Migration des ions chlore	182
III.4.3.4	Résistivité électrique	184
III.4.3.5	Synthèse	187
III.5	CONCLUSION	188
IV.	CHAPITRE IV : PROPOSITION D'UN INDICATEUR DE DURABILITE.....	191
IV.1	INTRODUCTION	191
IV.2	INDICATEUR DE DURABILITE ET RGI.....	191
IV.2.1	Détection des RGI	191
IV.2.1.1	Cas de la RSI	192
IV.2.1.2	Cas de la RAS	193
IV.2.1.3	Cas du couplage	195
IV.2.2	Corrélations entre expansion, endommagement et indicateurs de durabilité	197
IV.2.2.1	Corrélation entre l'expansion et l'endommagement	197
IV.2.2.2	Corrélation entre l'endommagement et les indicateurs de durabilité	201
IV.3	MODELISATION DE LA PERMEABILITE AU GAZ	204
IV.3.1	Modèle empirique simplifié	206
IV.3.2	Modèle théorique	208
IV.3.2.1	Répartition des granulats	208
IV.3.2.2	Ouverture de fissure	209
IV.3.2.3	Perméabilité au gaz	211
IV.3.2.4	Résultats du modèle	214
IV.4	PROPOSITION D'UNE METHODE DE DIAGNOSTIC DES RGI	223
IV.5	CONCLUSION	228
	CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES.....	231
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	237
	ANNEXES	249

INTRODUCTION GENERALE

Ces travaux de thèse ont été réalisés dans le cadre d'une collaboration entre l'IRSN (Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire) et le LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions).

Cette thèse s'inscrit dans le cadre du projet ODOBA (Observatoire de la Durabilité des Ouvrages en Béton Armé) et du consortium CONCRETE, visant à prolonger la durée de vie des ouvrages nucléaires de 40 à 60 ans par l'intermédiaire d'actions préventives.

Environ 75% de l'électricité produite en France provient des centrales nucléaires. La prolongation de la durée d'exploitation de ces installations devient donc un enjeu économique et sociétal important. Cependant les exigences en termes de sûreté ne concernent pas uniquement la stabilité mécanique de ces ouvrages mais également le maintien du confinement en cas d'accident grave. Ainsi le taux de fuite d'une enceinte de confinement, confectionnée en béton précontraint, est vérifié tous les 10 ans.

Dans ces ouvrages, le risque d'apparition de Réaction de Gonflement Interne (RGI) ne peut pas être écarté. Ces réactions sont maintenant connues depuis une trentaine d'années et se rencontrent principalement dans les ouvrages massifs tels que les barrages, les centrales nucléaires et les ponts. On distingue deux pathologies, la Réaction Sulfatique Interne (RSI) et la Réaction Alkali-Silice (RAS). Ces deux pathologies nécessitent un fort taux d'humidité pour se développer. La RSI a lieu lorsque le béton subit une élévation de température importante ($>65^{\circ}\text{C}$). Cette élévation de température engendre la dissolution de l'ettringite primaire qui recristallise par la suite sous forme massive et comprimée. La RAS est caractérisée par la formation d'un gel silico-alkalin, qui est le produit de la réaction entre la silice (partiellement cristallisée) contenue dans les granulats et les alcalins provenant du ciment. Ces deux réactions provoquent une expansion du béton pouvant gravement altérer les propriétés mécaniques de l'ouvrage et ainsi conduire à sa ruine.

Dans ce contexte, il devient nécessaire de développer des outils permettant de détecter et de prédire l'évolution de ces pathologies dans le béton. Cependant, dans les ouvrages, la présence d'armatures, l'effet d'échelle, les conditions environnementales variables... rendent le diagnostic complexe. Cette étude constitue donc un premier pas vers cet objectif, en se focalisant uniquement sur la caractérisation d'éprouvettes de béton atteint de RGI, non armées, confectionnées en laboratoire. Depuis plusieurs années, l'approche performantielle de

la durabilité des bétons se développe pour appréhender leur durabilité en considérant non pas les seules données liées à la formulation mais certaines caractéristiques ou propriétés du béton présentant un intérêt pour prévoir l'évolution de ce dernier lorsqu'il est exposé à des conditions environnementales données. Des indicateurs de durabilité généraux et/ou spécifiques à une pathologie ont donc été développés ainsi que des indicateurs de durée de vie. Il s'agit de paramètres essentiellement physico-chimiques, mesurés sur des éprouvettes de béton par l'intermédiaire d'essais simples et facilement reproductibles en laboratoire. Cependant cette approche concerne essentiellement les pathologies externes au béton, il y a donc un réel intérêt scientifique à utiliser cette approche dans le cas des dégradations internes comme la RAS et la RSI afin de prévoir l'évolution de ces pathologies au sein du béton. De plus, les conditions de développement de ces pathologies étant proches, l'étude de leur concomitance devient nécessaire.

L'objectif de cette thèse est donc d'étudier l'évolution des propriétés physico-chimiques et mécaniques du béton lorsque les réactions de gonflement interne se développent dans le matériau. Un couplage des deux réactions sera également étudié. Ceci permettra, par l'intermédiaire d'essais simples et facilement réalisables en laboratoire de proposer des indicateurs de durabilité basés sur la modification de ces propriétés au cours du développement des pathologies. Les paramètres mesurés pourront par la suite servir de données d'entrée pour les modèles numériques. Trois cas sont étudiés : la Réaction Sulfatique Interne (RSI), la Réaction Alkali-Silice (RAS) et la concomitance de ces deux RGI.

Le premier chapitre de ces travaux constitue une synthèse de l'état de l'art sur les RGI. Les paramètres matériaux et environnementaux influant sur le développement des réactions de gonflement interne sont dans un premier temps exposés. Une revue des modèles numériques permettant la prédiction de ces réactions est également présentée. La dernière partie du chapitre est consacrée à la présentation de l'approche performantielle. Cette revue a permis de nous positionner sur le choix des essais expérimentaux à réaliser et leur mise en place.

Le deuxième chapitre présente le programme expérimental qui a été établi. Les formulations de béton, représentatives du parc nucléaire français, sont dans un premier temps présentées. Les conditions de cure et de conservation qui ont permis un développement rapide et important des pathologies sont également exposées. Les protocoles d'essais physico-chimiques et mécaniques qui sont utilisés pour caractériser les bétons au cours du développement des RGI sont ensuite présentés. La dernière partie de ce chapitre concerne la caractérisation de bétons de référence, ne développant pas de pathologie, au cours du

vieillissement. Une comparaison à l'état sain des bétons pathologiques et des bétons de référence est également exposée. Ceci permettra, par comparaison, de quantifier l'impact des RGI sur les propriétés du béton.

Le troisième chapitre est consacré à la caractérisation physico-chimique et mécanique des bétons pathologiques au cours du développement des RGI. La démarche employée pour détecter et suivre la présence des RGI dans le béton est dans un premier temps présentée. Un critère de détection a notamment été établi à partir des résultats obtenus lors de la caractérisation des bétons de référence. Dans un second temps, l'avancement des RGI est quantifié par un suivi massique et dimensionnel. En parallèle et afin de s'assurer de la présence des pathologies, les observations microscopiques révélant la présence des produits pathogènes sont exposées. Finalement, la caractérisation chimique, mécanique et physique des bétons au cours de la dégradation est exposée et analysée pour chaque cas (RSI, RAS et couplage).

Le dernier chapitre présente un résumé des indicateurs de durabilité pertinents pour la détection et le suivi des pathologies au cours de la dégradation ainsi que la démarche qui est proposée. Les corrélations obtenues entre les indicateurs de durabilité sélectionnés et l'état d'endommagement du béton sont présentés. Parmi ces indicateurs, la mesure de la perméabilité apparente s'est révélée pertinente pour le suivi de ces pathologies. Ainsi, une modélisation de l'évolution de la perméabilité des bétons atteint de RGI est proposée en fin chapitre.

Enfin, les conclusions majeures de ces travaux sont présentées ainsi que les perspectives pouvant être explorées.

I. CHAPITRE I: ETAT DE L'ART

I.1 INTRODUCTION

La Réaction Sulfatique Interne (RSI) peut avoir lieu lorsque le béton subit une élévation de température importante au jeune âge, supérieure à 65°C (Godart et al., 2009). Dans le cas d'ouvrage massif, cette élévation de température peut être générée par l'exothermie des réactions d'hydratation amenant à une déstabilisation de l'ettringite primaire. Lors du retour à température ambiante et en présence d'eau l'ettringite recristallise dans un espace confiné sous forme massive et comprimée. La pression de cristallisation étant supérieure à la résistance en traction du béton (Scherer, 1999), le béton fissure sous l'effet de la contrainte interne générée.

La Réaction Alkali-Silice (RAS) nécessite la présence de granulats réactifs, c'est-à-dire, contenant de la silice amorphe et/ou mal cristallisée qui va réagir avec les alcalins et l'eau contenue dans le béton pour former un gel expansif (Godart et al., 2008). Comme dans le cas de la RSI, la pression interne engendrée par le gel conduit à la fissuration du béton.

Les conditions de développement de ces réactions étant proche, elle peuvent survenir de manière concomitante dans un ouvrage.

Les mécanismes réactionnels ainsi que les paramètres liés aux matériaux et à l'environnement influant sur le développement de ces pathologies sont complexes et ne font pas à ce jour consensus dans la littérature. Dans les conditions environnementales réelles, ces pathologies peuvent mettre plusieurs années avant de se déclarer. Des protocoles d'essais accélérés et des modèles numériques ont donc été développés.

Ce premier chapitre constitue une synthèse de l'état de l'art portant sur les thématiques suivantes : les paramètres influant sur le développement des réactions de gonflement interne, les modèles numériques permettant la prédiction de ces réactions et l'approche performantielle. Cette revue permettra notamment de se positionner sur le choix des essais expérimentaux à réaliser et leur mise en place.

I.2 HYDRATATION DU CIMENT PORTLAND

L'hydratation du ciment Portland concerne principalement quatre éléments, les silicates tricalciques, les silicates dicalciques, les aluminates tricalciques et les alumino-ferrites tétracalciques. Leur hydratation va conduire à la formation de silicates de calcium hydratés

(C-S-H) en grande quantité, de Portlandite (CH) et d'aluminates de calcium hydratés (C-A-H).

I.2.1 La notation cimentaire

Une notation spéciale a été adoptée par les cimentiers utilisant les initiales des oxydes pour la simplifier :

C = CaO / **S** = SiO₂ / **A** = Al₂O₃ / **F** = Fe₂O₃ / **M** = MgO / **N** = Na₂O / **K** = K₂O / **H** = H₂O / **S̄** = SO₃ / **C̄** = CO₂

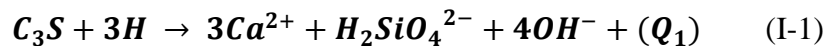
Les composés du ciment sont répertoriés dans le tableau I-1.

Composés du ciment anhydre	Notation
Silicate tricalcique (Alite)	C ₃ S
Silicate dicalcique (Bélite)	C ₂ S
Aluminate tricalcique	C ₃ A
Aluminoferrite tétracalcique	C ₄ AF
Anhydrite	C \bar{S}
Gypse	C \bar{S} H ₂
Composés du ciment hydraté	
Silicates de calcium hydratés	C-S-H
Hydroxyde de calcium (Portlandite)	CH
Aluminates de calcium hydratés	C _x AH _y

Tableau I-1: Notation cimentaire

I.2.2 La réaction d'hydratation du C₃S

La réaction d'hydratation du C₃S commence par son hydrolyse superficielle selon la réaction chimique suivante :



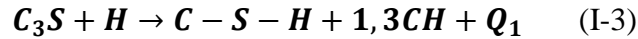
Cette réaction s'accompagne d'une sursaturation de la solution en silicate de calcium qui précipite.



Le produit de cette réaction est noté C-S-H.

Les ions OH⁻ n'étant pas consommés, il s'en suit une diminution rapide de la cinétique de réaction à la suite de l'augmentation du pH. La solution s'enrichit et devient saturée en ions calcium Ca²⁺ et hydroxyde OH⁻ provoquant la précipitation de la Portlandite CH.

Le bilan de la réaction du C_3S peut donc s'écrire de la manière suivante en notation cimentaire :

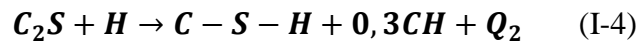


Q_1 correspond à la quantité de chaleur dégagée par l'hydratation complète du C_3S et varie entre 500 et 570 J/g. Dans le cas d'ouvrages massifs, cette chaleur d'hydratation peut engendrer une température au cœur du béton supérieure à 70 °C et ainsi conduire à l'apparition de la réaction sulfatique interne (RSI) ; ce point est détaillé dans le chapitre suivant.

I.2.3 La réaction d'hydratation du C_2S

La réaction d'hydratation du C_2S est très proche de celle du C_3S ; on peut noter comme principale différence une cinétique plus lente, une plus faible exothermicité et également une plus faible quantité de Portlandite formée.

Le bilan de la réaction du C_2S s'écrit de la manière suivante :

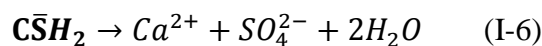
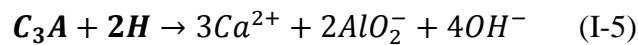


Q_2 correspond à la quantité de chaleur dégagée par l'hydratation complète du C_2S : elle est d'environ 250 J/g.

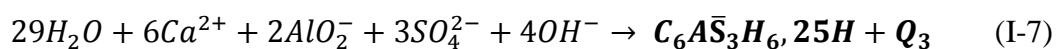
I.2.4 La réaction d'hydratation du C_3A (en présence de sulfate)

Le sulfate de calcium ajouté au clinker a pour effet de limiter l'hydratation initiale du C_3A afin de retarder la structuration de la pâte.

Cette réaction commence par une dissolution rapide du C_3A et du gypse.

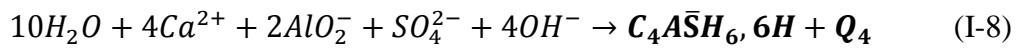


Elle s'accompagne d'un fort dégagement de chaleur et d'une solution très sursaturée, les ions produits se combinent pour former instantanément des cristaux d'ettringite primaire (Trisulfoaluminate de calcium hydraté, Aft).



Le C_3A possède une période dite « dormante » pendant laquelle l'ettringite continue à se former. Une mole d'ettringite consomme trois moles de sulfate de calcium ; la teneur en

sulfate des ciments étant limitée par la norme, il y a en général un excès de C_3A par rapport au gypse. Après quelques heures tout le gypse est consommé, la solution devient sous-saturée par rapport à l'ettringite qui va se dissoudre pour former avec l'aluminate restant du monosulfoaluminate de calcium hydraté (Afm).



Cette réaction provoque une dissolution rapide de l'aluminate anhydre, accompagnée d'un fort dégagement de chaleur.

Les hydrates formés dépendent des proportions initiales de gypse et d'aluminates (tableau I-2).

Rapport molaire gypse/ C_3A	Hydrate stable formé
3	Aft
1 à 3	Aft + Afm
1	Afm

Tableau I-2: Hydratation du C_3A en présence de sulfates

I.3 LA RÉACTION SULFATIQUE INTERNE

Il existe deux réactions sulfatiques, l'une dont l'origine des sulfates est externe, appelée « réaction sulfatique externe (RSE) » et l'autre dont la provenance est interne, appelée « réaction sulfatique interne (RSI) ». Ce chapitre est uniquement consacré à la RSI. Cette pathologie se retrouve dans les ouvrages massifs dont la température du béton s'est retrouvée élevée à un moment de son histoire.



Figure I-1 : Réseau de fissure d'une pile de pont affectée par la RSI (Godart et al.2009)

Dans le cas d'un échauffement au jeune-âge c'est l'exothermie des réactions d'hydratation du ciment qui est à l'origine de la montée en température, pouvant dépasser les 80°C. La RSI se

caractérise par la formation d'ettringite différée provoquant un gonflement du béton, réduisant grandement les propriétés mécaniques de l'ouvrage, figure I-1.

I.3.1 Les différents types d'ettringite

On distingue trois types de formation d'ettringite :

- l'ettringite de formation primaire,
- l'ettringite de formation secondaire,
- l'ettringite différée.

I.3.1.1 L'ettringite de formation primaire

L'ettringite primaire est un produit issu des réactions d'hydratation entre le régulateur de prise (gypse, hémihydrate et anhydrite), l'aluminate tricalcique (C_3A) et l'eau. Cette formation, se faisant pendant la prise du béton dans les espaces libres, n'induit pas de gonflement du béton. Elle s'avère même bénéfique en contribuant à la cohésion de la pâte et en comblant la porosité. On retrouve cette ettringite sous forme aciculaire (figure I-2) (Godart et al., 2009).

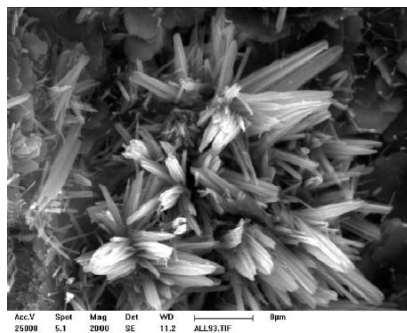


Figure I-2 : Ettringite primaire observée au MEB (Recommandation LCPC, 2010)

I.3.1.2 L'ettringite de formation secondaire

La formation secondaire d'ettringite est régie par des phénomènes de dissolution/précipitation dépendant de certaines conditions thermodynamiques liées au pH, à la température et à la concentration en alcalins. Elle résulte des réactions chimiques entre l'aluminate tricalcique déjà présent dans le matériau et un apport extérieur de sulfate et d'eau. Cette pathologie, appelée réaction sulfatique externe peut se retrouver dans les ouvrages sous-terrain, en contact avec le sol, mais également au niveau des piles de pont en contact avec l'eau de mer.

Dans le cas où il n'y a pas d'apport d'agents agressifs extérieurs, l'ettringite peut cristalliser sous forme aciculaire sans endommager le matériau, en prenant place dans les espaces libres du béton.

Dans le cas d'un apport de sulfate venant de l'extérieur et en présence d'eau, l'ettringite cristallise sous forme massive et comprimée (figure I-3) pouvant engendrer un gonflement du matériau (Godart et al., 2009).

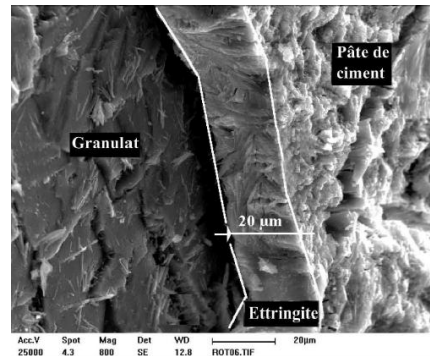


Figure I-3 : Ettringite massive observée au MEB (Recommandation LCPC, 2010)

I.3.1.3 L'ettringite de formation différée

On parle d'ettringite différée dans le cas où le béton a subi une élévation de température de plus de 65°C au jeune âge, ce qui peut survenir en particulier dans les ouvrages massifs (barrages, centrales nucléaires). A une telle température, l'ettringite ne cristallise pas pendant la prise, au contact de l'eau et à température ambiante mais elle peut cristalliser par la suite et engendrer de la fissuration. Dans ce cas il n'y a pas d'apport de sulfate externe, toutes les molécules nécessaires à la formation d'ettringite sont déjà présentes dans le béton (Godart et al., 2009).

I.3.2 Les mécanismes physico-chimiques

La Réaction Sulfatique Interne (RSI) se caractérise par la formation d'ettringite différée dans le matériau cimentaire, après durcissement du béton et sans apport externe de sulfate. Cette réaction nécessite la présence de trois principaux facteurs :

- des ions sulfates,
- de l'eau,
- une élévation de la température au jeune âge et/ou tardive.

I.3.2.1 La source de sulfates

Les réactions d'hydratation du ciment sont sensibles et varient en fonction de la température. Les sulfates contenus dans le ciment ne réagissent pas tous pour former de l'ettringite primaire ; de plus avec une élévation de température la solubilité de l'ettringite augmente, ce

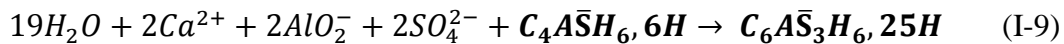
qui se traduit par une plus grande concentration en ions sulfates dans la solution interstitielle du béton.

La solubilité de l'ettringite est également fonction de la concentration en alcalin de la solution interstitielle ; en effet, en présence d'une grande concentration d'alcalin et à des températures supérieures à 65°C, le domaine de stabilité de l'ettringite est fortement réduit.

A plus haute température, entre 70 et 90°C, une grande part des ions sulfates (SO_4^{2-}) obtenue par dissolution de l'ettringite primaire est adsorbée par les C-S-H, une autre part des sulfates se retrouve sous forme de cristaux nanométriques de monosulfoaluminate de calcium. Cette capacité d'adsorption des ions sulfates par les C-S-H s'accroît avec le rapport C/S des C-S-H et cette dernière augmente avec une élévation de la température (Fu et al., 1994). Du fait de la faible liaison entre les C-S-H et les ions sulfates, au cours du temps, ces derniers peuvent être relâchés faisant augmenter la concentration en sulfate de la solution interstitielle (Godart et al., 2009).

I.3.2.2 La précipitation de l'ettringite

Après le durcissement du béton et à température ambiante, l'ettringite peut cristalliser selon l'équation (I-9) en réagissant avec les monosulfoaluminates et les ions sulfates de la solution interstitielle sous forme de nano-cristaux. Cette formation d'ettringite dans un espace confiné peut conduire au développement de contraintes locales et ainsi produire de la fissuration.



Au cours du temps et en présence d'une forte quantité d'eau, ces micros cristaux d'ettringite peuvent se dissoudre et recristalliser dans les fissures et à l'interface pâte-granulat (ITZ) (Godart et al., 2009).

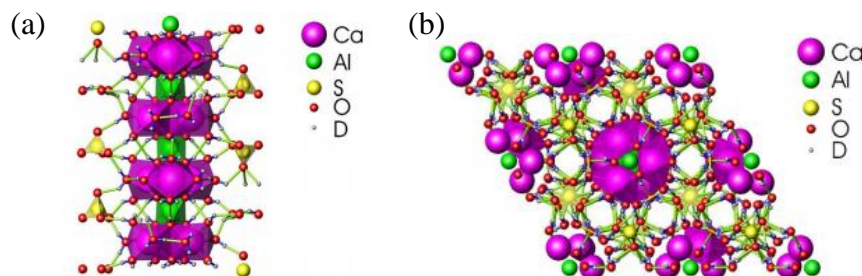


Figure I-4: Structure de l'ettringite, (a) le long de l'axe c, (b) dans le plan xy (Hartman et al., 2006)

La structure cristalline de l'ettringite est hexagonale (figure I-4), formée d'une colonne centrale d'hydroxyde d'aluminate de calcium hydraté, de quatre colonnes par maille d'ions SO_4^{2-} et d'eau (Hartman, 2006). Néanmoins cette structure bien cristallisée ne se retrouve pas dans le cas de l'ettringite différée qui se présente plutôt sous forme massive et mal cristallisée (figure I-5).

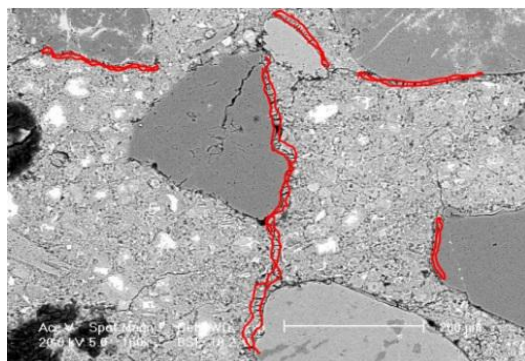


Figure I-5: Ettringite massive observée au MEB (Pavoine, 2003)

Cette formation d'ettringite différée mal cristallisée se retrouve souvent sous forme de veines caractéristiques, où les cristaux sont disposés parallèlement les uns par rapport aux autres et orientés perpendiculairement aux lèvres des fissures. Selon Brunetaud, c'est dans les grains de Hadley provenant de la dissolution des grains de ciment lors de l'hydratation que se formerait en premier lieu l'ettringite différée (Brunetaud, 2005). La figure I-6 montre des grains de Hadley remplis d'ettringite différée.

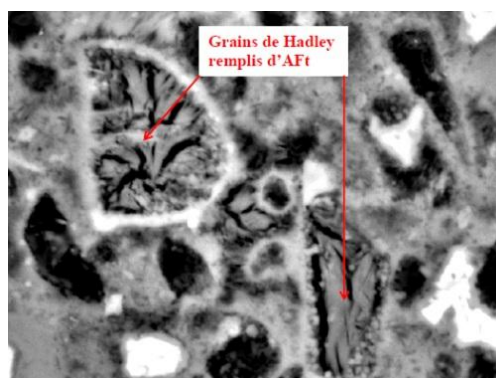


Figure I-6: Image BSE d'une surface polie de béton à 0.04% d'expansion atteinte de RSI (Brunetaud, 2005)

I.3.3 Les théories d'expansion

La capacité expansive de l'ettringite dépend de la composition chimique initiale du ciment (teneurs en alcalin, en aluminates, en Portlandite), de la quantité de sulfates et de la présence

d'eau. Il existe de nombreux mécanismes associés à l'expansion du béton par la formation d'ettringite différée ; ces mécanismes sont en réalité couplés (Brunetaud, 2005).

1.3.3.1 La pression de cristallisation

Cette théorie implique que le gonflement engendré par la formation d'un sel est liée à la pression de cristallisation de ce même sel en solution. Cette dernière, p , dépend du taux de saturation de l'espèce en solution et peut s'exprimer par l'équation (I-10) :

$$P = \frac{R.T}{V_s} \cdot \log \frac{[X]}{[X_s]} \quad (\text{I-10})$$

$[X]$ correspond à la concentration du sel en solution, $[X_s]$ à la concentration de la solution à la saturation, V_s au volume molaire du sel, R à la constante des gaz parfaits et enfin T à la température.

Selon Scherer, les pressions dépendent de la courbure du cristal dans le cas d'un matériau saturé et en supposant des pores cylindriques on obtient l'équation (I-11) (Scherer, 1999).

$$P = K_{CL} Y_{CL} \quad (\text{I-11})$$

P correspond à la pression générée, K_{CL} à la courbure du pore et enfin Y_{CL} à l'énergie libre du cristal. Il en ressort que c'est dans les plus petits pores que sont engendrés les plus grandes pressions.

1.3.3.2 La pression osmotique

Selon Metha, en présence de chaux, la formation d'ettringite différée se fait sous forme colloïdale c'est-à-dire sous forme de nano-cristaux de grande surface spécifique (Metha, 1973). Seule l'ettringite colloïdale est susceptible de créer une grande expansion. En effet, les particules colloïdales d'ettringite de grande surface spécifique et chargées négativement attirent les molécules d'eau qui les entourent. Ce flux d'eau est dû à la différence d'énergie entre la solution interstitielle et l'eau contenue dans le gel d'ettringite. En effet, le niveau d'énergie est plus faible à l'intérieur du gel. Ce phénomène provoque une forte absorption d'eau qui conduit à un gonflement important.

1.3.3.3 Le gonflement homogène

Selon Scrivener, après l'échauffement au jeune âge du béton (traitement thermique à 80°C pendant 16h) une grande quantité d'ions sulfates et d'aluminates sont présents dans les C-S-H (Scrivener et al., 1993). Après retour à température ambiante, l'ettringite se reformerait

sous forme de petits cristaux autour des C-S-H qui ensuite se propageraient dans les pores du béton. Les C-S-H ayant une répartition homogène dans la matrice cimentaire et la formation d'ettringite se faisant autour de ces derniers, un gonflement homogène du béton serait provoqué. Ce gonflement engendrerait des fissures à l'interface pâte/granulat. Ce n'est qu'après cette fissuration que l'ettringite se formerait dans ces espaces. Les forces à l'origine de l'expansion seraient liées à la pression de cristallisation des plus petits cristaux dans les plus petits pores des C-S-H externes.

1.3.3.4 Le gonflement au niveau de l'interface pâte-granulat

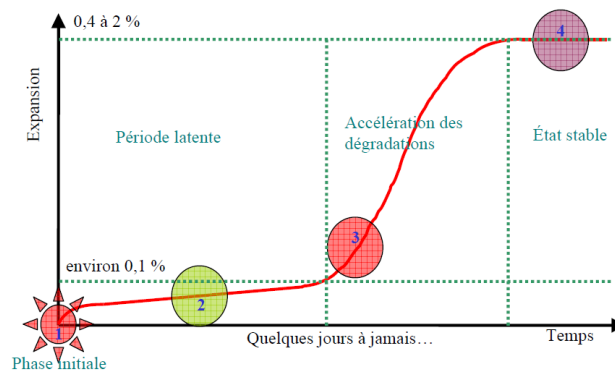
Selon Diamond, la théorie du gonflement homogène est incomplète et ne prend pas en compte l'influence des granulats sur le mécanisme d'expansion de l'ettringite différée (Diamond, 1996). Il s'appuie sur le fait, que dans une zone donnée, la fissuration à l'interface entre la pâte et le granulat n'est pas valable sur tous les granulats et que la fissuration ne se fait pas sur tout le tour du granulat ; il apparaît donc une fissuration hétérogène. Il explique ainsi que la formation d'ettringite différée se fait dans les zones déjà fissurées qui peuvent être liées par exemple au retrait du béton. Cette formation d'ettringite dans les zones fissurées et dans les vides d'air provoquerait une expansion par pression de cristallisation. Il a également montré que l'apparition d'ettringite différée à l'ITZ (Interfacial Transition Zone) dépend du type de granulat. Pour des granulats calcaires, aucune expansion significative n'a été notée contrairement à l'utilisation de granulats siliceux.

1.3.3.5 La double couche électrique

Dans un milieu fortement alcalin, il peut également se former de l'ettringite colloïdale. Cette ettringite colloïdale, comme nous l'avons noté, possède une grande surface spécifique et est chargée négativement. Dans le cas d'un milieu riche en alcalins, ces derniers vont se lier à l'ettringite. Lorsque la concentration en alcalins diminue par diffusion vers l'extérieur, les forces de répulsion liées aux charges négatives vont prédominer sur les forces d'attraction de Van der Waals. Ce phénomène repousse les cristaux d'ettringite et ainsi génère du gonflement (Li et al., 1995).

1.3.3.6 Le couplage des théories

Brunetaud propose un couplage de ces différentes théories pour expliquer le gonflement. Il distingue quatre phases : une phase initiale, une période de latence, une phase d'accélération de la dégradation et une phase de stabilisation (Figure I-7) (Brunetaud, 2005).



*Figure I-7: Schéma général du mécanisme de dégradation proposé par Brunetaud
(Brunetaud, 2005)*

La phase initiale:

Cette première phase correspond à la dissolution de l'ettringite primaire. En effet, la solubilité de l'ettringite augmente avec une hausse de la température et de la concentration en alcalins. A ce stade, la seule forme restante de sulfoaluminate stable est le monosulfoaluminate de calcium hydraté (Afm). Les ions sulfates et aluminates restant en solution peuvent donc être adsorbés par les C-S-H ; la quantité d'adsorption d'ions par les feuillets de C-S-H dépend de la concentration de la solution et donc indirectement de la température et de sa durée de maintien mais également de la concentration en alcalins. Cette première phase s'arrête à la fin de l'échauffement du béton. La diminution de température couplée avec une possible lixiviation des alcalins va considérablement diminuer la solubilité de l'ettringite. La solution interstitielle se retrouve donc dans un état de sursaturation d'ettringite et va donc conduire à sa recristallisation (Brunetaud, 2005).

La période latente :

Durant cette phase, l'ettringite précipite dans les zones les plus propices avec un relargage progressif des ions aluminates et sulfates par les C-S-H. L'apport d'eau nécessaire à la formation d'ettringite peut néanmoins modifier la structure et la minéralogie des hydrates sans diminuer le module dynamique, ce qui n'engendre pas de gonflement significatif.

Le mécanisme de dégradation proposé par Brunetaud fait appel au gonflement homogène proposé par Scrivener faisant intervenir la désorption des ions sulfates et aluminates présents à la surface des feuillets de C-S-H, et fait appel aux grains de Hadley dont la formation est due à un décollement entre les C-S-H formés à la surface des grains anhydres et ces derniers (Brunetaud, 2005 ; Scrivener et al., 1993). La formation d'ettringite différée se ferait donc dans un premier temps dans cet espace contenant initialement des nano-cristaux d'Afm. La répartition des C-S-H et des grains de Hadley étant homogène dans la pâte de ciment, le

gonflement engendré par la formation d'ettringite différée sera également homogène. Ce gonflement homogène provoquerait de la fissuration à l'interface pâte-granulats, marquant la fin de la période latente (Brunetaud, 2005).

L'accélération des dégradations :

L'apparition de fissures dues au gonflement homogène de la pâte modifie la répartition des efforts entraînant une dissolution de l'ettringite formée pendant le gonflement homogène. Cette ettringite recristalliserait dans des zones plus propices c'est-à-dire dans les fissures. La pression de cristallisation générée par la formation d'ettringite à l'ITZ provoquerait la propagation des fissures et donc l'accélération des dégradations (Brunetaud, 2005).

La stabilisation :

La dernière phase correspond à une décélération du phénomène de gonflement due, soit à un épuisement des ions sulfates et aluminates provenant des C-S-H, soit à une reprise des efforts due à une pression de cristallisation plus faible étant donné la taille importante d'ouverture de fissures dans cette phase (Brunetaud, 2005).

I.3.4 Les paramètres influents

Il existe de nombreux paramètres permettant l'initiation et le développement de la RSI. Ces derniers peuvent être classés en deux catégories : les paramètres de formulation et les paramètres environnementaux. L'influence de certains de ces paramètres ne fait pas encore consensus dans la littérature.

I.3.4.1 Les paramètres de formulation

Deux principaux éléments relatifs à la formulation des bétons influent sur l'apparition de la RSI : l'eau et la concentration en sulfates. Néanmoins, il existe de nombreux paramètres de formulation influant sur cette pathologie. Outre la présence de sulfates, la nature du liant et celle des granulats peut également influencer sur l'apparition de la RSI.

I.3.4.1.1 La nature du liant

Plusieurs auteurs ont mis en évidence l'effet de la nature du liant sur l'expansion due à la formation d'ettringite différée avec notamment l'effet des sulfates, des aluminates et des alcalins (Zhang et al., 2002 ; Leklou, 2013).

Ciment	« A » teneur (%)	« B » teneur (%)	« C » teneur (%)
S	19,9	19,3	22,2
A	4	4,6	2,8
F	3,3	2,2	2,1
C	63,4	63,9	66,4
M	1,7	2,4	0,6
\bar{S}	3,2	3,3	2,3
K	1,2	1,1	0,2
N	0,6	0,3	0,4
N _{eq}	1,4	1	0,5
C ₃ S bogue	53,1	60	64
C ₂ S bogue	15,3	9,1	15,6
C ₃ A bogue	6,9	10	3,9
C ₄ AF bogue	9,3	7,3	5,6

Tableau I-3: Composition chimique et minéralogique de trois ciments A, B et C (Leklou, 2013)

Dans l'étude de Leklou, trois ciments ont été utilisés : le premier, noté « A » contenant un taux élevé de K et N avec une teneur classique de C₃A, le deuxième, noté « B » a une teneur élevée de C₃A et enfin le ciment noté « C » contient peu de C₃A et peu d'alcalins (Leklou, 2013). Afin d'accélérer l'expansion des éprouvettes, une teneur de 3,1% en masse de ciment de N \bar{S} est ajoutée ; dans ce cas une lettre « S » est rajoutée à la dénomination du ciment (« AS », « BS » et « CS »). La composition des ciments est présentée dans le tableau I-3.

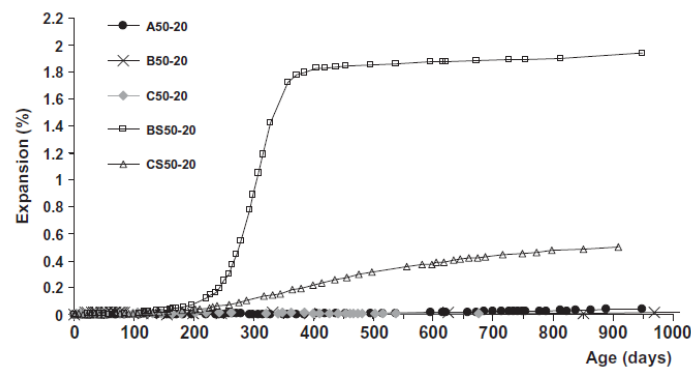


Figure I-8: Expansion longitudinale de différents mortiers A, B, C, BS et CS (Leklou, 2013)

Afin d'observer l'influence de la nature du liant sur l'expansion des éprouvettes due à la formation d'ettringite différée, cinq compositions sont étudiées notées XY-Z, où X correspond à la nature du ciment, Y correspond au rapport massique Eau/Ciment et Z à la

température de l'eau non renouvelée dans laquelle sont stockés les prismes durant toute la dégradation.

Les éprouvettes de mortier ont subi un traitement thermique juste après le coulage selon les méthodes du LCPC (N°66 LCPC, 2007) à savoir :

- une phase de prétraitement à 20°C pendant 1 heure,
- une élévation de température de 20°C/h jusqu'à atteindre 80°C,
- un maintien à 80°C pendant 10 heures,
- une diminution de température de 20°C/h jusqu'au retour à 20°C.

Aucun cycle d'humidification / séchage n'a été réalisé. Ces essais d'expansion correspondent à une moyenne des valeurs de variations longitudinales obtenues sur trois prismes 4x4x16 cm³ maintenus en cure humide à 20°C sans renouvellement d'eau. On observe que seul le mortier A50-20 contenant le plus de sulfates et d'alcalins montre une tendance de formation d'ettringite différée, avec un léger gonflement de l'ordre de 0,04% à 950 jours contrairement aux deux autres mortiers contenant du ciment « B » et « C » qui ne montrent aucun gonflement après plus de 1000 jours (figure I-8). Concernant les ciments « A » et « B », leurs compositions chimiques sont très proches avec comme seule différence, le taux d'alcalins. En effet le ciment « A » contient 1,4% en masse de ciment de N_{eq} alors que le ciment « B » en contient 1%. La différence de gonflement entre les deux mortiers A50-20 et B50-20 montre le rôle important du taux d'alcalins sur la formation d'ettringite différée. Le mortier C50-20 confirme ces résultats. En effet, le ciment « C » contient peu de C_3A et peu d'alcalins ce qui explique cette non réactivité (Leklou, 2013).

En ce qui concerne l'effet de l'ajout de $N\bar{S}$, celui-ci est significatif. En effet les mortiers contenant du ciment « BS » et « CS » montrent un important gonflement par rapport aux autres compositions. La composition « BS » contenant une teneur plus élevée en C_3A et sulfates par rapport à la composition « CS » montre une cinétique et une amplitude de déformation bien plus importantes. Ces résultats montrent l'effet important de la teneur en C_3A et en sulfates des ciments sur la cinétique et l'amplitude des déformations dues à la formation d'ettringite différée. Néanmoins, malgré une faible teneur en C_3A , le mortier CS50-20 montre un gonflement non négligeable et permet de mettre en évidence le fait que la teneur en C_3A n'est pas un facteur limitant au développement de la RSI. On note également la forme sigmoïdale de la courbe correspondant au mortier BS50-20, forme que l'on retrouve dans de nombreuses études (Brunetaud, 2005 ; Kchachek, 2016). On remarque une importante

accélération du gonflement autour de 0,1% d'expansion, avec une stabilisation correspondant à une valeur de 1,8% d'expansion à 350 jours (Leklou, 2013).

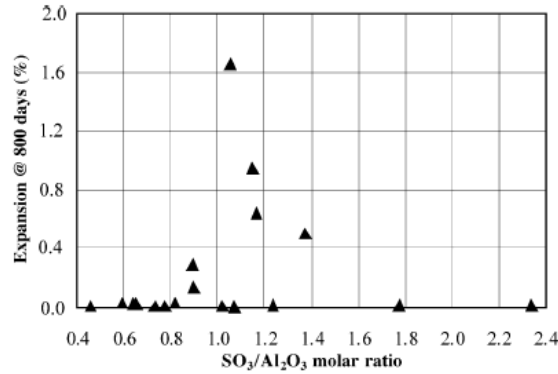


Figure I-9: Effet du rapport \bar{S}/A sur l'expansion finale de mortier (Zhang et al., 2002)

L'amplitude des déformations finales est également fonction du rapport molaire \bar{S}/A ; en effet, Zhang a montré qu'il existe un effet pessimum sur l'expansion dû à ce ratio (Zhang et al., 2002). Dans leur étude, l'expansion finale a été mesurée au bout de huit années et les mortiers ont subi un traitement thermique de 85°C. Il apparaît qu'en dehors de la plage 0,8-1,4 du rapport \bar{S}/A aucun gonflement n'est observé. Le rapport pessimum se situe quant à lui autour de 1,1 (figure I-9).

Tous ces paramètres relatifs à la nature du liant sur l'amplitude des déformations finales peuvent être regroupés en un seul paramètre appelé « DEF index ». Cet indice peut être calculé par la relation I-12.

$$DEF\ index = \left(\frac{\bar{S}}{A}\right)_m \cdot \left[\frac{(\bar{S} + C_3 A)_w}{10}\right] \cdot \sqrt{(N_{eq})_w} \quad (I-12)$$

$\left(\frac{\bar{S}}{A}\right)_m$ correspond au ratio molaire de \bar{S} , sur A , $(\bar{S} + C_3 A)_w$ à la masse combinée en pourcentage de \bar{S} et enfin $\sqrt{N_{eq}}$ à la racine carrée du pourcentage de masse de N_{eq} dans le ciment.

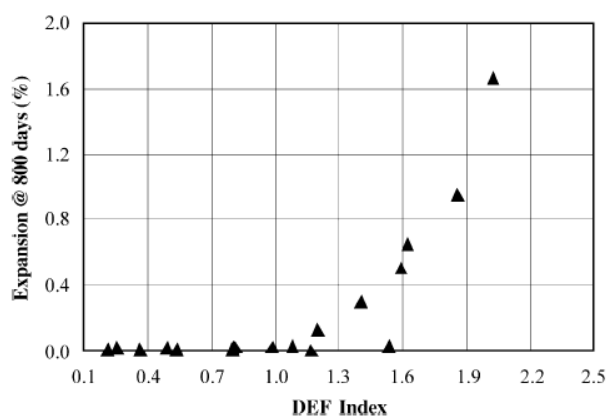


Figure I-10: Evolution du DEF index du ciment en fonction de l'expansion de mortier (Zhang et al., 2002)

La figure I-10 représente l'expansion finale obtenue sur divers mortiers ayant subi une cure thermique à 85°C en fonction du « DEF index ». Il apparaît qu'il existe un seuil autour de 1.1 du « DEF index » en dessous duquel il n'y a pas d'expansion. Néanmoins cet indice n'est valable que pour des mortiers ayant subi une cure thermique au jeune âge et conservés dans une forte humidité tout au long du gonflement (Zhang et al., 2002). Cet indice en lien direct avec la composition du ciment est utile pour orienter le choix du ciment afin de développer ou non de la RSI.

1.3.4.1.2 Les additions minérales

Peu d'études portent sur l'influence des additions minérales sur l'expansion provoquée par formation d'ettringite différée. Ramlochan a étudié cette influence en remplaçant une partie du ciment par de la fumée de silice, du métakaolin, des cendres volantes et du laitier de hauts fourneaux en diverses proportions (Ramlochan et al., 2003). Il en ressort que l'ajout d'additions minérales peut inhiber le gonflement. Un remplacement de 8% par de la fumée de silice permet cette inhibition pour des bétons ayant subi une cure thermique à 80°C pendant 12 h. D'autre part, une température plus élevée va nécessiter un taux de remplacement plus important. Cette diminution de l'expansion semble être liée à une densification du matériau limitant les transferts ioniques et hydriques. Un remplacement de 8% de métakaolin va également permettre d'inhiber le gonflement dû à la forte teneur en Al_2O_3 de ce dernier.

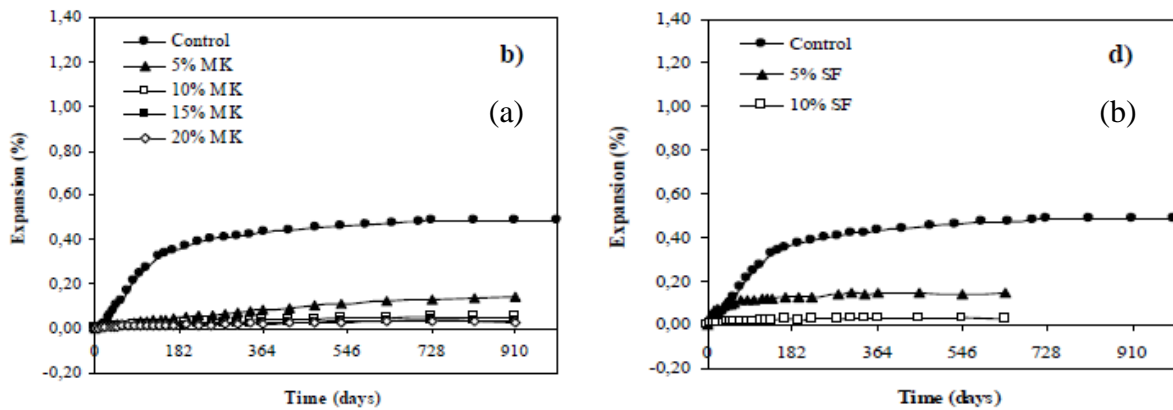


Figure I-11: Expansions obtenues pour différents taux de remplacement du ciment par (a) du métakaolin et (b) de la fumée de silice (Silva et al., 2010)

L'utilisation de laitier de hauts fourneaux permet également de limiter l'expansion lorsqu'il est utilisé en quantité suffisante ; dans cette étude un remplacement de 25% permet d'inhiber l'expansion. Néanmoins, cette quantité va dépendre de la composition du ciment. Plus le ciment contiendra de sulfates et d'alcalins, plus le taux de remplacement devra être important. Le remplacement d'une partie du ciment par des cendres volantes aux alentours de 25% va également permettre de limiter le gonflement. Cette quantité dépend de la composition de l'addition notamment de la quantité de sulfates et d'alcalins contenue dans cette dernière.

(Silva et al., 2010) ont également étudié cette influence et mettent en évidence cette diminution du gonflement par l'ajout d'additions minérales sauf pour les fillers calcaires pour lesquels l'expansion augmente au contraire. Cette augmentation du gonflement serait due à une densification de la pâte de ciment, à une augmentation de la cinétique d'hydratation et à une activation de la réaction pathogène. Néanmoins, les auteurs précisent que ces hypothèses sont insuffisantes et nécessitent donc des travaux supplémentaires. Dans leur étude, des remplacements de 10% de fumée de silice, 10% de métakaolin (figure I-11), 40% de laitier de hauts fourneaux ou encore 15% pour les cendres volantes vont permettre d'inhiber le gonflement, d'une part en diminuant les transferts ioniques et hydriques nécessaires à la réaction par une densification de la pâte de ciment ainsi qu'une diminution de la chaleur d'hydratation et d'autre part, par une diminution de l'alcalinité, de la concentration en sulfates et aluminates par le remplacement d'une partie du ciment. La réaction pouzzolanique va également permettre une consommation de la Portlandite et conduire à une modification des C-S-H permettant une augmentation des propriétés mécaniques ainsi qu'à une plus grande capacité d'adsorption des sulfates.

I.3.4.1.3 Les granulats

Les granulats peuvent influencer de deux manières sur le gonflement de la RSI : suivant leur nature minéralogique et selon leur taille.

- **L'influence de la minéralogie des granulats**

La nature des granulats a une forte influence sur le gonflement provoqué par la formation d'ettringite différée. (Grattan-Bellew et al., 1998) ont montré que seule l'utilisation de granulats siliceux permet d'obtenir des gonflements significatifs, résultats également admis par (Heinz et al., 1999) et (Yang et al., 1999). La figure I-12 montre la différence de gonflement obtenue entre des granulats siliceux, ici le quartz et des granulats calcaires. Cette différence s'explique au niveau de l'auréole de transition (ITZ). En effet, les caractéristiques de cette dernière sont fortement liées à la nature minéralogique des granulats. Dans le cas de granulats siliceux, l'ITZ est plus poreuse et plus fragile car elle est composée essentiellement de Portlandite. Dans le cas de granulats calcaires, l'interaction avec la pâte de ciment produit une couche bien plus dense essentiellement composée de carboaluminates de calcium hydratés. La plus grande porosité de l'ITZ dans le cas de granulats siliceux permet d'accroître les transferts hydriques et ioniques dans cette zone. La formation d'ettringite différée se produira notamment dans cette zone plus poreuse. La porosité de l'ITZ est un facteur qui va donc fortement influencer sur le taux de dégradation du béton.

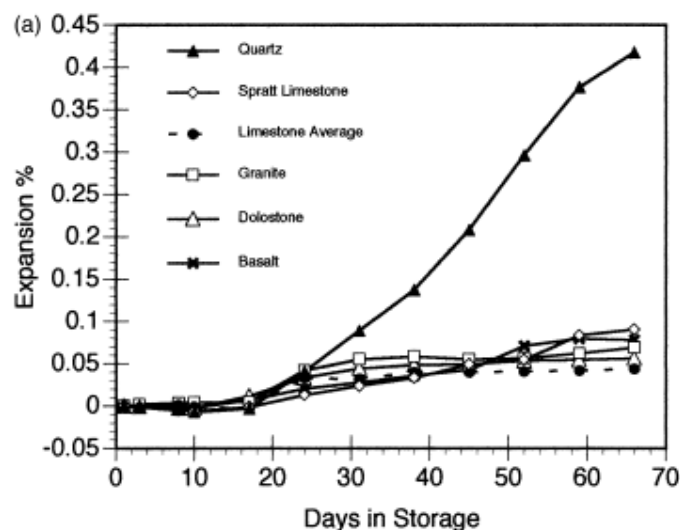


Figure I-12: Influence de la nature des granulats sur le gonflement provoqué par la RSI
(Grattan-Bellew et al., 1998)

- **L'influence de la taille des granulats**

L'influence de la taille des granulats sur l'expansion ne fait pas encore consensus dans la littérature. En effet, cette dernière va influencer sur la porosité du béton et donc sur les échanges ioniques et hydriques d'une part, et sur les pressions de cristallisation d'autre part.

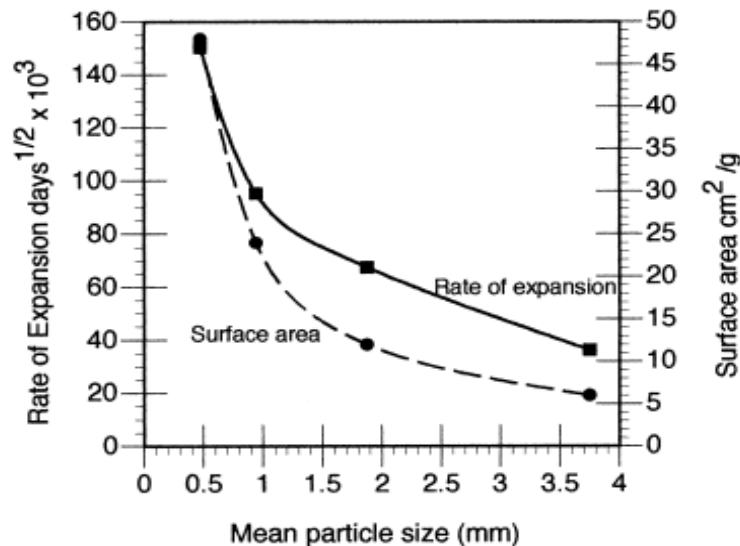


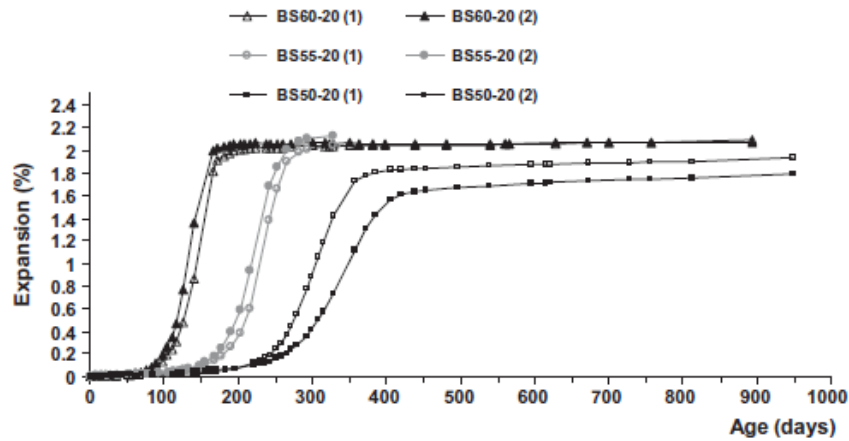
Figure I-13: Corrélation entre le taux d'expansion produit par la RSI et la taille des granulats (Grattan-Bellew et al., 1998)

(Grattan-Bellew et al., 1998) montrent que l'expansion obtenue est proportionnelle à la surface spécifique des granulats (figure I-13) et donc qu'en présence de granulats de petites tailles, une plus grande quantité d'ettringite est détectée par DRX. L'étude de (Fu et al., 1997) montre des résultats similaires. Ils attribuent ce phénomène à une microfissuration plus importante générée lors du traitement thermique dans le cas de sable de faible granulométrie. De plus, l'utilisation de granulats fins va permettre de réduire la porosité de la matrice cimentaire, ce qui va générer dans le cas de pressions de cristallisation des gonflements plus importants. Néanmoins ce dernier point n'est pas partagé par (Heinz et al., 1999) qui montrent qu'une faible granulométrie peut conduire à l'inhibition du gonflement. Dans le cas de granulats de plus grandes tailles, la possible connexion entre ces derniers permet d'accroître les échanges hydriques et ioniques et ainsi de diminuer la période latente.

1.3.4.1.4 Le rapport Eau/Ciment

La quantité d'eau incorporée dans le béton va influencer sur la porosité et donc sur les propriétés de transfert du béton. La figure I-14 met en évidence l'influence du rapport E/C sur la cinétique d'apparition de la RSI ; plus le rapport E/C sera élevé, plus la formation d'ettringite différée sera précoce. Néanmoins, cette différence n'influe pas sur l'amplitude de la

déformation totale. Ce dernier point ne fait pas l'unanimité dans la littérature. D'autres auteurs trouvent au contraire que plus le rapport E/C diminue plus l'expansion finale est importante du fait des plus grandes pressions de cristallisation générées (Petrov, 2003).



*Figure I-14: Expansion longitudinale de mortiers BS comportant différent rapport E/C
(Leklou, 2013)*

L'augmentation du rapport E/C diminue la résistance du mortier, or l'expansion uniforme du mortier pendant la période latente, c'est-à-dire lorsque la RSI apparaît, induit des pressions dans ce dernier. L'apparition de fissures étant étroitement liée à la résistance en traction du mortier, le fait de diminuer cette résistance par une augmentation du rapport E/C est en partie responsable de la précocité de la formation de la RSI (Leklou, 2013).

L'augmentation du rapport E/C induit également une augmentation de la porosité du mortier et permet donc de faciliter les transferts hydriques et ioniques dans cette dernière. Avec d'une part, une amélioration de la mobilité des aluminates et ions sulfates responsables de la formation d'ettringite différée et d'autre part, une accélération de la lixiviation des alcalins. Ceci va modifier l'équilibre chimique de la solution interstitielle en diminuant la concentration en alcalins et permettre ainsi une désorption des ions sulfate des C-S-H, ce qui accélère la cinétique de formation de l'ettringite différée.

1.3.4.2 Les paramètres environnementaux

Deux principaux paramètres liés à l'environnement influent sur l'apparition de la RSI, l'humidité relative et la température.

I.3.4.2.1 Les cycles d'humidification – séchage

Afin d'observer l'influence des cycles d'humidification / séchage (H/S) sur la cinétique et l'amplitude des gonflements obtenus par le développement de la RSI, les éprouvettes ont subi 10 cycles H/S 14 jours après le démoulage (5 jours dans de l'eau à 20°C et 2 jours dans des conditions de séchage à 50°C).

Les résultats de la figure I-15 montrent clairement l'effet de dégradation du mortier ayant subi les cycles d'humidité – séchage sur la cinétique d'apparition de la RSI.

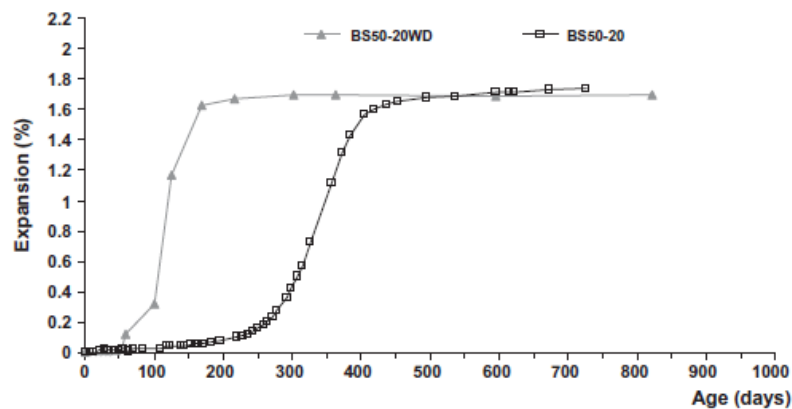


Figure I-15: Expansion longitudinale de mortiers ayant subi ou non des cycles d'humidification - séchage (Leklou, 2013)

En effet, la microfissuration engendrée par ces cycles induit une augmentation des transferts hydriques et ioniques avec également une diminution de la résistance. Ainsi, comme dans le cas de l'augmentation du rapport E/C, ce phénomène accélère la cinétique de gonflement mais ne modifie pas l'amplitude des déformations finales due à la RSI (Fu et al., 1997 ; Leklou, 2013).

I.3.4.2.2 La température de cure

La température de conservation joue également un rôle dans le développement de la pathologie. La figure I-16, représentant l'expansion longitudinale de mortier pour différentes températures de cure, met en évidence qu'une augmentation de la température et son maintien (cure maintenue pendant 350 jours) influent sur la cinétique de formation de l'ettringite différée.

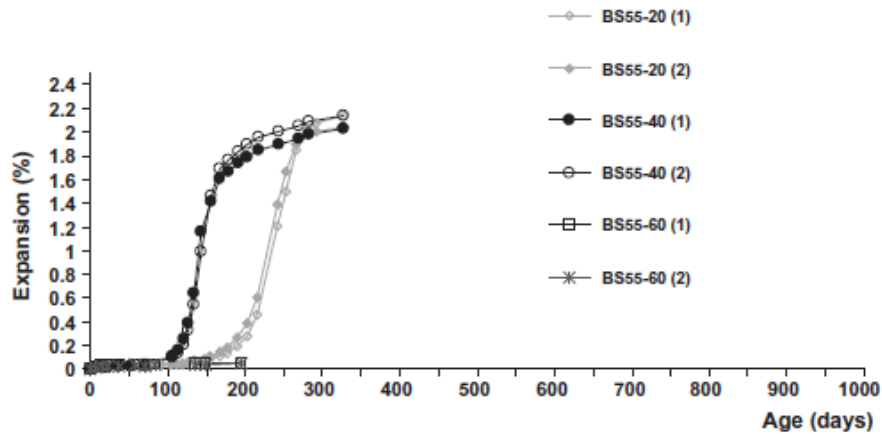


Figure I-16: Expansion longitudinale de mortiers ayant subi une cure humide à différentes températures 20, 40 et 60°C (Leklou, 2013)

En effet, lorsque la température passe de 20 à 40°C, l'apparition de RSI est précoce avec une fin de la période latente autour de 100 jours. Cette différence peut s'expliquer par le fait que la température accélère les phénomènes de transferts ioniques et de lixiviation des alcalins au sein du matériau (Lawrence, 1995 ; Leklou, 2013). Néanmoins pour une température de cure de 60°C, aucun gonflement n'est observé. Ceci peut s'expliquer par le fait que le domaine de stabilité de l'ettringite étant fortement diminué à cette température, la cristallisation de l'ettringite n'a donc pas lieu (Leklou, 2013). Néanmoins, la durée de cure est un paramètre important car elle influe sur l'expansion finale du béton. (Fu et al., 1997) ont montré que pour une cure maintenue pendant 12h, pour différentes températures de cure respectivement 80 et 90°C la différence d'amplitude finale est nette, respectivement 0,9 % à 80 °C et 1,5% à 90°C. Une étude a permis de mettre en évidence un effet pessimum vis-à-vis de la durée de l'échauffement (traitement thermique) et montre que cette dernière a une influence bien plus importante sur le gonflement final que la température (Kchachek, 2016).

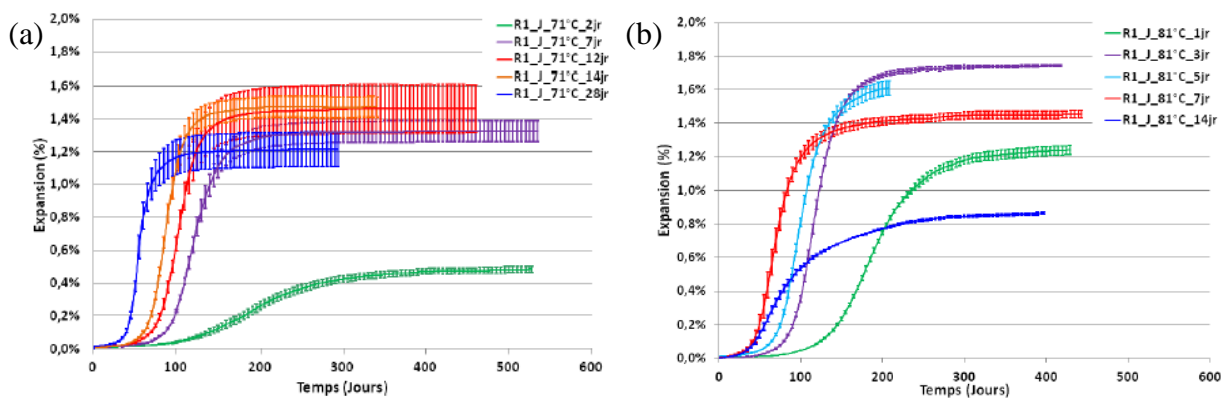


Figure I-17: Résultats d'expansion de prisme 11x11x22 traité thermiquement à 71 °C (a) et à 81°C (b) en fonction de la durée du traitement thermique (Kchachek, 2016)

La figure I-17 représente les résultats d'expansion d'une même formulation obtenue pour différentes durées de maintien à une température de 71°C (a) et de 81°C (b). Les résultats obtenus montrent dans les deux cas que plus la durée de l'échauffement est importante plus la cinétique d'apparition est rapide. Les expansions finales obtenues mettent en évidence un effet pessimum sur la durée de l'échauffement. Dans le cas d'un traitement thermique à 71°C, cet effet apparaît pour une durée de maintien d'environ 12 jours, alors que dans le cas d'un traitement thermique à 81°C cet effet apparaît pour une durée de maintien entre 3 et 5 jours. Plus généralement, Kchachek propose un concept d'énergie thermique utile (EU) prenant en compte la température et la durée d'échauffement dans un seul paramètre (figure I-18) ; cette notion est associée à une température seuil de 65°C (Kchachek, 2016).

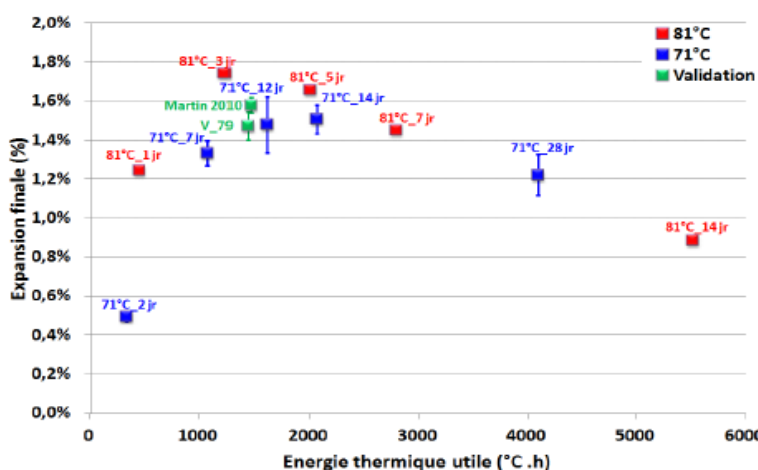


Figure I-18: Effet de l'énergie thermique utile sur l'expansion finale cas du béton R1 (Kchachek, 2016)

Cette notion d'énergie thermique utile (EU), qui n'est autre que le produit entre la température et la durée de l'échauffement, montre bien cet effet pessimum sur l'expansion finale. Ce pessimum est observé pour une énergie thermique utile autour de 2000°C.h. L'auteur décrit ce phénomène en trois domaines :

- Dans le domaine pré-pessimum, $EU < 2000 \text{ }^{\circ}\text{C.h}$, l'augmentation de l'expansion finale avec l'énergie thermique utile serait due au fait que la précipitation de l'ettringite dépend directement de la quantité de sulfates et d'aluminates disponibles à la suite de ce traitement thermique. La quantité d'ettringite formée augmente dans ce cas avec la formation de C-A-S-H au jeune âge induisant une augmentation du gonflement final.
- Au niveau du pessimum, autour de 2000 °C.h, la valeur maximale de gonflement obtenue correspondrait à un rapport de la quantité d'aluminates sur sulfates de l'ordre de 2/3 disponible pour la réaction engendrant une expansion maximale.

- Dans le domaine post-pessimum, $EU > 2000 \text{ }^{\circ}\text{C.h}$, la précipitation de l'ettringite serait limitée par la quantité d'aluminates disponible due à une plus grande quantité de C-A-S-H formés. Cela induit dans ce cas une diminution de l'ettringite formée en fonction de l'augmentation de l'EU engendrant donc une diminution de l'expansion finale.

I.3.4.2.3 Le renouvellement de l'eau de cure

Le renouvellement de l'eau de conservation va induire une lixiviation des espèces présentes dans le matériau. La figure I-19 met en évidence et complète l'effet de la lixiviation des alcalins sur la formation d'ettringite différée.

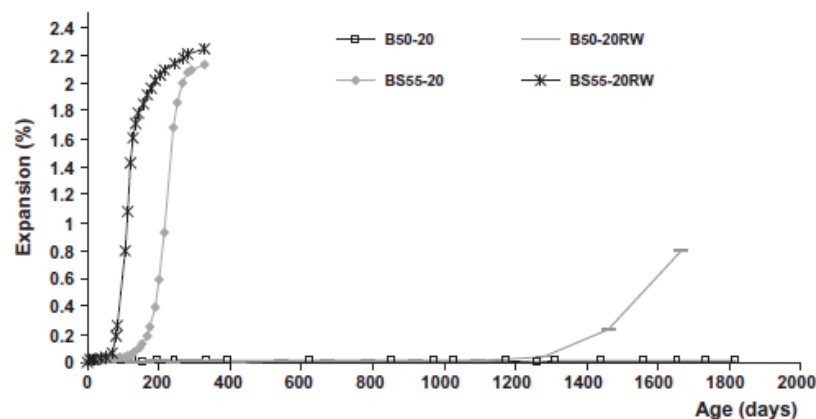


Figure I-19: Expansion longitudinale de mortiers ayant subi une cure humide avec renouvellement d'eau (RW) et sans (Leklou, 2013)

En effet, le fait de renouveler l'eau de cure crée un fort gradient de concentration entre la matrice cimentaire et la solution interstitielle ce qui accélère fortement la lixiviation. Ainsi la concentration en alcalins diminue et cette modification de l'équilibre chimique entraîne la formation d'ettringite différée à plus court terme (Leklou, 2013).

I.3.4.2.4 L'humidité relative

L'eau a un rôle important sur le développement de la RSI. Elle joue le rôle de réactif et permet aussi le transport de réactifs nécessaires à la réaction. Il convient de préciser que plus l'humidité relative est grande, plus le gonflement sera important. Il reste à déterminer à partir de quel seuil d'humidité relative il n'y aura plus de gonflement. L'étude de (Al Shamaa, 2012) donne des éléments à ce propos. Afin de développer rapidement la RSI, les éprouvettes ont subi le traitement thermique spécifique suivant d'une durée totale de 7 jours:

- une phase de pré-prise à 20°C pendant 2 heures,
- une phase de chauffe à $2,5^{\circ}\text{C/h}$ jusqu'à 80°C ,
- une phase de maintien à 80°C pendant 72 heures,

- une phase de refroidissement de -1°C/h jusqu'à retour à 20°C .

Les éprouvettes sont ensuite démoulées et conservées à 20°C sous différentes conservations hydriques (100%HR et totalement immergées).

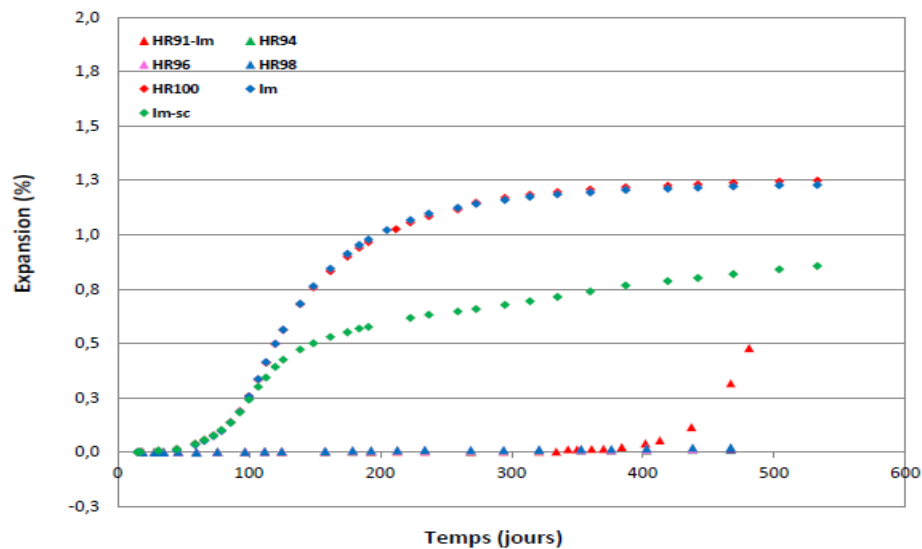


Figure I-20: Evolution de l'expansion en fonction du temps pour un béton conservé sous différentes conditions hydriques (Al Shamaa, 2012)

Les résultats d'expansion réalisée sur des éprouvettes ayant subi des conservations hydriques différentes (figure I-20) montrent que dans le cas d'une conservation à 100% HR et d'une immersion dans l'eau, la cinétique et l'amplitude du gonflement sont équivalentes et atteignent 1,3% à 500 jours. Ces résultats ne sont pas en accord avec l'étude de (Leklou et al., 2013) qui montre l'effet important de la lixiviation des alcalins sur la cinétique de gonflement. (Al Shamaa, 2012) explique cette différence par le fait qu'un volume très faible d'eau a été utilisé pour la conservation sous eau ce qui limite le phénomène de lixiviation des alcalins. En revanche, plus l'humidité relative diminue moins le gonflement est important. Aucun gonflement n'est observé en dessous de 94% HR sauf pour le béton « HR91-Im » qui montre un gonflement au bout de 350 jours correspondant à une immersion dans l'eau. Ces résultats sont en accord avec l'étude de (Heinz et al., 1987) qui montrent qu'aucun gonflement n'est observé en dessous de 90%HR. Une autre étude faite sur ce sujet par (Graf, 2007) montre également le même seuil à 90% HR.

I.3.5 Les modèles numériques liés à la RSI

Il existe de nombreux modèles numériques dans la littérature concernant la RSI. Certains permettent de prédire uniquement le gonflement final du béton. D'autres donnent des informations sur la quantité de produits formés ou encore sur la cinétique et l'évolution de la

réaction. La plupart de ces modèles ont été réalisés dans le cadre du suivi des ouvrages existants. Dans cette partie, trois familles de modèles sont présentées :

- les modèles statiques,
- les modèles thermodynamiques,
- les modèles cinétiques.

L'objectif de ce travail étant de proposer un indicateur de durabilité pour la détection des réactions de gonflement interne dans le béton, seuls les modèles pouvant relier l'évolution d'un indicateur de durabilité à un ou des paramètres d'entrées seront présentés.

1.3.5.1 Les modèles statiques

Les modèles statiques sont pour la plupart composés d'une seule équation, donnant la valeur du gonflement final d'un béton atteint par la RSI. (Zhang et al., 2002) proposent un modèle statique permettant d'avoir des informations sur le gonflement final obtenu à partir des paramètres de formulation influant sur la pathologie. L'expansion finale obtenue est directement liée au « DEF index » (équation I-12) qui prend en compte les proportions de sulfates, d'aluminates et d'alcalins du liant. Ce modèle propose donc des valeurs seuils :

- en dessous de 0,8 aucun gonflement ne sera observé,
- au-delà de 1,2 le liant est a priori susceptible de créer du gonflement par RSI.

Néanmoins, ce modèle n'est valable que pour des bétons ayant subi un traitement thermique à 85°C et conservé à 100% HR.

(Pavoine et al., 2012) proposent un modèle statique permettant de prendre en compte l'effet de la température, de la composition du liant (notamment de la teneur en alcalins et en sulfates), de la finesse du ciment sur l'expansion et du module d'élasticité dynamique du béton. Les valeurs d'expansions finales obtenues dépendent également du temps d'immersion dans l'eau et ne sont valables que dans un domaine défini (tableau I-4). Deux équations (I-13) et (I-14), permettant d'obtenir l'expansion finale sont proposées suivant le temps d'immersion respectivement de 490 et 1700 jours.

$$Exp_{(490j)}(s,a,b,T) = 0.243 + 0.135s + 0.116a + 0.072b + 0.068T + 0.055sa + 0.031sb + 0.041sT + 0.031ab - 0.012aT - 0.015sat(\%) \quad (I-13)$$

$$Exp_{(1700j)}(s,a,b,t) = 0.314 + 0.144s + 0.127a + 0.099b + 0.050T + 0.052sa + 0.024sb + 0.034sT + 0.021ab - 0.30aT - 0.017sat(\%) \quad (I-14)$$

Les termes « a », « b », « s » et « T » font référence à des valeurs normées entre -1 et +1 respectivement pour la teneur en alcalin, la surface spécifique du ciment, la teneur en sulfate et la température. Ce modèle permet également de hiérarchiser et de coupler les différents paramètres selon leur impact sur le gonflement en leur attachant des coefficients de pondération.

Paramètres	Seuil inférieur	Seuil supérieur
Alcalins (%)	0,5	1
Sulfates (%)	2,6	3,6
Surface spécifique Blaine (cm ² /g)	3330	4635
Température (°C)	75	85
Valeurs normées	-1	1

Tableau I-4: Valeurs seuils et paramètres utilisés dans le modèle (Pavoine et al., 2012)

Le modèle de (Mulongo et al., 2013a et 2013b) permet à partir de la théorie de la réaction cinétique de prédire le potentiel des ciments Portland à présenter une formation d’ettringite différée. Ce modèle prend en compte la composition du ciment notamment la teneur en alcalins, sulfates, aluminates et chaux et la surface spécifique du ciment. Deux principales équations (I-15) et (I-16) définissent des seuils au-delà desquels le ciment peut présenter des risques pour la RSI.

$$(A)_w > \frac{3.745f\rho_c}{m} \quad (\text{I-15})$$

$$\frac{(\bar{S})_w}{(A)_w} > \frac{7.491f\rho_c}{n(A)_w} + \frac{m}{n} \quad (\text{I-16})$$

$(A)_w$ et $(\bar{S})_w$ représentent respectivement les teneurs en aluminates et en sulfates, ρ_c la porosité capillaire et f la fraction de pores. Les paramètres m et n sont compris entre 0 et 1 et prennent en compte plusieurs facteurs comme la température, le temps de maintien et les autres éléments entrant dans la formulation du béton.

Ces modèles statiques permettent de décrire uniquement le gonflement final obtenu par la formation d’ettringite différée, en évaluant la réactivité potentielle de la formulation vis-à-vis de cette pathologie. Ces modèles ne prennent en compte que certains paramètres influant notamment sur la composition du liant et l’effet de la température et de la conservation pour ce qui est de l’environnement. Ces derniers ne donnent pas d’information sur la cinétique de la réaction ce qui rend leur utilisation très limitée.

I.3.5.2 Les modèles thermodynamiques

Les modèles thermodynamiques permettent de déterminer la quantité d'ettringite différée produite en se basant sur les constantes de solubilité des produits de réaction. Les modèles de (Damidot et al., 1992, 1993 ; Flatt et al., 2008) utilisent cette approche thermodynamique et permettent d'estimer le potentiel d'expansion d'origine chimique uniquement et ne rendent donc pas compte du potentiel de gonflement réel, car ni les conditions environnementales et notamment l'humidité ne sont prises en compte ni la cinétique d'expansion due à la formation de DEF.

(Salgues, 2013, Salgues et al., 2014) proposent un modèle permettant de prendre en considération la cinétique des réactions, dépendant notamment du degré d'hydratation et de l'histoire thermique. Ce modèle permet de prédire les cinétiques de réaction et la quantité d'ettringite différée formée dans le cas d'un béton soumis à une élévation de température au jeune âge en prenant en considération les équilibres thermodynamiques des hydrates formés, l'adsorption des ions par les C-S-H et les équations de conservation de la masse incluant les mécanismes de diffusion. La prise en compte de l'adsorption des ions sulfates par les C-S-H est donnée par l'équation I-17, et prend en compte l'effet de la température et de la concentration en sulfates et en alcalins sur cette capacité d'adsorption.

$$[SO_{4Beq}^{2-}] = 2,067 \cdot CSH \cdot (T)^{0,2124} \cdot [Na^+]^{0,2004} \cdot [SO_4^{2-}] \quad (I-17)$$

Le coefficient 2,067 dépend du rapport C/S des C-S-H et prend cette valeur pour un rapport de 1,6. D'autres équations du même type permettent de prendre en compte la liaison entre les ions aluminates et les alcalins sur les C-S-H. L'importance de la concentration en calcium sur la formation d'ettringite, régie par la dissolution de la Portlandite, elle-même liée à la concentration en alcalins et à la température est également prise en compte (équation I-18).

$$[Ca^{2+}] = 5,09 \cdot 10^{-11} \exp(-0,21[Na^+] - 5,6 \cdot T + 0,06 \cdot T \cdot [Na^+]) \quad (I-18)$$

La cinétique de dissolution ou de précipitation des hydrates et la cinétique de liaisons des ions sur les C-S-H sont prises en compte par 5 équations de conservation de la masse :

- 2 pour les principaux hydrates formés à savoir les monosulfoaluminates (Afm , équation I-19) et l'ettringite (Aft),
- 3 autres pour les ions sulfates (équation I-20), alcalins et aluminates susceptibles de se lier au C-S-H.

$$\frac{\partial A_{fm}}{\partial t} = \chi \left(1 - \frac{\log ([Ca^{2+}]^4 [SO_4^{2-}] [Al(OH_4)^-]^2 [OH^-]^4)}{\log (K_{Afm})} \right) \quad (I-19)$$

$$\frac{\partial [SO_{4B}^{2-}]}{\partial t} = \chi (\log [SO_{4Beq}^{2-}] - \log [SO_{4B}^{2-}]) \quad (I-20)$$

(X) correspond à l'activité de l'espèce X, K_{Afm} à la constante de solubilité de l'Afm et χ au facteur cinétique.

Le facteur cinétique représente les échanges dans le VER (Volume Élémentaire Représentatif) par micro diffusion et dépend notamment de la température, de la teneur en eau et de l'endommagement du matériau. Il prend en compte l'effet de l'activation thermique sur la vitesse de diffusion par l'intermédiaire d'une loi d'Arrhenius. Ce modèle est complet et permet de prédire la quantité d'ettringite formée au cours du temps en prenant en compte les conditions de conservation (température, humidité, lixiviation) et les espèces disponibles pour la réaction. Par la suite, l'évolution de la quantité d'ettringite formée est convertie en volume afin d'intégrer la déformation d'origine chimique par l'intermédiaire d'un modèle poro-mécanique et d'en déduire la pression de cristallisation exercée sur la matrice cimentaire. La prise en compte de tous ces éléments rend ce modèle complet mais nécessite un grand nombre d'essais expérimentaux afin d'être correctement calibré.

I.3.5.3 Les modèles cinétiques

Les modèles cinétiques permettent de décrire l'avancement de la pathologie, en prenant en compte la cinétique des réactions chimiques. (Brunetaud, 2005) propose un modèle cinétique basé sur les travaux de (Larive, 1997) concernant la RAG et ajoute à l'équation décrivant l'avancement de la réaction une partie permettant de prendre en compte le fait que, dans le cas de la RSI, la courbe sigmoïdale ne se stabilise pas sur une valeur finie mais continue de croître très faiblement (figure I-21). Cette partie est corrigée par le rapport $\frac{\tau_c}{\tau_l}$ qui exprime le fait que plus la courbure de la fonction est grande plus la pente résiduelle sera faible. Ce modèle utilise donc une loi d'avancement de la réaction en fonction du temps (équation I-21) comportant cinq paramètres :

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_{sig} \frac{1 - e^{-\frac{t-t_0}{\tau_c}}}{1 + e^{-\frac{t-t_0-\tau_l}{\tau_c}}} \left(1 + \frac{\tau_c}{\tau_l} \alpha_{(E/C)} \frac{\beta \tau_l}{\beta \tau_l + t - t_0} \right) \quad (I-21)$$

Le paramètre ε_{sig} permet d'ajuster la valeur au point d'inflexion, t_0 vient corriger la valeur du temps afin de prendre en compte le fait que durant les premiers jours l'expansion est nulle. Le

paramètre $\alpha_{(E/C)}$ permet de jouer sur la proportion relative de la fraction purement sigmoïde et de la fraction sigmoïde linéaire de la courbe de gonflement ; ce paramètre nécessite un réglage pour chaque changement du rapport E/C. Le paramètre β permet de régler l'amortissement de la fraction linéaire de la courbe. ε_{sig} correspond au gonflement maximal atteint lorsque la réaction s'arrête. Pour finir τ_l et τ_c représentent respectivement le temps de latence et le temps caractéristique ; le temps de latence caractérise l'instant où la réaction s'accélère du fait de la microfissuration et le temps caractéristique permet de caractériser le temps au bout duquel le palier de déformation est atteint (figure I-21).

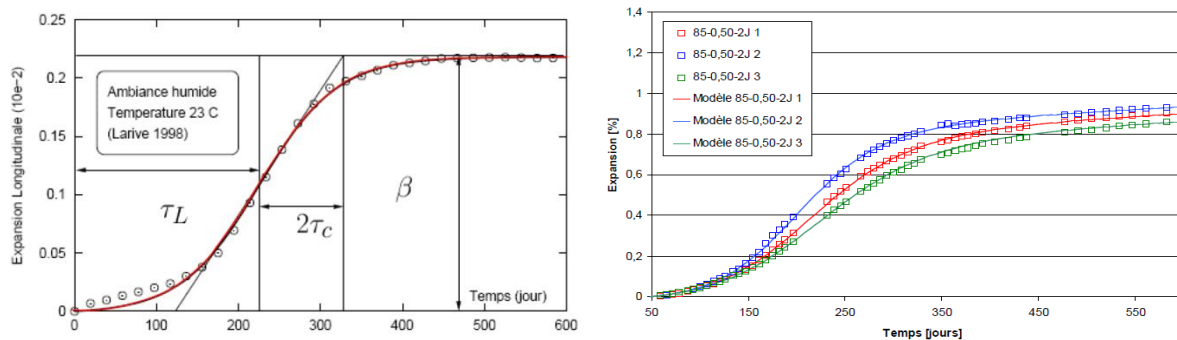


Figure I-21: a) Représentation type d'une courbe de gonflement provoqué par la RSI (Larive, 1998) représenté par Grimal (Grimal, 2007) ; b) Exemple de courbe d'expansion pour le cas des bétons 85-0.5-2j (Température d'échauffement à 85°C pendant 2 jours, teneur en alcalins 0.5%) du plan « échauffement » (Brunetaud, 2005)

Ce modèle est en réalité composé uniquement d'une équation paramétrable permettant de décrire une courbe de gonflement mais pas de la prédire, ce qui en limite l'utilisation (Salgues, 2013). De plus l'avancement de la réaction peut dépasser 1 ce qui pose un problème au niveau thermodynamique.

(Kchakech, 2016) propose un modèle cinétique basé sur les travaux de (Brunetaud, 2005) avec une nouvelle équation d'avancement de la réaction permettant de caler les cas étudiés. En effet avec la loi proposée par (Brunetaud, 2005), il a constaté une surestimation de la valeur du gonflement final sur le cas R1_J_81_14 (Figure I-22).

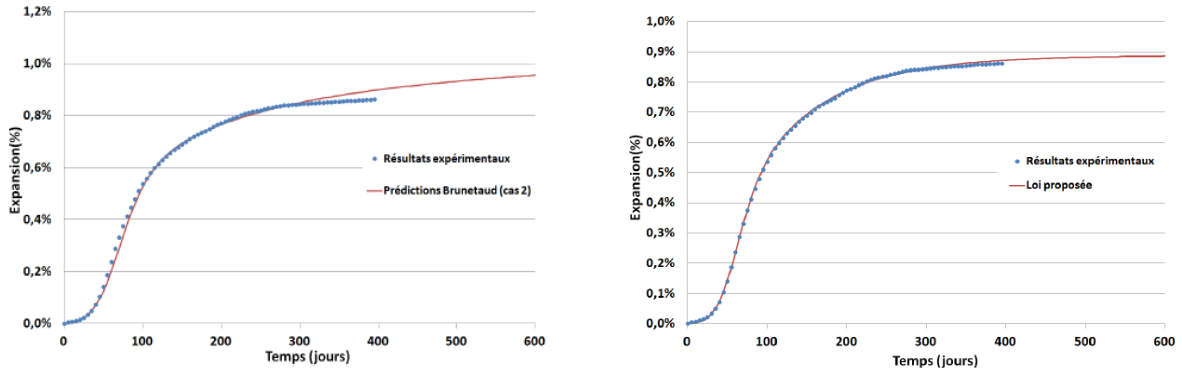


Figure I-22: Comparaison entre les prédictions et les résultats expérimentaux (cas R1 J 81 14) : a) prédiction de Brunetaud (Brunetaud, 2005) ; b) prédiction de Kchakech (Kchakech, 2016)

Dans le but d'obtenir une forte corrélation entre les résultats expérimentaux d'une part, pour le cas où seule la RSI est développée et d'autre part, pour le cas de la concomitance avec la RAG, (Kchakech, 2016) propose une modification du terme d'avancement linéaire de la loi de (Brunetaud, 2005) causant une surestimation du gonflement final et choisit une fonction exponentielle pour décrire cette partie de la courbe d'expansion (équation I-22).

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_{\infty} \frac{1 - e^{\left(\frac{-t}{\tau_c}\right)}}{1 + e^{\left(\frac{-t - \tau_l}{\tau_c}\right)}} (1 - \beta e^{\left(\frac{-t}{\alpha}\right)}) + \varepsilon_{hyd} \quad (I-22)$$

Cette nouvelle équation d'avancement de la réaction a deux paramètres de calage. Le paramètre α (exprimé en jours) joue sur la partie asymptotique de la courbe de gonflement. Le paramètre β , variant de 0 à 1, joue sur la phase initiale correspondant au déclenchement de la réaction. Ces deux paramètres ne peuvent pas être dissociés et doivent être pris en compte sous forme d'un couple. (Kchakech, 2016) rajoute également le paramètre ε_{hyd} permettant de considérer le gonflement instantané dû à l'absorption d'eau. Les résultats obtenus par ce modèle permettent de décrire correctement l'expansion sans pour autant la surestimer : 0,89% avec la loi modifiée contre 1,09% avec celle proposée par (Brunetaud, 2005), avec également des erreurs quadratiques bien plus faibles (erreur entre la courbe prédite et les résultats expérimentaux au sens des moindres carrés) $1,66 \cdot 10^{-6}$ contre $1,18 \cdot 10^{-5}$ dans le cas de (Brunetaud, 2005). De plus, l'estimation faite avec les résultats de (Martin, 2011) sur la concomitance avec la RAG donne une bonne prédiction. En effet, l'erreur quadratique obtenue est de $5,09 \cdot 10^{-6}$.

Cette loi paraît très satisfaisante car d'une part elle a permis de prédire le gonflement de tous les cas étudiés dans la thèse de (Kchakech, 2016) avec une très bonne précision et d'autre part, elle permet une bonne estimation des gonflements dans le cas de la concomitance avec la Réaction Alkali Granulat (RAG).

La revue de ces modèles montre à quel point il est difficile de prendre en compte tous les paramètres influant sur le développement de la pathologie. Les modèles statiques donnent des informations uniquement au niveau du gonflement final obtenu. Les modèles thermodynamiques permettent d'évaluer le potentiel de gonflement d'origine chimique et nécessitent un grand nombre de paramètres, ce qui représente énormément d'essais en laboratoire pour les calibrer. Néanmoins, les modèles cinétiques présentent l'avantage de n'être composés que d'une seule équation paramétrable, contenant peu de paramètres et dans le cas du modèle proposé par (Kchakech, 2016) de prédire correctement un grand nombre d'expansions observées en laboratoire. L'implémentation de paramètres physico-chimiques simples à mesurer reliant l'évolution de la pathologie avec l'état de dégradation du béton pourrait permettre de faciliter l'utilisation de ces modèles et d'obtenir une meilleure calibration.

I.4 LA RÉACTION ALCALI-GRANULAT

Il existe trois réactions alcali-granulat : la réaction alcali-silicate, la réaction alcali-carbonate et la réaction alcali-silice.



Figure I-23 : Réseau de fissures d'un mur en aile affecté par la RAS (Godart et al.2008)

Ce chapitre est uniquement consacré à la réaction alcali-silice (RAS). Cette pathologie se retrouve dans les ouvrages massifs lorsque la formulation du béton contient des granulats dit « réactifs », contenant de la silice amorphe et/ou mal cristallisée. La RAS se caractérise par la

formation d'un gel alcali-silice provoquant un gonflement du béton, réduisant grandement les propriétés (mécaniques, transfert) de l'ouvrage (figure I-23).

I.4.1 Les différents types de réaction

La réaction alcali-granulat provient de la différence de pH entre la solution interstitielle du béton dont le pH est voisin de 13 et les minéraux constitutifs des granulats ayant un pH voisin de 7 (Godart et al., 2008). On appelle donc réaction alcali-granulat toute réaction solide-liquide ayant lieu entre la solution interstitielle du béton comportant une forte concentration en alcalins et les granulats. Les conditions permettant ce type de réaction sont donc la réactivité des granulats, la quantité d'alcalins et la présence d'eau.

On distingue principalement trois types de réactions :

- la réaction alcali-silice,
- la réaction alcali-silicate,
- la réaction alcali-carbonate.

La réaction alcali-silice est de loin la plus répandue ; c'est donc sur cette dernière que cette étude bibliographique est focalisée.

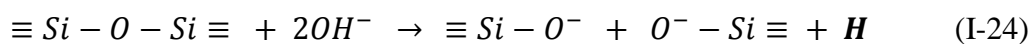
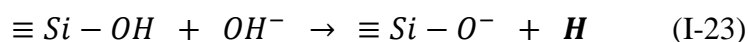
I.4.2 Les mécanismes de la réaction alcali-silice

La réaction alcali-silice fait intervenir trois principaux composants : la silice amorphe contenue dans les granulats, les ions alcalins et hydroxyles de la solution interstitielle et l'eau. Cette réaction produit un gel amorphe silico-alcalin pouvant gonfler en présence d'eau.

I.4.2.1 L'approche topochimique

(Dent Glasser et Kataoka, 1981) ont proposé un mécanisme de formation de gel silico-alcalin en deux principales étapes.

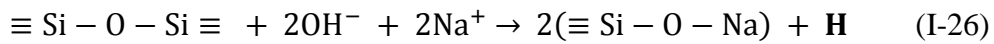
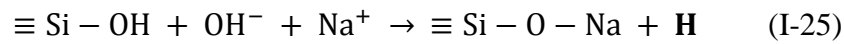
La première étape correspond à la ionisation des liaisons silanols ($\equiv Si - OH$) suivie par une rupture des ponts siloxanes ($\equiv Si - O - Si \equiv$) après une attaque des ions hydroxyles selon les réactions I-23 et I-24:



Cette rupture est favorisée par l'existence de défauts cristallins de la structure siliceuse contenue dans les granulats. Suivant le nombre d'atomes d'hydrogène remplacés, de

nombreux produits intermédiaires sont possibles (H_4SiO_4 , H_3SiO_4^- et $\text{H}_2\text{SiO}_4^{2-}$) ; leur concentration dépend du degré d'alcalinité et donc du pH de la solution interstitielle (Prezzi et al., 1997 ; Dent Glasser et Kataoka, 1981).

La seconde étape correspond à la compensation de la charge négative par les ions Na^+ et K^+ qui diffusent dans le milieu poreux pour se fixer sur l'oxygène selon les réactions (I-25) et (I-26) pour former un gel silico-alcalin de la forme Si-O-Na . Ces alcalins proviennent des phases anhydres et vont se dissoudre lors de l'hydratation à l'état de base ($\text{K}^+ \text{OH}^-$) et ($\text{Na}^+ \text{OH}^-$). Cette dissolution entraîne une forte alcalinité de la solution interstitielle. Cette concentration en alcalins dépend donc du degré d'hydratation de la matrice cimentaire (Dron et al., 1998).



Dans les équations (I-25 et I-26), le rôle du calcium n'est pas pris en compte. Or selon (Wang et Gillot, 1991), le calcium a un rôle majeur dans le processus de formation du gel. Le mécanisme proposé est décrit en quatre étapes.

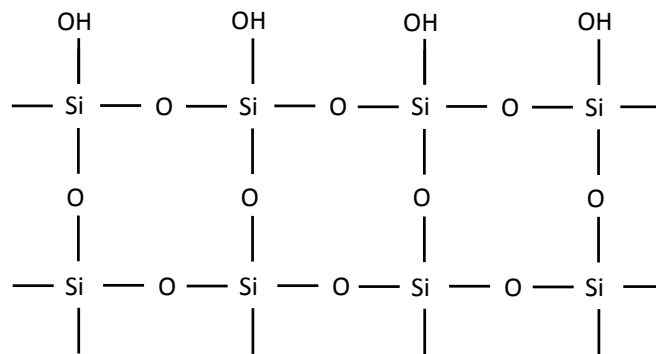


Figure I-24: Structure de l'opale (Wang et Gillot, 1991)

L'opale est un des minéraux considéré comme réactif vis-à-vis de la RAS et est donc un bon exemple pour décrire ce mécanisme. On distingue sur la figure I-24 les liaisons silanols à la surface de l'opale.

Le mécanisme qui suit n'est pas différent de celui proposé par (Dent Glasser et Kataoka, 1981), avec une ionisation des liaisons silanols situées à la surface du granulat, provoquée par les ions hydroxyles. Cette rupture favorise la fixation des ions alcalins y compris le calcium à la place des ions H^+ , comme le montre la figure I-25.

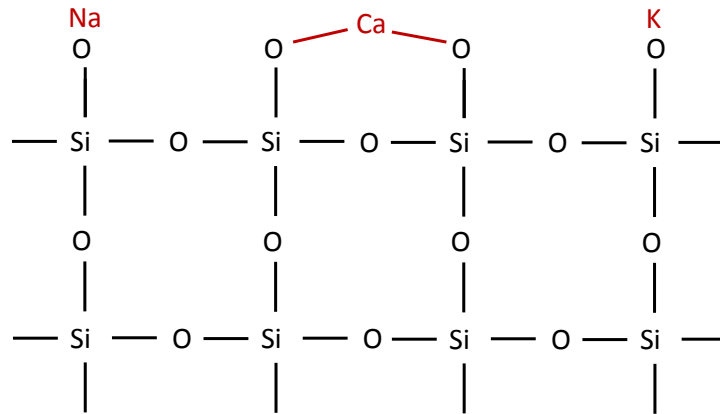


Figure I-25: Echange des ions alcalins et/ou calcium avec les protons à la surface des groupes silanols (Wang et Gillot, 1991)

Il s'en suit une attaque des ponts siloxanes par les hydroxyles comme le montre la figure I-26.

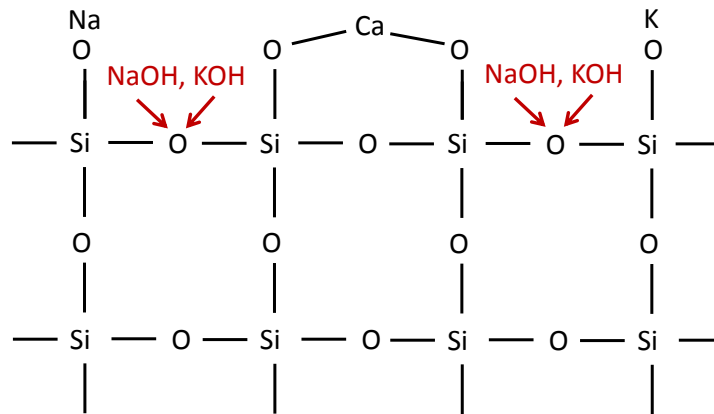


Figure I-26: Attaque des alcalins sur les liaisons interne Si-O-Si (Wang et Gillot, 1991)

Les alcalins vont ensuite diffuser vers les sites de réaction et vont permuter avec les protons (H^+) pour former un groupe silico-alcalin, figure I-27. Ce dernier a une grande affinité avec l'eau et va donc produire un complexe silico-alcalin colloïdal gonflant ce qui va engendrer des pressions conduisant à l'expansion.

Le fait que les ions alcalins diffusent vers les sites de réaction avant les ions calcium peut être attribué à deux facteurs :

- d'une part, il y a plus d'ions alcalins disponibles au stade initial de la réaction du fait de la plus grande solubilité de ces derniers par rapport à la Portlandite. De plus, l'échange des protons sur les groupes silanols étant principalement contrôlé par la diffusion des cations (K^+ , Na^+ et Ca^{2+}) vers les sites de réactions et la vitesse de diffusion étant corrélée avec la concentration des espèces ioniques, il en résulte une

cinétique de diffusion plus importante pour les cations qui arrivent donc en premier sur les sites réactifs.

- d'autre part le rayon ionique des ions K^+ et Na^+ est plus petit que celui du Ca^{2+} ce qui aurait tendance à faciliter la diffusion des alcalins vers les sites réactifs.

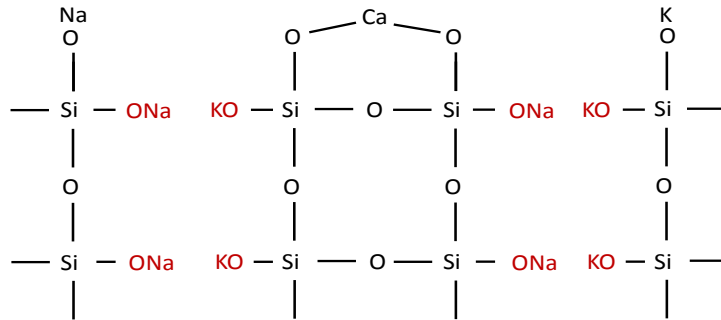


Figure I-27: Echange des ions alcalins avec les protons des groupes silanols internes (Wang et Gillot, 1991)

Une fois que l'expansion due au gonflement du complexe silico-alcalin se produit, les ions calcium ont plus d'espace ce qui augmente la probabilité de diffusion de ces derniers vers les complexes silico-alcalins. Un échange intervient ensuite entre les alcalins et le calcium du fait que la liaison Ca-O a une plus grande énergie électrostatique que la liaison O-K ou encore la liaison O-Na (figure I-28).

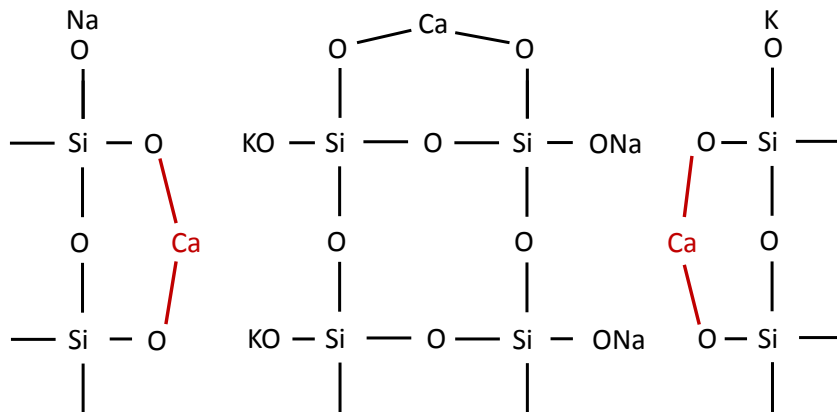


Figure I-28: Echange des ions calcium avec les ions alcalins (Wang et Gillot, 1991)

Ce remplacement des ions K^+ et Na^+ par les ions Ca^{2+} va libérer les alcalins qui vont donc devenir disponibles à nouveau pour d'autres échanges et ainsi former de nouveaux gels expansifs.

1.4.2.2 Le processus de dissolution-précipitation

Le processus proposé par (Dron et al., 1998) est basé sur le fait que les réactions chimiques nécessaires à la formation du gel se produisent dans la solution interstitielle. Ce processus commence par une mise en solution de la silice sous forme anionique due à la rupture des ponts siloxanes par les ions hydroxyles ; ce phénomène se produit dans des solutions aqueuses de bases fortes. Les ions hydroxyles et calcium issus de la dissolution de la Portlandite ainsi que les ions silicatés vont ensuite diffuser et précipiter avec les alcalins pour former le gel. Dron s'appuyant sur une approche thermodynamique, a établi le diagramme des potentiels chimiques du système K-S-H (figure I-29). En fonction des concentrations, les produits formés sont du type C-S-H, C-K-S-H ou encore C-N-S-H.

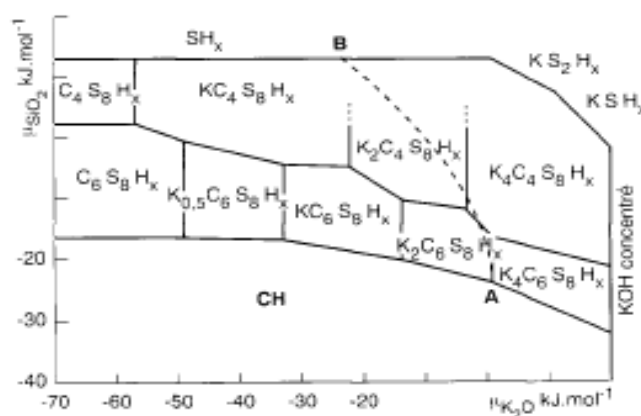


Figure I-29: Diagramme des équilibres chimiques pour le système K-S-H (Dron et al., 1998)

La grande diversité des produits de réactions permet d'obtenir une structuration du gel différente selon les produits formés ; une observation au MEB permet de mettre en évidence ces différences allant d'un gel lisse amorphe jusqu'à des produits plus organisés (Figure I-30) (Poyet, 2003).

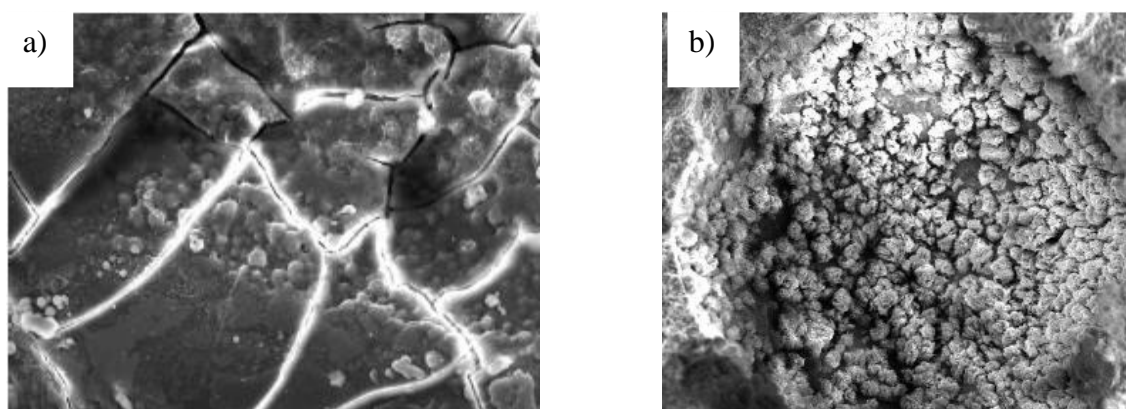


Figure I-30: Produits de réactions observés au MEB : a) produits lisses amorphes ; b) produits organisés au fond d'un pore (Poyet, 2003)

I.4.3 Les théories d'expansion

La capacité expansive du gel alcali-silice dépend de la composition chimique initiale du ciment (teneurs en alcalin), de la présence de granulats réactifs et d'eau. Il existe de nombreux mécanismes associés à l'expansion du béton par la formation de gel alcali-silice. Ces mécanismes sont en réalité couplés.

I.4.3.1 La double couche électrique

Selon (Prezzi et al., 1997) le gonflement du gel silico-alcalin est dû au développement d'une double couche électrique à la surface des silicates pour compenser les charges négatives présentes. Cette double couche est principalement composée d'ions calcium, potassium et sodium. Ce système composé de particules de silice colloïdale et de la solution interstitielle va gonfler sous l'effet de la répulsion électrostatique. La pression exercée par ce gel sur la matrice cimentaire pourrait s'étendre de 2,2 à 10,3MPa ce qui est suffisant pour permettre la fissuration de la matrice cimentaire par traction.

I.4.3.2 La pression osmotique

Selon (Dent Glasser et Kataoka, 1981), la structure colloïdale du gel formé entraîne une forte absorption d'eau ce qui induit le gonflement. Il s'agit du même principe que celui évoqué pour la RSI, le flux d'eau est à l'origine des pressions exercées sur la matrice cimentaire. (Diamond, 1997) souligne l'importance de la Portlandite en tant que source d'hydroxyde de calcium dans ce gel qui permet une stabilisation. En effet, moins il y a d'hydroxyde de calcium dans le gel, plus il est fluide. Il n'exerce donc pas de pression sur la matrice cimentaire.

I.4.3.3 La pression de cristallisation

Il y aurait une libération d'énergie entraînée par la dissolution de la silice réactive et de la Portlandite permettant la création d'un gel silico calcique (C-K-S-H et C-N-S-H) (Dron et al., 1992, 1993, 1998). En effet, la silice diffuse vers la solution interstitielle pour se recombinaison selon le processus de dissolution/précipitation évoqué précédemment. Les produits formés seraient moins denses que les réactifs consommés entraînant un changement de volume. Le gonflement serait donc dû à cette pression de cristallisation, calculable grâce à la formule de Riecke (I-27).

$$P = \frac{-\Delta G}{V_x} \quad (I-27)$$

ΔG correspond à la variation d'enthalpie libre de la réaction de précipitation et V_x au volume molaire du précipité.

1.4.3.4 La dissipation du gel

Cette théorie proposée par (Jones, 1987) est décrite en deux étapes. La première étape qui correspond à l'hydratation et à la formation du gel est suivie par une seconde étape correspondant à la dissipation du gel (figure I-31). L'expansion du béton se produit dans le cas où la vitesse de dissipation du gel est inférieure à sa vitesse de formation. La vitesse de dissipation du gel est fonction de plusieurs paramètres comme la viscosité du gel, la porosité et la perméabilité de la matrice cimentaire.

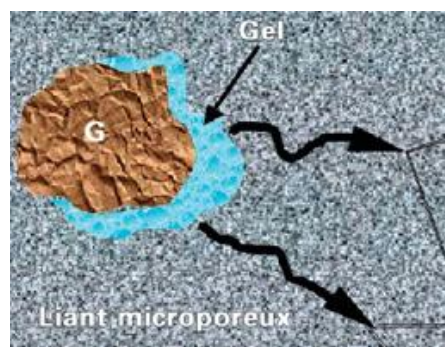


Figure I-31: Schéma représentant le mécanisme de dissipation du gel (Godart et al., 2008)

1.4.3.5 Le gonflement des corps poreux

Cette théorie proposée par (Couty, 1999) implique qu'un corps poreux (granulat) mis en contact avec la vapeur d'eau ou un liquide va voir son volume croître. Ce gonflement serait dû à une diminution de l'énergie libre superficielle à l'interface gel/granulat. En effet, la contrainte à l'interface est proportionnelle au rapport des volumes poreux et à la variation d'énergie libre superficielle des deux phases. Cette contrainte exercée pourrait provoquer la fissuration du granulat et de la matrice cimentaire.

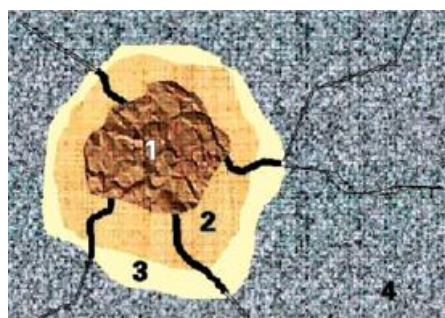


Figure I-32: Schéma représentant le mécanisme de gonflement des corps poreux (Godart et al., 2008)

Sur le schéma proposé par (Godart et al., 2008) (Figure I-32), la zone 1 correspond au granulat sain, la zone 2 représente la partie externe du granulat devenue poreuse et la zone 3 représente l'augmentation de volume de la zone 2.

I.4.3.6 Le gonflement granulaire

Selon (Chatterji et al., 1988), le calcium empêche la silice de diffuser hors du granulat en précipitant avec elle et forme une barrière de diffusion, autour du grain, constituée de C-S-H et/ou C-N-S-H et/ou C-K-S-H. La silice est dissoute et migre vers la solution interstitielle. La vitesse de migration de la silice dépend de la concentration locale en $\text{Ca}(\text{OH})_2$: plus il y a de calcium plus la migration est difficile.

Le gonflement est ainsi entraîné par le fait qu'il y ait plus de matière qui rentre que de matière qui sort du granulat. Il est donc possible de dire que s'il y a plus d'ions alcalins, calcium, hydroxyles et d'eau qui rentrent dans les grains que de silice dissoute qui n'en sort, il y a du gonflement.

I.4.3.7 L'anisotropie de l'alcali-réaction

L'anisotropie du gonflement induit par la Réaction Alcali-Silice (RAS) en gonflement libre a été mise en évidence dans plusieurs études. (Larive, 1997) a montré que le gonflement longitudinal d'éprouvettes cylindriques en gonflement libre et coulées verticalement était environ deux fois supérieur au gonflement transversal.

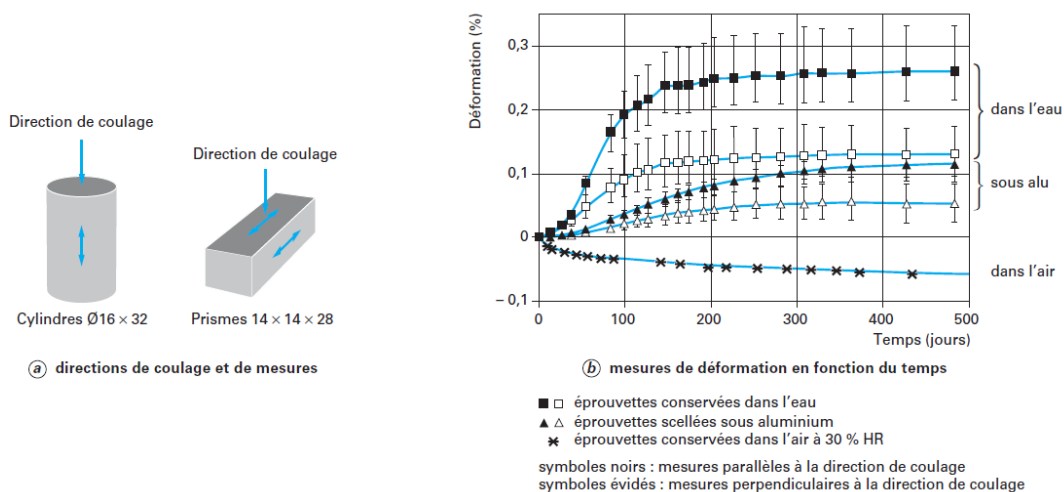


Figure I-33: Echantillons cylindrique et prismatique (a) et mesures de déformations (b)

(Multon, 2006)

(Multon, 2004) a également mis en évidence ce phénomène en réalisant des essais sur des échantillons cylindriques verticaux et des prismes horizontaux coulés tous deux verticalement.

L'expansion verticale mesurée sur les éprouvettes cylindriques était deux fois plus importante que l'expansion horizontale mesurée sur les prismes (figure I-33). Ce phénomène montre l'importance de l'effet du sens de coulage sur le gonflement. En effet, l'orientation des granulats et la distribution de l'eau autour de ces derniers va influencer sur l'apparition des fissurations en cas d'alcali-réaction. Dans le cas d'un gonflement sous contraintes mécaniques, (Larive, 1997 ; Multon, 2004) ont observé que la fissuration était en général alignée selon les directions principales de compression du béton. (Charpin, 2013) propose un mécanisme en expliquant que le béton étant sec en surface et humide à cœur, la réaction se produit moins en surface et provoque ainsi moins de gonflement. Cette différence de gonflement entre le cœur et la surface du béton va provoquer des contraintes de compression et produire de la fissuration en surface orientée selon les directions principales de compression de la structure.

I.4.4 Les paramètres influents

Il existe de nombreux paramètres permettant l'initiation et le développement de la RAS. Ces derniers peuvent être classés en deux catégories : ceux liés à la formulation du béton et ceux liés aux conditions environnementales. Comme pour la RSI, l'influence de certains de ces paramètres ne fait pas encore consensus dans la littérature.

I.4.4.1 Les paramètres de formulation

Trois principaux éléments relatifs à la formulation des bétons influent sur l'apparition de la RAS : l'eau, les alcalins et la silice amorphe et/ou mal cristallisée des granulats. Néanmoins, il existe de nombreux paramètres de formulation influant sur cette pathologie ; outre ceux cités précédemment, la nature du liant peut également influencer sur l'apparition de la RAS.

I.4.4.1.1 La teneur en alcalins

Les alcalins font partie des trois principaux réactifs entrant en jeu lors de la formation du gel alcali-silice et proviennent principalement du ciment mais aussi de certains granulats, eau de gâchage et adjuvants. La figure I-34 montre l'influence de la teneur en alcalins équivalents ($\text{Na}_2\text{O} + 0,658 \text{ K}_2\text{O}$) sur le phénomène d'expansion dû à la RAS. Plus la concentration en alcalin équivalent est importante plus le gonflement sera important.

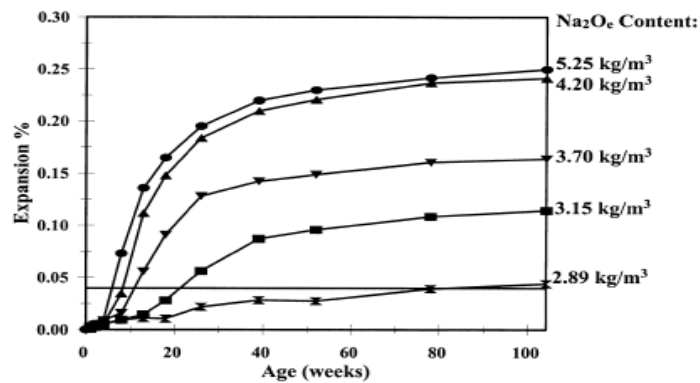


Figure I-34: Effet de la teneur en alcalins sur le gonflement du béton dû à la RAS (Shehata et al., 2000)

Il s'avère également que pour une concentration en alcalin équivalent inférieure à 3 kg/m³, l'expansion est limitée et est considérée comme non dommageable, (gonflement de 0,04%) dans l'étude de (Shehata et al., 2000).

I.4.4.1.2 Les granulats

La réactivité des granulats est due à la structure mal cristallisée des silicates. En effet, ce réseau de tétraèdres siliceux n'est pas arrangé de manière régulière, ce qui induit des défauts dans la structure ainsi qu'une grande surface spécifique (Prezzi et al., 1997). L'augmentation de la réactivité des granulats avec la solution interstitielle est une conséquence de cette plus grande surface disponible. De plus, la forme du granulat joue également sur la surface spécifique ; plus la forme du granulat est allongée plus la surface spécifique augmente et cela induit une plus grande surface réactive disponible (Sachlova., 2013). Selon (Couty, 1999), la réactivité des granulats siliceux dépend de l'angle suivant lequel est disposé le pont siloxane. Comme le montre la figure I-35, il existe un angle aux alentours de 150° pour lequel l'énergie de liaison est la plus faible, ce qui correspond au réseau siliceux le plus soluble. Il en vient que plus l'énergie de liaison est faible plus la réactivité du granulat sera importante.

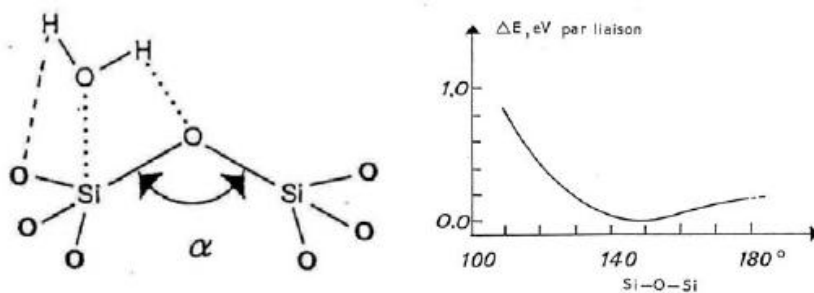


Figure I-35: Energie de la liaison en fonction de l'angle de la liaison siloxane (Couty, 1999)

La norme FD P18-464 prévoit un classement des granulats en trois catégories en fonction de leur réactivité :

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

La taille des granulats influe également sur l'amplitude des déformations. Il existe un effet dit « pessimum » relatif à la dimension des granulats pour laquelle une amplitude de gonflement maximale est observée. Une étude de (Gao et al., 2013) montre cet effet et également l'influence de l'effet d'échelle sur l'amplitude des déformations.

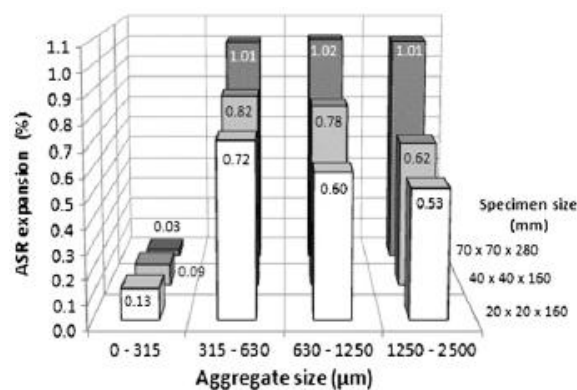


Figure I-36: Effet d'échelle et de la taille des granulats sur l'expansion finale (Gao et al., 2013)

L'effet pessimum est remarqué pour une granulométrie comprise entre 315 et 630 μm . Ce phénomène est observé sur les plus petites éprouvettes contrairement à celles de plus grandes dimensions. Il est dû au fait que pour des granulats fins, la répartition de ces derniers est plus homogène dans la matrice cimentaire. Les distances entre granulats se retrouvent donc réduites, accélérant ainsi le processus de dégradation par une diffusion plus aisée des alcalins vers les sites réactifs. En revanche, ce mécanisme n'explique pas le faible gonflement pour les granulats de dimension inférieure à 315 μm . (Gao et al., 2013) fait donc une hypothèse sur l'épaisseur de la porosité à l'ITZ en disant que cette dernière est indépendante de la taille des granulats réactifs et que le volume de gel créé est proportionnel à la taille des granulats. Pour des granulats de faibles dimensions (<315 μm), le volume de gel créé suffit juste à remplir la porosité de l'ITZ et n'exerce donc que très peu de contraintes sur la matrice cimentaire. La figure I-36 montre également l'importance de l'effet d'échelle sur l'expansion finale. L'effet pessimum n'est pas observé sur l'éprouvette de plus grande dimension. Ceci est dû au fait que

plus la taille des granulats est importante par rapport à la taille des éprouvettes, plus la pression exercée est grande. Dans le cas d'éprouvettes de petites dimensions, l'apparition de fissures se fait donc plus tôt dans le temps. Cette fissuration précoce permet donc au gel de se former dans ces zones fissurées sans exercer de pression et provoquant ainsi un gonflement moins important.

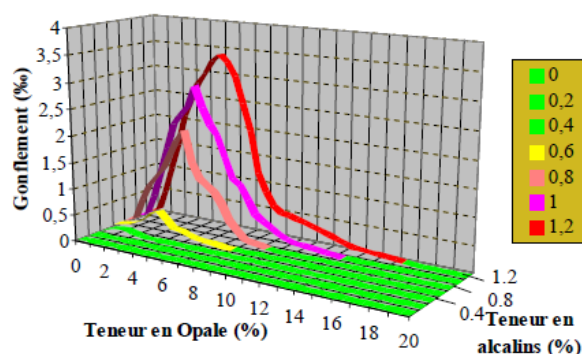


Figure I-37: Illustration de la notion de pessimum : cas d'une opale (Godart et al., 2008)

Cette notion de pessimum est également fonction de la teneur en granulats réactifs et en alcalins (Godart et al., 2008). Néanmoins, cette notion s'applique uniquement pour une certaine variété de granulats contenant une grande quantité de silice réactive et facilement accessible aux solutions agressives (Pelissou, 2017). Dans la figure I-37 montrant cet effet sur l'opale, la teneur pessimale en granulats réactifs se situe autour de 5% et ne peut être dissociée de la teneur en alcalins actifs exprimée en alcalins équivalents ($N + 0,658 K$) qui est dans ce cas de 1,2%.

I.4.4.1.3 Le rapport Eau/Ciment

La quantité d'eau incorporée dans le béton va jouer sur la porosité et donc sur les propriétés de transfert du béton. L'influence de la porosité sur le gonflement due à l'alcali-réaction a été mise en évidence par (Larive, 1997).

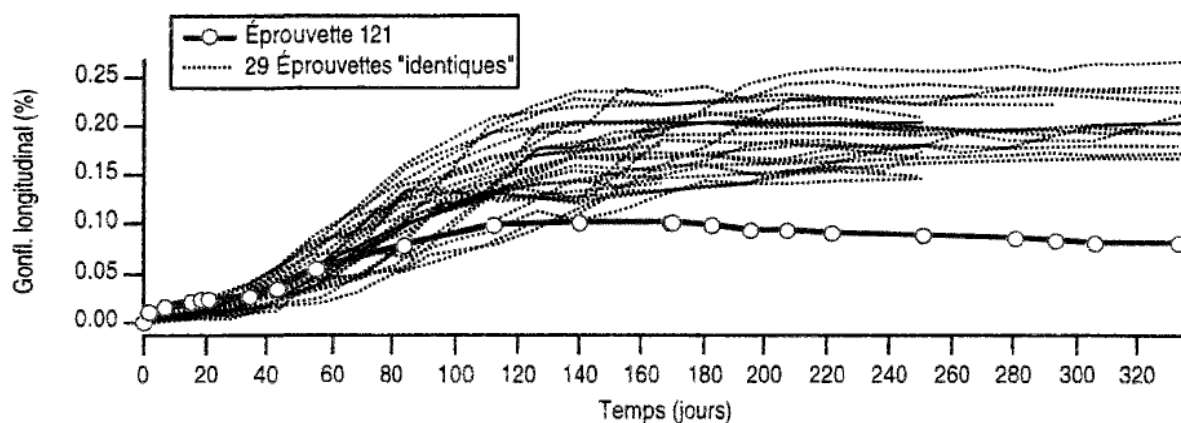


Figure I-38: Influence de la porosité sur l'amplitude des déformations (Larive, 1997)

En effet, sur l'éprouvette « 121 », il a été constaté une plus forte porosité que sur les autres éprouvettes de même composition en raison d'un temps de vibration plus court. La figure I-38 montre que l'amplitude du gonflement de cette éprouvette sort très largement du fuseau et est fortement diminuée. Il s'avère donc que malgré l'augmentation des propriétés de transfert due à cette augmentation de porosité, l'espace généré est suffisant pour le développement du gel silico-alcalin entraînant moins de contraintes sur la matrice cimentaire.

1.4.4.1.4 Les additions minérales

L'effet des additions minérales sur le gonflement dû à la RAS est maintenant bien connu et permet de réduire significativement ce dernier. En effet, les ajouts vont non seulement réduire la concentration en alcalins du fait qu'elle est utilisée en remplacement d'une partie du ciment mais également affecter la disponibilité des alcalins dans la solution interstitielle nécessaire à la formation du gel alcali-silice (Thomas, 2011).

La réduction significative du gonflement par l'ajout d'additions minérales dépend de nombreux facteurs (Shehata et al., 2000 ; Thomas, 2011). Pour un même gonflement, le taux d'ajout d'additions minérales croît avec l'augmentation (figure I-39):

- de la quantité d'alcalins apportés par le ciment,
- de la quantité d'alcalins apportés par l'addition minérale,
- du rapport C/S de l'addition minérale,
- de la réactivité des granulats.

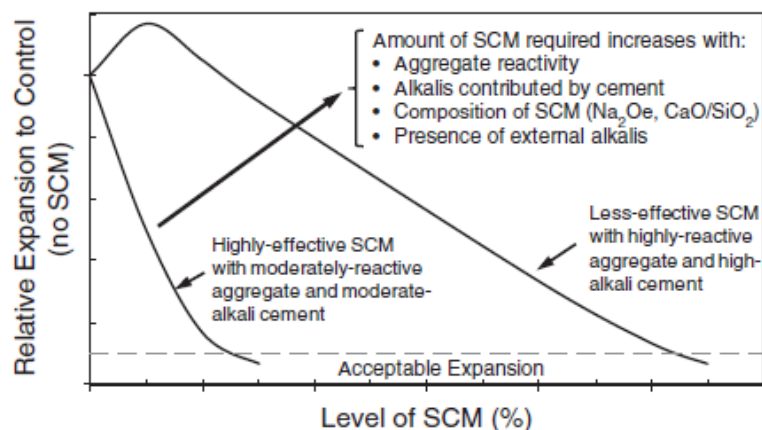


Figure I-39: Relation conceptuelle entre l'expansion du béton et le niveau de remplacement d'additions minérales (Thomas, 2011)

(Hong et Glasser, 2002) ont également montré que la formation de C-A-S-H par l'introduction d'addition minérale contenant des aluminates permet d'augmenter la capacité de ces derniers à adsorber les alcalins, ce qui permet de réduire l'alcalinité de la solution

interstitielle et donc de limiter le gonflement. Dans le cas de réactions pouzzolaniques de fines particules (type fumée de silice), cette réaction permet la formation d'une quantité plus importante d'hydrates avec également une augmentation de la résistance mécanique, ce qui engendre dans le cas de la RAS une répartition plus homogène de gel produit induisant une diminution du gonflement (Urhan, 1986).

I.4.4.2 Les paramètres environnementaux

Deux principaux paramètres environnementaux influent sur l'apparition de la RAS, l'humidité relative et la température.

I.4.4.2.1 L'humidité relative

Dans le phénomène de gonflement de RAS, l'eau a un double rôle. Elle est à la fois un réactif et elle constitue également le milieu réactionnel. Une certaine humidité relative est nécessaire pour la formation du gel silico-alcalin. En effet l'eau permet la dissolution des espèces chimiques nécessaires à la formation du gel. Cette humidité relative minimale est généralement présente dans le béton du fait que la totalité de l'eau n'est pas utilisée pour la formation d'hydrates. Avec une humidité relative interne modérée, la diffusion des réactifs et des produits de réaction serait limitée au réseau poreux connecté autour des granulats réactifs. Dans le cas où l'humidité relative est élevée, la silice dissoute peut diffuser loin des granulats réactifs et ainsi précipiter directement dans la pâte. L'expansion du béton est donc directement liée à la quantité d'eau dans ce dernier (Steffens et al., 2003).

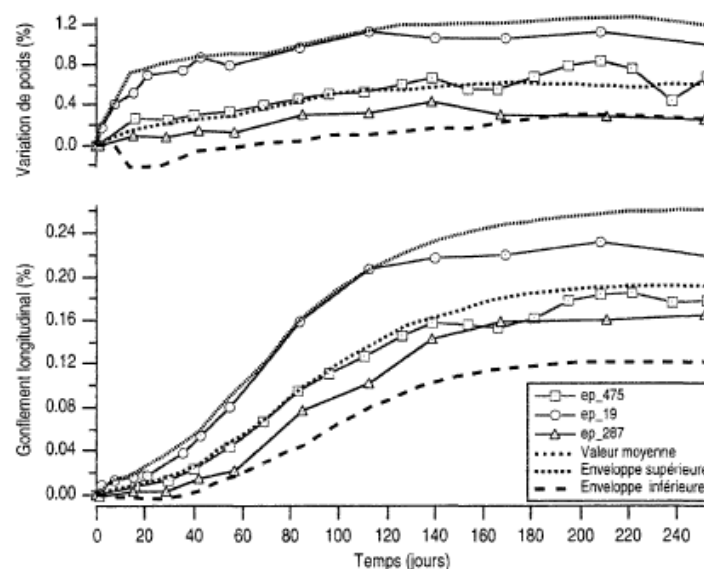


Figure I-40: Influence de la quantité d'eau absorbée sur l'amplitude des déformations

(Larive, 1997)

En tant que réactif, l'eau influe sur l'amplitude des déformations. Comme le montre la figure I-40, il existe un lien fort entre l'apport d'eau caractérisé ici par la variation de masse et le gonflement. Plus l'apport d'eau est important, plus l'amplitude des déformations sera importante. Néanmoins, l'histoire hydrique est à prendre en compte ; si la RAS n'a pas été bloquée par un manque d'eau, une éprouvette âgée ne se remettra pas à gonfler. Au contraire si la réaction alcali-silice est toujours en cours de développement, le gonflement augmentera très rapidement lors d'une arrivée d'eau (Larive, 1997). Le même auteur a également mis en évidence le fait qu'il existe un seuil correspondant à une perte d'eau au-delà duquel il n'y a plus de gonflement correspondant à un arrêt de la réaction de formation du gel.

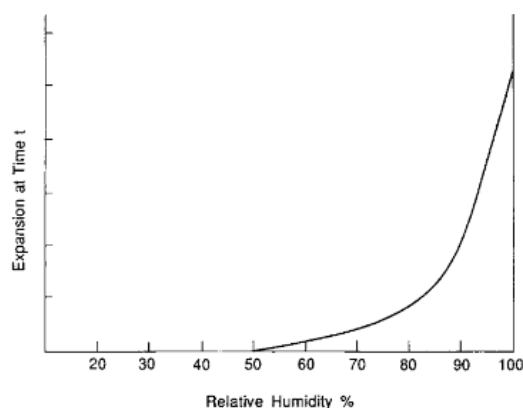


Figure I-41: Effet de l'humidité relative sur l'expansion du béton dû à la RAS (Swamy, 2003).

(Swamy, 2003) considère qu'en dessous de 70% HR le gonflement engendré par la RAS est négligeable, (figure I-41).

(Poyet et al., 2001) ont également montré que plus l'humidité relative est importante plus la cinétique et l'amplitude du gonflement sont importantes.

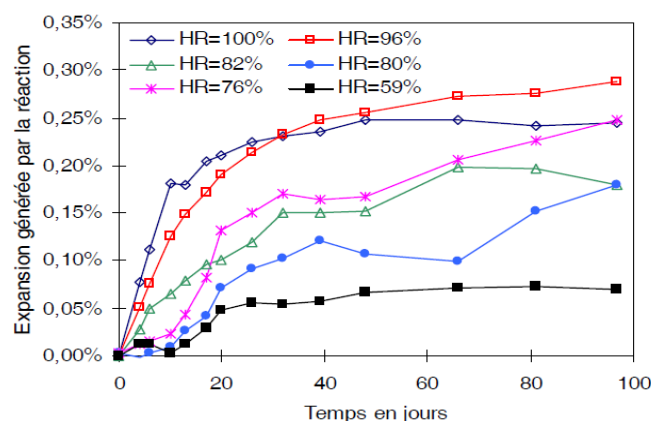


Figure I-42: Mesures d'expansion en fonction du temps pour différents états hydriques (Poyet et al., 2011)

La figure I-42 montre cette tendance sauf pour le cas HR=96% qui montre une amplitude de gonflement plus importante que pour le cas HR=100%. Ce phénomène est dû à un ruissellement d'eau le long de l'éprouvette pour la conservation à 100% HR qui a conduit à une lixiviation des alcalins. En revanche le fait que le gonflement final soit plus important pour le cas HR=76% que pour le cas HR=82% est dû à une erreur expérimentale. Il est difficile de définir un seuil d'humidité relative au-dessous duquel aucun gonflement n'est observé car l'eau n'est pas le seul facteur limitant. En effet dans cette étude, le béton confectionné contient une quantité de ciment et d'alcalins très importante respectivement 538 kg/m³ et 9,86 kg/m³. Il est conservé à une température de 60°C, ce qui est très favorable au développement de la pathologie. C'est pour cette raison que même pour une humidité relative de 59%, un gonflement est observé. De plus, la période latente dure globalement moins de 10 jours ce qui est extrêmement court par rapport aux cas vus précédemment. Ces résultats sont confortés par l'étude de (Swamy, 2003).

I.4.4.2.2 La température

(Larive, 1997) a mis en évidence l'effet purement cinétique de la température sur le gonflement d'éprouvettes.

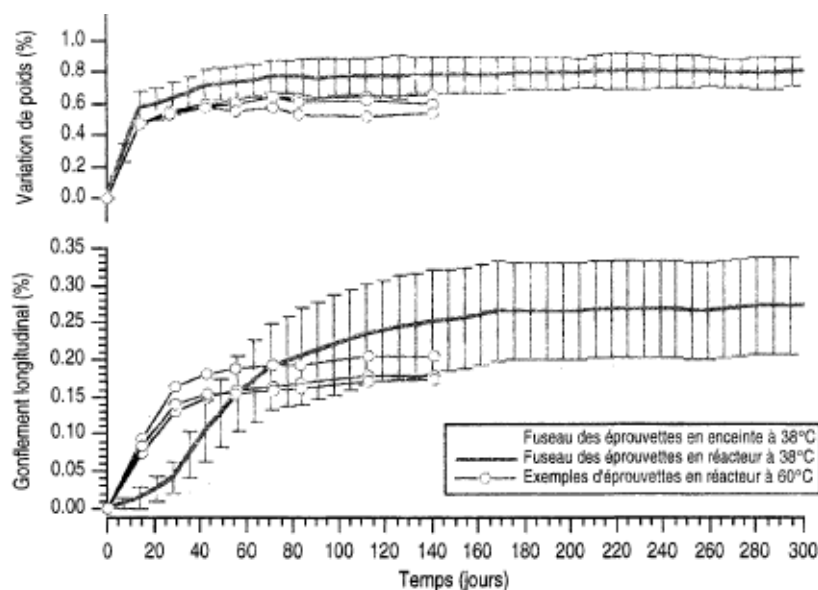


Figure I-43: Influence de la température sur la cinétique des déformations (Larive, 1997)

La figure I-43 montre qu'à court terme et malgré une variation de masse équivalente, les éprouvettes maintenues dans une enceinte climatique à 60°C ont un gonflement bien plus important. Néanmoins, l'amplitude des déformations n'est pas affectée par la température. Ceci montre bien l'effet purement cinétique de la température sur la réaction alcali-silice.

Toutefois, l'effet purement cinétique ne fait pas l'unanimité. (Urhan, 1986) indique que l'augmentation de température diminue fortement la solubilité de la Portlandite et augmente celle de la silice. Pour une température de maintien supérieure (entre 70 et 90°C) équivalent à un traitement thermique et suivant le rapport C/S des C-S-H, il peut se former des C-S-H bien plus résistants (type tobermorite) que ceux formés à plus basse température. Cette augmentation de résistance permet donc de diminuer le gonflement (Urhan, 1986).

I.4.5 Les modèles numériques liés à la RAS

Il existe de nombreux modèles numériques dans la littérature permettant d'évaluer et de quantifier le gonflement dû à la réaction alcali-silice. Ces modèles sont souvent définis par une échelle microscopique, mésoscopique ou encore macroscopique. Or certains de ces modèles utilisent des paramètres d'entrée microscopique pour à la fin obtenir un modèle à l'échelle macroscopique. Pour clarifier la définition de ces différents modèles, (Esposito et Hendriks, 2017) ont proposé une nouvelle approche en se basant sur les paramètres d'entrée et en distinguant trois principales catégories :

- les modèles basés sur l'expansion du béton,
- les modèles basés sur la pression interne,
- les modèles basés sur la diffusion et la réaction des ions.

Les modèles présentés sont classés selon cette approche. L'objectif de ce travail étant de proposer un indicateur de durabilité pour la détection des réactions de gonflement interne dans le béton, seuls les modèles pouvant relier l'évolution d'un indicateur de durabilité à un ou des paramètres d'entrée seront présentés.

I.4.5.1 Les modèles basés sur l'expansion du béton

Ces modèles basés sur l'expansion du béton ont été réalisés dans le but de décrire l'expansion du béton due à la RAS à l'échelle d'éprouvettes de laboratoire puis appliqués à des éléments de structure. (Léger et al., 1996) proposent un modèle phénoménologique dans lequel l'expansion du béton est dépendante de l'état de contrainte du matériau, linéairement dépendante de la température et de l'humidité relative et enfin fonction du type de granulats et de la teneur en alcalins. Afin de rationaliser la simulation numérique avec l'expansion du béton, un concept de facteur d'expansion est utilisé, noté F_i .

La déformation induite par la réaction dans une zone particulière « m » est alors calculée par éléments finis selon l'équation I-28.

$$\varepsilon_{asr}^{(m)}(t) = \beta^{(m)}(t)[F_c(\sigma, t)F_T(t)F_M(t)F_R(t)]^{(m)} \quad \text{I-28}$$

$\beta^{(m)}$ est un facteur de calibration déterminé par une procédure d'itération pour chaque zone. Les facteurs d'expansion relatifs à la température (F_T) et à l'humidité (F_M) varient de 0 à 1 et possèdent un seuil minimal non nul pour lequel il n'y a pas d'expansion. Ces seuils tirés de la littérature sont respectivement de 18,3°C pour F_T et de 75% HR pour F_M . Le facteur relatif aux contraintes (F_C) décrit une possible réduction du gonflement par un effet de confinement générant des contraintes de compression ; ce dernier varie également de 0 à 1. Le facteur décrivant la réactivité potentielle des constituants ($0 < F_R < 1$) représente la distribution spatiale des potentielles expansions due à la réactivité des constituants dans une zone particulière de la structure. Les contraintes induites peuvent être calculées par éléments finis dans les trois directions de l'espace selon l'équation I-29.

$$\sigma(t)_i = [E(t)_i]([B_i]\{U(t)\} - \{\varepsilon_{asr}(t)\}) \quad \text{I-29}$$

$[B_i]$ est la matrice de transformation contrainte – déplacement pour un élément i , $\{U(t)\}$ représente la matrice de déplacement, $E(t)_i$, est la matrice de propriété effective du matériau prenant en compte la fissuration et l'effet de l'expansion sur le module élastique. Ce modèle mathématique nécessite treize paramètres d'entrée en raison des quatre lois phénoménologiques utilisées pour prendre en compte les effets influant sur l'expansion du béton. Ce dernier a été utilisé pour modéliser un déversoir de barrage.

Plus tard, (Ulm et al., 2000) ont proposé un modèle thermo-chemo-mécanique basé sur une approche expérimentale réalisée par (Larive, 1998). Ce modèle permet de quantifier le gonflement libre du béton par l'intermédiaire de lois thermodynamiques. Une loi phénoménologique exponentielle décrit l'avancement de la réaction $\xi(t)$ (équation I-30). Cette loi est fonction du temps de latence τ_l associé à la dissolution de la silice contenue dans les granulats, et du temps caractéristique τ_c liée à la formation du gel (figure I-44).

$$\xi(t) = \frac{1 - \exp\left[-\frac{t}{\tau_c}\right]}{1 + \exp\left[\frac{\tau_l - t}{\tau_c}\right]} \quad (\text{I-30})$$

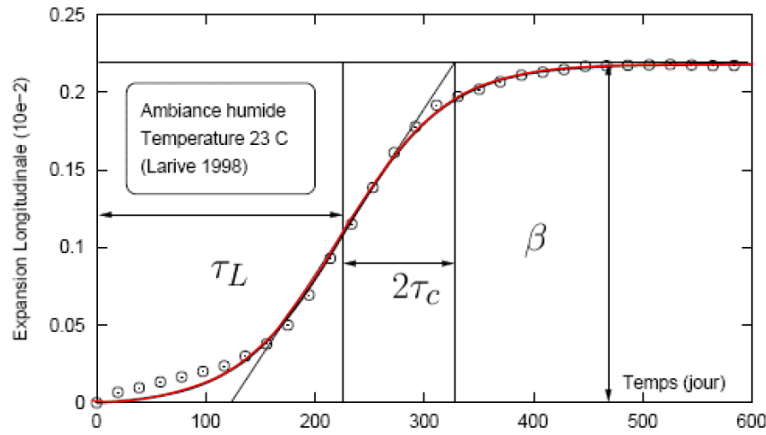


Figure I-44: Représentation type d'une courbe de gonflement provoqué par la RAS (Larive, 1998) représenté par Grimal (Grimal, 2007)

Le gonflement libre est ensuite obtenu en prenant en compte la réactivité du béton par l'intermédiaire du paramètre β selon l'équation I-31.

$$\varepsilon(t) = 3\beta\xi(t) \quad (\text{I-31})$$

Ce modèle utilise au total treize paramètres d'entrée calés à partir d'essais de gonflement sur éprouvettes de laboratoire et ne prend pas en compte l'effet de l'état de saturation du béton sur la cinétique de réaction. Sept paramètres prennent en compte l'effet de la température sur l'expansion induite par la RAS, le temps de latence, le temps caractéristique, deux paramètres d'activation d'énergie liés à la loi d'Arrhenius, le coefficient de dilatation thermique, la diffusivité thermique et la température de référence ; cinq autres sont mécaniques, le module d'Young, le coefficient de Poisson, la résistance compression axiale et biaxiale et la résistance en traction, et enfin un paramètre β lié à la réactivité du béton est utilisé.

(Capra et Sellier., 2003) proposent une approche probabiliste pour décrire le mécanisme de dégradation dû à la RAS dans les ouvrages. La vitesse de réaction est liée à la consommation des alcalins et est dépendante de la température et de l'humidité relative. Trois variables d'endommagement selon les trois directions de l'espace sont choisies pour décrire la probabilité de fissuration due à l'expansion. La déformation totale est obtenue par la somme des déformations élastiques ε_i^e , plastiques ε_i^{pl} et celles dues à l'ASR ε_i^{asr} (équation I-32).

$$\varepsilon_i = \varepsilon_i^e + \varepsilon_i^{pl} + \varepsilon_i^{asr} \quad (\text{I-32})$$

La déformation élastique est obtenue par l'intermédiaire de lois de comportement basées sur la théorie orthotropique de l'endommagement décrite par une variable « d » ; lorsque $d = 0$ le

matériau n'est pas endommagé, lorsque d atteint 1 le matériau est totalement fissuré dans la zone considérée.

La déformation anélastique due à l'ASR est obtenue par l'intermédiaire de relations entre d'une part la probabilité de fissuration et l'endommagement et d'autre part, entre la probabilité de fissuration et le gonflement pour obtenir finalement l'équation I-33.

$$\varepsilon_i^{asr} = \varepsilon_0^{asr} \frac{d_i^+}{1-d_i^+} \quad (I-33)$$

où ε_0^{asr} est un paramètre à déterminer et d_i^+ correspond à un coefficient d'endommagement en traction calculé par la théorie probabiliste de fissuration.

La déformation anélastique d'origine mécanique ε_i^{pl} est également obtenue grâce à la théorie probabiliste de la fissuration et correspond à la somme des déformations plastiques en compression et en traction.

Ce modèle est capable de simuler le comportement expansif anisotrope observé sur des éprouvettes de laboratoire sous contraintes. Ce dernier a ensuite permis de décrire le comportement d'une poutre affectée par la RAS sous gradient d'humidité. Ce modèle utilise également treize paramètres d'entrée, un lié à la température, un lié à l'humidité et enfin onze liés aux propriétés mécaniques.

Certains de ces modèles ne prennent pas en compte tous les effets hydro-chemo-thermo-mécaniques jouant sur la cinétique et l'ampleur des déformations. Pour prendre en considération ces effets, des lois phénoménologiques ont été adoptées pour décrire l'évolution de l'expansion du béton en fonction de l'état de contrainte du matériau et de son environnement (température, humidité). Par la suite, des modèles utilisant la théorie de l'endommagement ont été développés. Ces modèles présentent un grand nombre de paramètres d'entrée qui n'est pas toujours suffisant pour décrire l'ensemble des différentes variétés de béton, des conditions environnementales et de l'état de contrainte. Ces paramètres sont calés à partir d'essais de gonflement libre et sous contraintes sur des éprouvettes de laboratoire.

I.4.5.2 Les modèles basés sur la pression interne

Ces modèles basés sur la pression interne ont été développés pour comprendre l'effet de la RAS sur le comportement mécanique du béton. (Bazant et al., 2000) proposent un modèle mathématique permettant de décrire le mécanisme de gonflement à l'échelle du granulat. Pour

ce faire un Volume Élémentaire Représentatif (VER), composé d'une particule sphérique de verre contenant de la silice amorphe entourée d'une matrice cimentaire est utilisé. Le recours à des particules de verre contenant uniquement de la silice réactive permet d'obtenir une répartition homogène du gel silico-alkalin sur tout le bord du granulat et permet également une évolution rapide des dégradations. La pression induite par la formation du gel est considérée comme étant une pression interne ; la pression exercée à l'interface de deux VER successifs est considérée comme une pression externe. L'influence de ces deux pressions sur la fissuration est abordée par l'intermédiaire d'un concept de pression effective. La relation entre la résistance à la traction et l'expansion est établie selon un concept de facteur d'intensité K_I . Lorsque $K_I = K_c$, c'est-à-dire lorsque la contrainte exercée devient égale à la résistance en traction du béton, la fissuration se produit. Cette approche permet uniquement de décrire l'influence de la taille des granulats (effet pessimum) sur l'expansion du béton et ne prend donc en compte ni la diffusion des espèces ni la cinétique de la réaction.

(Esposito et al., 2016) présentent un modèle micro-poro-mécanique intégrant une approche d'homogénéisation permettant de décrire la dégradation au niveau macroscopique sur des aspects micromécaniques. Le béton est considéré comme étant hétérogène à l'échelle microscopique, sa microstructure étant composée de fissures entourées d'une matrice solide, formée par les granulats et la matrice cimentaire. L'utilisation d'un VER permet d'évaluer analytiquement les quantités de chaque matériau à l'échelle macroscopique. Cette approche tridimensionnelle permet de caractériser la dégradation du béton, au niveau macroscopique, soumis à des pressions d'origines interne (lorsque le gel comble la porosité) et externe (confinement). L'évolution des propriétés mécaniques du béton affectées par l'ASR est dans un premier temps évaluée grâce à des essais de gonflement libre puis par des essais sur éprouvettes chargées uniaxialement. Ce modèle nécessite dix paramètres d'entrée, quatre d'entre eux sont liés à la microstructure et les six autres sont mécaniques. La comparaison avec les essais expérimentaux a pu mettre en évidence non seulement une surestimation des dégradations mécaniques pour un gonflement donné mais également une bonne corrélation concernant la relation entre la rigidité globale du matériau et la dégradation mécanique. Cette surestimation de la dégradation par rapport à la correcte estimation de la relation entre rigidité et dégradation permet de mettre en évidence l'effet important du retrait sur l'évaluation des déformations, retrait qui n'a pas été pris en compte dans ce modèle.

(Wu et al., 2014) proposent un modèle multi-échelle, allant de la microstructure pour la formation du gel jusqu'à l'échelle mésoscopique pour la dégradation du béton. Le béton est

considéré comme étant composé de granulats représentés par des inclusions sphériques, entourées d'une matrice cimentaire formée de pores et des produits d'hydratation. Le gel alcali-silice est considéré comme étant une expansion imposée dans l'espace poreux de la matrice cimentaire exerçant une pression sur cette dernière. La formation du gel dépend de la température et de l'humidité ; les lois utilisées dans ce modèle pour décrire ces effets sont les mêmes que dans l'étude de (Ulm et al., 2000). L'extension chimique est fonction du temps de latence et du temps caractéristique, eux-mêmes fonctions de la température et de l'humidité relative. Le coefficient d'expansion du gel à l'échelle microscopique est déterminé suivant une approche d'homogénéisation en deux étapes reliant l'échelle microscopique à l'échelle mésoscopique à partir d'un code d'éléments finis ; le choix d'un VER détermine la précision et l'efficacité du calcul d'homogénéisation. Les granulats sont considérés comme ayant un comportement élastique alors que la matrice est considérée comme ayant un comportement viscoplastique. Le critère isotrope de dégradation est utilisé uniquement à l'échelle du granulat, tandis que la dégradation de la matrice cimentaire est prise en compte par l'évolution des propriétés mécaniques. Cependant ce modèle ne prend pas en compte l'effet de la réactivité et de la taille des granulats sur l'expansion et utilise de nombreux paramètres d'entrée en comparaison des précédents modèles.

Tous ces modèles prennent en compte le fait que la pression interne exercée sur la matrice cimentaire se développe à l'échelle du granulat en raison de la formation du gel alcali-silice et que la dégradation du béton peut être expliquée par le processus de fissuration ayant lieu à l'échelle microscopique. L'évaluation du processus de dégradation est principalement basé sur des théories mécaniques de fissuration (propagation de fissures) et d'homogénéisation, ce qui permet d'éviter l'utilisation de lois phénoménologiques. Ces modèles décrivent donc uniquement l'interaction entre la formation du gel et la matrice cimentaire.

1.4.5.3 Les modèles basés sur la diffusion-réaction des ions

Ces modèles fondés sur la diffusion et la réaction des ions ont pour but d'expliquer pourquoi et comment les réactions chimiques conduisent à la formation des produits de réaction (gel). Dans ce modèle proposé (Poyet et al., 2006 ; Poyet, 2003), la disponibilité de l'eau pour le développement du gel silico-alcalin est décrite par le degré de saturation « S_r » ($0 < S_r < 1$). Le taux d'avancement de la réaction est décrit par la variable « A » ($0 < A < 1$) ; cette variable dépend uniquement du degré de saturation et du temps.

Dans le cas où le degré de saturation ne dépend pas du temps, le taux d'avancement « A » peut être calculé par l'intermédiaire de l'équation I-35 :

$$A(Sr_0, t) = \beta(Sr_0)[1 - \exp(-\alpha_0 \alpha(Sr_0)t)] \quad (I-35)$$

α_0 est une constante caractérisant la cinétique de l'ASR, $\beta(Sr)$ est une fonction donnant l'avancement maximal que peut atteindre l'ASR ($0 < \beta < 1$), β dépend uniquement de Sr . La signification physique de β se limite aux phénomènes chimiques ayant lieu autour des zones résiduelles saturées du béton, $\alpha(Sr)$ est une fonction décrivant la cinétique de formation du gel ($0 < \alpha < 1$) dépendant également de Sr . α représente physiquement la diffusion d'espèces chimiques nécessaires à la formation du gel vers les sites réactifs et donc un séchage va diminuer cette diffusion.

L'expansion libre « ϵ_{lib}^{ras} » est liée au taux d'avancement « A » et est calculée par la relation I-36 :

$$\epsilon_{lib}^{ras}(Sr_0, t) = K(A(Sr_0, t) - A_0)^+ \quad (I-36)$$

K est un paramètre reliant l'expansion au taux d'avancement. Ce paramètre dépend des propriétés mécaniques du matériau, de la quantité et de la réactivité des granulats utilisés et de la quantité d'alcalins disponibles. A_0 est une constante décrivant l'avancement minimal du gel nécessaire pour initier le gonflement, autrement dit A_0 représente la quantité de gel permettant de remplir les vides disponibles autour des zones réactives.

Dans le cas où le degré de saturation dépend du temps, les équations décrites préalablement ne peuvent pas être résolues analytiquement. Une incrémentation est donc nécessaire pour intégrer ces expressions. Pour ce faire, on considère que le degré de saturation est constant sur une courte période ∂t :

$$A(\overline{Sr}, t_1) = \beta(\overline{Sr}) - [\beta(\overline{Sr}) - A(\overline{Sr}, t)] \exp[-\alpha_0 \alpha(\overline{Sr})(t_1 - t)] \quad (I-37)$$

∂t correspond à l'incrément de temps, t_1 est le temps inclus dans le domaine $[t ; t + \partial t]$ et \overline{Sr} la valeur moyenne de Sr entre t et $t + \partial t$.

Les lois α et β suivent les relations suivantes :

$$\alpha(Sr) = \left(\frac{(Sr - Sr_0^a)^+}{1 - Sr_0^a} \right)^{m_\alpha} \quad (I-38)$$

$$\beta(Sr) = \left(\frac{\langle Sr - Sr_0^\beta \rangle^+}{1 - Sr_0^\beta} \right)^{m_\beta} \quad (I-39)$$

$\langle X \rangle^+$ est la part positive de X, Sr_0^a et Sr_0^β correspondent aux seuils en dessous desquels les fonctions $\alpha(Sr)$ et $\beta(Sr)$ sont nulles, m_α et m_β représentent la possible non linéarité.

L'expansion libre « ε_{lib}^{ras} » est ensuite calculée selon l'équation I-40.

$$\varepsilon_{lib}^{ras}(\overline{Sr}, t_1) = K \langle \alpha_0 \alpha(\overline{Sr}) [\beta(\overline{Sr}) - A(\overline{Sr}, t)] \int_t^{t_1} \exp[-\alpha_0 \alpha(\overline{Sr})(t_1 - \tau)] - A_0 \rangle^+ \quad (I-40)$$

Les paramètres d'entrée du modèle permettant de prédire la cinétique et l'expansion maximale induite par l'ASR sont le degré de saturation (Sr) et les paramètres de gonflement α_0 , A_0 et K.

La détermination du degré de saturation peut être obtenue en tout point grâce à un calcul par éléments finis. Une fois ce paramètre connu, le taux d'avancement « A » ainsi que le gonflement libre « ε_{lib}^{ras} » sont calculés par l'intermédiaire des relations I-37 et I-40.

Le retrait de dessiccation est supposé proportionnel à la pression capillaire Pc ainsi qu'à l'expansion du béton (équation I-41).

$$\varepsilon_{séch}^{ras}(Sr, t) = -c \varepsilon^{asr}(Sr, t) \left\langle \frac{Pc - Pc_0}{Pc_0} \right\rangle^+ \quad (I-41)$$

La pression capillaire Pc dans les pores dépend du degré de saturation Sr (Baroghel-Bouny et al., 1999) :

$$Pc(Sr) = -a(Sr^{-b} - 1)^{1-\frac{1}{b}} \quad (I-42)$$

Les valeurs de a et b dépendent du type de béton ; pour un béton ordinaire $a=18,6237$ (MPa) et $b=2,2748$ (-).

Le gonflement total peut ensuite être calculé grâce à une approche élastique :

$$\varepsilon^{ras} = \varepsilon^e + \varepsilon_{lib}^{ras} + \varepsilon_{séch}^{ras} \quad (I-43)$$

$$\sigma = \lambda tr(\varepsilon^e)I + \mu \varepsilon^e \quad (I-44)$$

Le degré de saturation Sr peut être déterminé expérimentalement par variation de masse. Les paramètres de gonflement α_0 , A_0 et K sont identifiés grâce aux expansions obtenues expérimentalement. Les seuils Sr_0^a et Sr_0^β ainsi que les exposants m_α et m_β pour les lois α et β

sont déterminés grâce à une étude paramétrique afin de décrire de la manière la plus juste possible l'expansion due à l'ASR.

Dans son étude, (Poyet, 2003) prend également en compte l'attaque des granulats réactifs par les différentes espèces chimiques entrant en jeu pour la formation du gel silico-alcalin (Na^+ , K^+ , Ca^{2+}). Dans un premier temps, il fait l'hypothèse que les granulats sont sphériques et prend en compte le fait que la distribution granulaire vient impacter la cinétique du gonflement (figure I-45).

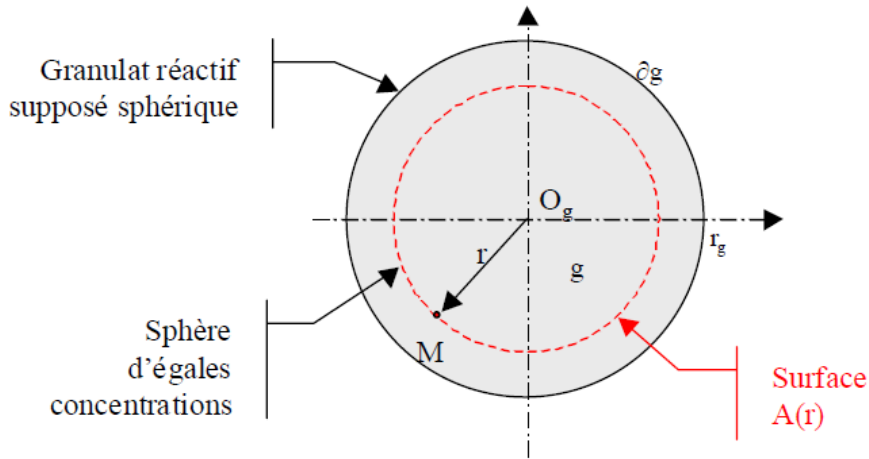


Figure I-45: Système de représentation des granulats par Poyet (Poyet, 2003)

La dégradation des granulats par diffusion est ensuite quantifiée par l'intermédiaire d'une équation de conservation de la masse (I-45).

$$\frac{\partial}{\partial t} (\overline{p_i S r_i [X_i]}) = -\text{div} [-D_i^g([X]) \overrightarrow{\text{grad}}(\overline{[X_i]})] + \overline{S_i^{\text{réact}}}([X]) \quad (\text{I-45})$$

$$\overline{S_i^{\text{réact}}}([X]) = \text{div} \left[-D_i^g([X]) \frac{\partial \overline{[X_i]}}{\partial r}(r) \right] \quad (\text{I-46})$$

ρ correspond à la porosité du granulat, S_r au degré de saturation, $[X]$ à la concentration de l'espèce chimique X et enfin D_i^g est le coefficient de diffusion du granulat.

Ces équations permettent donc de décrire et de quantifier le volume de gel silico-alcalin ainsi créé. Une approche énergétique permet ensuite de calculer le gonflement généré suivant la porosité connectée.

(Multon et al., 2016) prennent en compte dans leur modèle la fixation des gels dans les granulats ainsi que la lixiviation des alcalins ; ces dernières modifications permettent de s'approcher de plus en plus des conditions réelles (figure I-46). Deux principales équations

sont utilisées pour quantifier l'action des alcalins sur la cinétique de formation du gel et l'expansion du béton.

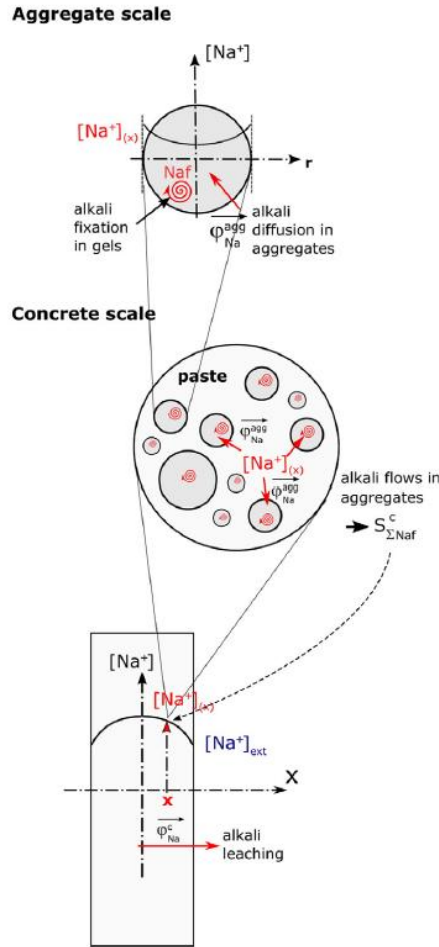


Figure I-46: Conservation de masse des alcalins à l'échelle du granulat (fixation et diffusion), du béton ainsi qu'à l'échelle d'éprouvettes (diffusion) (Multon et al., 2016)

A l'échelle du granulat, une équation de conservation de la masse (équation I-47) est utilisée comme dans l'étude de (Poyet, 2003) pour décrire la diffusion des espèces ainsi que la fixation du gel silico-alcalin. Pour ce phénomène de diffusion, l'énergie d'activation d'Arrhenius a été prise à 20 kJ/mol ; cette dernière permet de prendre en compte l'influence de la température sur la cinétique de diffusion.

$$\rho_{agg} Sr \frac{\partial [Na^+]}{\partial t} = -div(\overline{\varphi_{Na}^{agg}}) + S_{Na} \quad (I-47)$$

ρ_{agg} correspond à la porosité du granulat, Sr au degré de saturation, φ_{Na}^{agg} au flux d'alcalins entrant dans le granulat et S_{Na} correspond au taux d'alcalins contenus dans les gels par unité de temps et de volume de granulats.

Dans ce modèle, les deux principaux processus décrivant la cinétique de formation du gel à savoir le transport des espèces chimiques et le mécanisme de réaction sont représentés par deux paramètres, respectivement le coefficient de diffusion pour le transport et le temps caractéristique « τ_c » pour la réaction, comme dans l'étude de (Ulm et al., 2000) .

A l'échelle macroscopique, la diffusion des alcalins est reliée aux conditions aux limites afin de décrire le phénomène de lixiviation (I-48). La consommation des alcalins est quant à elle quantifiée à l'échelle du granulat. L'énergie d'activation d'Arrhenius a été prise à 40 kJ/mol afin de représenter l'influence des conditions thermiques sur le phénomène de diffusion dans la matrice cimentaire.

$$\rho_c Sr \frac{\partial [Na^+]_c}{\partial t} = -div(\overrightarrow{\varphi_{Na}^c}) + S_{\Sigma Na_f}^c \quad (I-48)$$

ρ_c correspond à la porosité du béton, Sr au degré de saturation, $[Na^+]_c$ correspond à la concentration en alcalins dans la solution interstitielle, φ_{Na}^c au flux d'alcalins à l'échelle de l'éprouvette, et enfin $S_{\Sigma Na_f}^c$ correspond au terme prenant en compte les alcalins liés au gel, déterminé à l'échelle du granulat.

Le lien entre la modélisation chimique et le phénomène d'expansion est obtenu grâce à un modèle poro-mécanique permettant de prendre en compte à la fois le retrait et la dégradation mécanique liée à la formation du gel, selon l'équation I-49 (Multon et al., 2016).

$$\sigma = K_d^c (\varepsilon - \varepsilon_{an}) - \sum_{agg} (b_{agg} P_{agg}) \quad (I-49)$$

K_d^c correspond à la compressibilité du béton prenant en compte la dégradation mécanique, ε_{an} à la déformation anélastique due au retrait et à la fissuration, b_{agg} au coefficient de Biot relatif à la pression des granulats sur la matrice cimentaire et enfin, P_{agg} à la pression des granulats sur la matrice cimentaire.

Cette approche de diffusion-réaction par le biais de la porosité permet également de mettre en évidence non seulement les phénomènes de lixiviation mais aussi l'effet pessimum sur la taille des granulats.

Comme pour les modèles utilisés pour la RSI, il est difficile de prendre en compte tous les paramètres influant sur le développement de la pathologie. Les modèles décrivant l'expansion du béton utilisent des lois phénoménologiques permettant de décrire l'expansion du béton en fonction de l'état de contrainte du matériau et de son environnement. Les modèles basés sur la pression interne expliquent le processus de dégradation par les lois de propagation des

fissures et d'homogénéisation et permettent donc de décrire uniquement l'interaction entre la matrice cimentaire et l'expansion du gel. Les modèles basés sur la diffusion et la réaction des ions montrent l'avancement de la réaction par le biais d'équations de diffusions et donnent donc des informations sur la cinétique et le gonflement final obtenu lors d'une dégradation par la RAS. Tous ces modèles présentent un grand nombre de paramètres d'entrée qui ne sont pas toujours suffisants pour décrire l'ensemble des différentes variétés de béton, des conditions environnementales et de l'état de contrainte. L'implémentation de paramètres physico-chimiques simples à mesurer reliant l'évolution de la pathologie avec l'état de dégradation du béton pourrait permettre de faciliter l'utilisation de ces modèles et une meilleure calibration.

I.4.6 Le couplage des pathologies

Les conditions de développement de la RSI et de la RAS sont proches, notamment au niveau des conditions environnementales. En effet, ces deux pathologies ont besoin d'un apport d'eau constant pour se développer. Dans le cas d'un béton composé de granulats réactifs et ayant subi une montée élevée en température à un moment donné de son histoire, la concomitance de ces deux réactions de gonflement interne est possible.

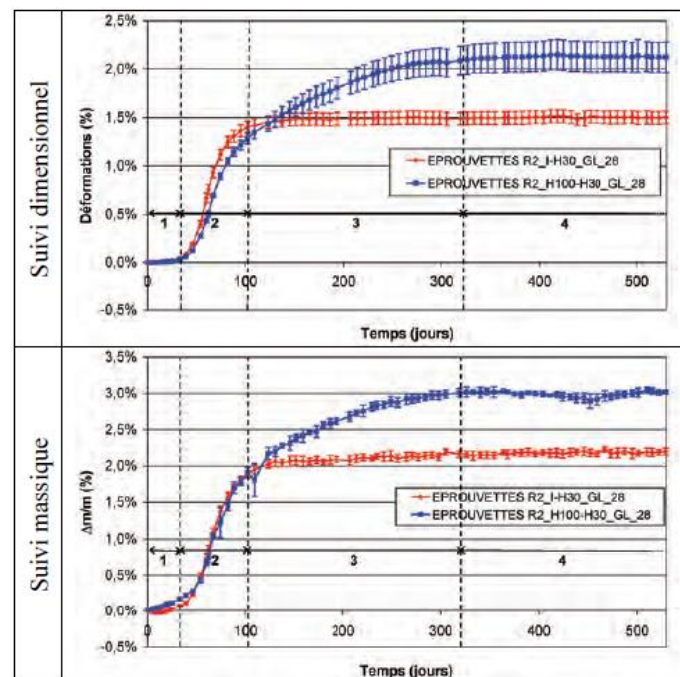


Figure I-47: Suivis dimensionnel et massique d'éprouvettes sous eau et à 100% HR (Martin, 2011)

(Martin, 2011) propose un mécanisme de gonflement lors du couplage RSI et RAG. La figure I-47 montre les suivis dimensionnel et massique d'éprouvettes développant les deux pathologies pour deux méthodes de conservation différentes, à savoir dans une atmosphère saturée à 100% d'humidité relative (R2_H100-H30_GL_28) et sous eau (R2_I-H30_GL_28). Le mécanisme de gonflement est décrit en quatre phases. Durant la période latente, aucun gonflement macroscopique n'est décelable, néanmoins une pré-fissuration microscopique due au développement de gel de RAS peut-être engendrée par la cure thermique (Shayan et al., 1996 ; Yang et al., 1999). Cette formation de gel de RAS entraîne une diminution de la concentration en alcalins et donc une diminution du pH, ce qui va engendrer une dissolution de la Portlandite et une augmentation de la concentration en calcium favorisant l'apparition d'ettringite différée (Poyet et al., 2016). L'auteur reste prudent sur cette hypothèse car peu de gels de RAS ont été observés durant cette phase. Lors de la phase d'accélération, l'expansion significative mesurée supérieure à 1% est essentiellement due au développement de l'ettringite différée dans le matériau. En effet les temps caractéristiques mesurés correspondent plutôt au cas de la RSI et l'accélération du gonflement se fait plus tôt mais l'amplitude des déformations reste la même en comparaison du cas où seule une pathologie est développée (Martin, 2011 ; Bouzabata et al., 2012). Ces gonflements importants vont induire une ouverture du réseau poreux et dans le cas d'éprouvettes conservées sous eau (figure I-43), engendrer une lixiviation importante des alcalins, ce qui va dans la troisième phase limiter la formation de gel de RAS. En revanche pour les éprouvettes conservées à 100% HR, la lixiviation des alcalins étant moins importante, le gonflement se poursuit en raison de la formation de gel de RAS. Enfin, lorsque les alcalins ne sont plus disponibles, il s'en suit un palier de déformation et le gonflement s'arrête.

La concomitance de ces deux réactions de gonflement interne a fait l'objet de peu d'études. En effet, l'évolution des propriétés physico-chimiques durant la formation de ces pathologies pourrait livrer des informations essentielles sur la compréhension et la détection de ces dernières.

I.5 L'APPROCHE PERFORMANTIELLE

La norme (NF EN 206, 2014) prévoit deux grandes approches permettant de qualifier une formulation de béton à mettre en œuvre, l'approche prescriptive et l'approche performantielle.

L'approche prescriptive impose des limites suivant la norme au niveau de la composition du béton (teneur en ciment et classes de résistance, rapport E/C, air occlus) suivant différentes classes d'expositions (conditions environnementales) selon le tableau I-5.

	Classes d'exposition																	
	Aucun risque de corrosion ni d'attaque	Corrosion par carbonatation				Corrosion par les chlorures						Attaque par le gel-dégel				Environnements chimiques agressifs		
						Eau de mer			Chlorures autres que ceux de l'eau de mer									
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
e/c maximal ^c	–	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Classe de résistance minimale	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Teneur minimale en ciment ^c (kg/m ³)	–	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Teneur minimale en air (%)	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	4,0 ^a	4,0 ^a	4,0 ^a	–	–	–
Autres exigences	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	Granulats selon l'EN 12620, présentant une résistance au gel- dégel suffisante				–	Ciment résistant aux sulfates ^b	

^a Lorsque le béton ne contient pas d'air entraîné volontairement, il convient de soumettre à essai la performance du béton selon une méthode d'essai appropriée et de la comparer à un béton pour lequel la résistance au gel-dégel pour la classe d'exposition concernée est établie.

^b Lorsque la présence de sulfates conduit à des classes d'exposition XA2 et XA3, il est essentiel d'utiliser un ciment résistant aux sulfates conforme à l'EN 197-1 ou à des normes nationales complémentaires.

^c Lorsque le concept de coefficient *k* est appliqué, le rapport maximal *e/c* et la teneur minimale en ciment sont modifiés conformément à 5.2.5.2.

Tableau I-5: Recommandations relatives aux valeurs limites pour la composition et les propriétés du béton (NF EN 206/CN, 2014)

Etant donné la grande variété de matériaux disponible dans le génie civil (liant binaire, ternaire et disponibilité des matériaux) et face à la demande croissante de performance en termes de durabilité, la norme prévoit une approche dite performantielle qui s'appuie sur des critères de performance à atteindre (obligation de résultats) et non pas sur des critères prescriptifs (obligation de moyens). Ainsi des formulations inadaptées à l'approche prescriptive de par leurs compositions peuvent être validées dans le cadre de l'approche performantielle. Dans ce cadre, trois démarches peuvent être envisagées :

- La **démarche absolue** consiste à mesurer des propriétés physico-chimiques par l'intermédiaire d'indicateurs de durabilité généraux permettant d'évaluer la durabilité d'une formulation en comparant les paramètres mesurés à des valeurs seuils suivant les classes d'exposition (Tableau I-6).

		Classes et valeurs limites				
Durabilité potentielle →		Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée
G	Porosité accessible à l'eau (%) P_{eau}	> 16	14 à 16	12 à 14	9 à 12	6 à 9
S	Porosité mesurée par intrusion de mercure ($P_{Hg\ max} = 400\ MPa$ et prétraitement par étuvage à $T = 45\ ^\circ C$ pendant 14 jours en présence de gel de silice) (%) P_{Hg}		13 à 16	9 à 13	6 à 9	3 à 6
S	Résistivité électrique ($\Omega.m$) ρ	< 50	50 à 100	100 à 250	250 à 1000	> 1000
G	Coefficient de diffusion <i>effectif</i> des chlorures ($10^{-12}\ m^2.s^{-1}$) D_{eff}	> 8	2 à 8	1 à 2	0,1 à 1	< 0,1
G	Coefficient de diffusion <i>apparent</i> des chlorures (mesuré par essai de migration) ($10^{-12}\ m^2.s^{-1}$) $D_{app(mig)}$	> 50	10 à 50	5 à 10	1 à 5	< 1
G	Coefficient de diffusion <i>apparent</i> des chlorures (mesuré par essai de diffusion) ($10^{-12}\ m^2.s^{-1}$) $D_{app(diff)}$				< 5	
G	Perméabilité apparente aux gaz (à $P_{entrée} = 0,2\ MPa$ et après étuvage à $T = 105\ ^\circ C$) ($10^{-18}\ m^2$) K_{gaz}	> 1000	300 à 1000	100 à 300	10 à 100	< 10
G	Perméabilité à l'eau liquide (à P_{max} , par mesure directe du flux, après saturation, cf. § 7.2.4.1 et 7.2.4.2) ($10^{-18}\ m^2$) $k_{aq}^{(*)}$	> 10	1 à 10	0,1 à 1	0,01 à 0,1	< 0,01
Type de béton (indicatif et pour des formules simples)			B25 à B40	B30 à B60	B55 à B80	> B80

		Classes et valeurs limites				
Durabilité potentielle vis-à-vis de la corrosion des armatures →		Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée
Teneur en $Ca(OH)_2$ (% massique par rapport au ciment)		< 10	10 - 13	13 - 20	20 - 25	≥ 25
Durabilité potentielle vis-à-vis de l'alcali-réaction →		Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée
Teneur en $Ca(OH)_2$ (% massique par rapport au ciment)		≥ 20	12 - 20	8 - 12	5 - 8	< 5

Tableau I-6: Recommandations relatives aux valeurs limites pour la durabilité potentielle et les propriétés du béton (Baroghel-Bouny et al., 2004)

- La démarche basée sur le **concept de performance équivalente** consiste à démontrer par l'intermédiaire d'indicateurs de durabilité spécifiques que la formulation à caractériser se comporte au moins aussi bien que la formulation de référence dont la durabilité a été jugée acceptable suivant une classe d'exposition par l'approche prescriptive,
- La démarche basée sur la **modélisation physico-chimique** des mécanismes de dégradation permet de prédire la durée de vie d'un ouvrage dans un environnement

donné. Les modèles numériques utilisés nécessitent donc comme paramètres d'entrée des indicateurs de durabilité généraux et spécifiques aux pathologies.

I.5.1 Les indicateurs de durabilité

Les indicateurs de durabilité sont des paramètres physico-chimiques permettant d'évaluer et/ou de prédire la durabilité d'un matériau et d'une structure. Ces paramètres doivent être facilement quantifiables et reproductibles par l'intermédiaire d'essais de laboratoire bien définis réalisés sur des éprouvettes et/ou sur des échantillons prélevés directement sur l'ouvrage (Baroghel-Bouny, 2004). Il existe deux catégories d'indicateurs de durabilité :

- les indicateurs de durabilité « généraux » à tous les bétons,
- les indicateurs de durabilité « spécifiques » à une attaque particulière (RAS, RSI, carbonatation...).

❖ Les indicateurs de durabilité généraux

Ces indicateurs, définis par différentes normes et recommandations (AFNOR, PerfDub, AFPC-AFREM, LCPC), peuvent servir à la prévention (phase de conception) ou à la détection (phase d'exploitation) de nombreuses pathologies internes ou externes aux bétons. On peut citer :

- la porosité accessible à l'eau,
- le coefficient de migration des ions chlore,
- la perméabilité aux gaz,
- la perméabilité à l'eau liquide,
- la teneur en Portlandite Ca(OH)_2 ,
- la résistivité électrique.

❖ Les indicateurs de durabilité spécifiques

Suivant la pathologie susceptible d'être développée, les indicateurs de durabilité généraux ne suffisent pas et doivent être complétés par des indicateurs spécifiques à une pathologie. C'est le cas par exemple pour la résistance au gel-dégel, à la réaction sulfatique ou encore pour la réaction alcali-silice (RAS). Trois indicateurs spécifiques à l'alcali réaction ont été développés :

- la quantité de silice libérée par les granulats en fonction du temps,

- la concentration en alcalins équivalents actifs de la solution interstitielle,
- les déformations de gonflement d'éprouvette en béton.

Deux indicateurs spécifiques à la réaction sulfatique interne (RSI) ont été développés :

- la température maximale atteinte au cœur de l'ouvrage,
- la déformation de gonflement d'éprouvette en béton.

Ces pathologies se développent très lentement dans les ouvrages. Dans le cas des réactions de gonflement interne leur apparition nécessite de nombreuses années. Il est donc nécessaire de réaliser des essais de dégradation accélérés en laboratoire d'une durée plus courte. L'IFSTTAR propose pour chaque réaction de gonflement interne un protocole accéléré de dégradation permettant de voir la réactivité d'une formulation de béton vis-à-vis des pathologies. Ces protocoles ont été développés sur la base d'essais accélérés proposés dans la littérature en tenant compte des problèmes rencontrés (température, taille des éprouvettes et pré-fissuration) et sont donc les mieux adaptés en temps et vis-à-vis des conditions environnementales réelles, pour le développement des réactions de gonflement interne (Pelissou, 2017 ; Jabbour 2018). Dans le cas de la réaction alcali-silice, l'essai de performance (Méthode d'essai n°44, 1997) consiste à accélérer le développement de la pathologie en imposant des conditions environnementales favorables à l'apparition de cette dernière. En effet, les éprouvettes sont stockées dans une atmosphère saturée en eau, à 38°C. Dans le cas de la réaction sulfatique interne l'essai de performance (Méthode d'essai n°66, 2007) consiste à faire subir aux éprouvettes un traitement thermique suivi de cycles d'humidification (eau à 20°C) / séchage (HR<30% ; 38°C). Les éprouvettes sont ensuite stockées dans de l'eau à 20°C. Dans ces deux essais les éprouvettes utilisées sont cylindriques et de dimension 11x22 cm. Jusqu'à présent les résultats d'expansion issus de ces protocoles d'essais accélérés, menés sur des éprouvettes prélevés sur des ouvrages existants sont en accord avec les observations sur sites (Pelissou, 2017).

Tous ces indicateurs de durabilité peuvent être complétés par des paramètres dits complémentaires afin d'aider l'interprétation ou encore servant de données d'entrée pour les modèles prédictifs. Dans le cas de la réaction alcali-silice, les caractéristiques pétrographiques des granulats comme la structure de la silice peuvent être utilisées. Ces paramètres peuvent servir à la fois d'indicateur de durabilité ou de témoins de durée de vie selon que l'on se trouve en phase de conception ou d'exploitation de l'ouvrage et également selon le type de modèle prédictif utilisé (Baroghel-Bouny, 2004).

I.5.2 Les indicateurs de durabilité et les réactions de gonflement interne

Il existe très peu de données dans la littérature concernant l'évolution des indicateurs de durabilité en fonction de l'état de dégradation des réactions de gonflement interne. (Al Shamaa, 2012) a étudié l'évolution de la perméabilité au gaz, de la porosité accessible à l'eau et du module dynamique sur une formulation développant de la RSI, conservée à 100% HR (noté « HR100 ») et totalement immergée dans l'eau (noté « Im »). Le protocole de mesure de la porosité accessible à l'eau correspond à la norme (NF P18-459, 2010). Cette norme préconise un séchage des éprouvettes à 105°C, ce qui dans le cas de l'ettringite pourrait conduire à sa dissolution et ainsi perturber les mesures. De plus, à une telle température de la microfissuration est créée dans le matériau. Concernant celui de la perméabilité au gaz, préconisé par l'AFPC-AFREM, l'essai est réalisé par l'intermédiaire de l'appareillage CEMBUREAU. Un séchage est effectué à une température de 80°C, ce qui comme dans le cas de l'essai de porosité accessible à l'eau pourrait conduire à la dissolution de l'ettringite et provoquer de la microfissuration et ainsi perturber les mesures. Dans ces deux cas, la mesure ne donnera pas la retranscription exacte de l'état de gonflement du matériau atteint de la pathologie gonflante.

Les mesures ont été effectuées à cinq échéances et choisies selon l'évolution dimensionnelle des éprouvettes (figure I-48).

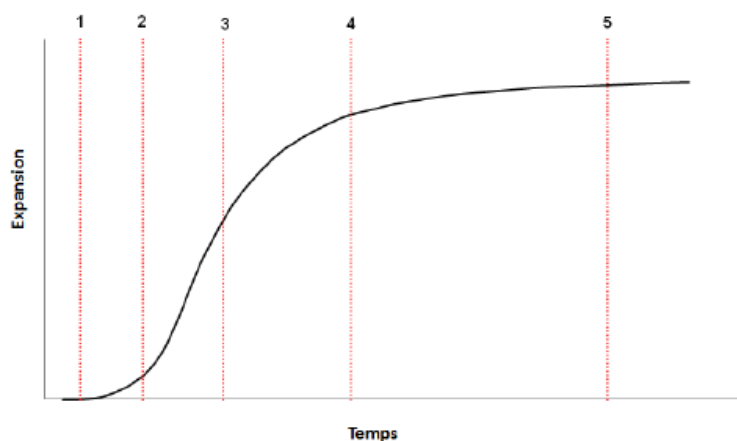


Figure I-48: Echéances de prélèvement des éprouvettes pour la mesure de la porosité accessible à l'eau et de la perméabilité au gaz – cas des bétons Im et HR100 (Al Shamaa, 2012)

Afin de développer rapidement la RSI, les éprouvettes ont subi un traitement thermique (cf. I.3.4.2.4). Les éprouvettes sont ensuite démoulées et conservées à 20°C sous différentes

conservations hydriques (100%HR et totalement immergées). Les courbes d'expansion obtenues sont présentées sur la figure I-49.

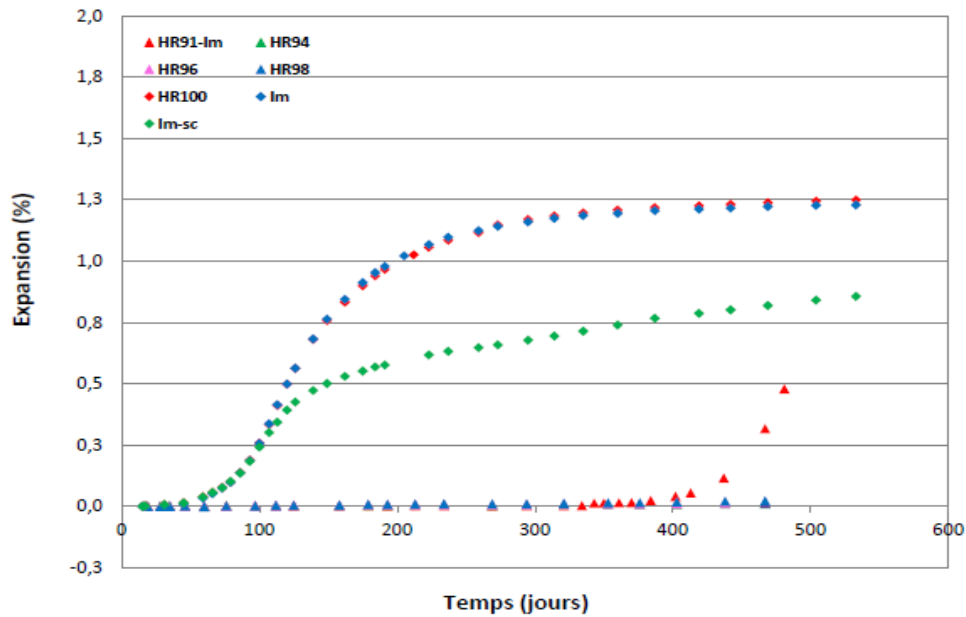


Figure I-49: Evolution de l'expansion en fonction du temps d'un béton conservé sous différentes conditions hydriques (Al Shamaa, 2012)

Afin d'évaluer l'évolution des propriétés physiques du béton en fonction de l'état de dégradation dû au développement de la RSI, (Al Shamma, 2012) a réalisé des essais de module dynamique (figure I-50), de porosité à l'eau et de perméabilité au gaz (figure I-51).

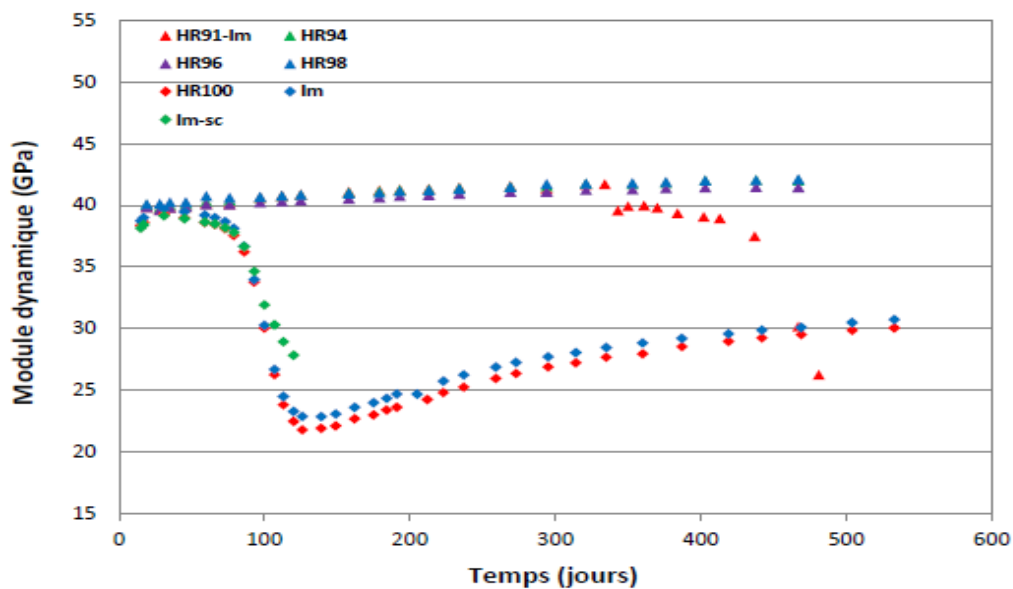


Figure I-50: Evolution du module dynamique en fonction du temps (Al Shamaa, 2012)

Dans le cas où les éprouvettes de béton n'ont pas gonflé sous l'effet du développement de l'ettringite différée (« HR94 », « HR 96 » et « HR 98 »), l'évolution du module dynamique

est très faible. En effet cette faible augmentation correspond à la poursuite des réactions d'hydratation provoquant une diminution de la porosité. En revanche, pour les cas « HR100 » et « Im » où une expansion est observée, il se produit une chute drastique du module dynamique lorsque la phase d'accélération de la pathologie débute jusqu'au début de la phase asymptotique. Cette diminution de module est causée par l'endommagement du matériau traduisant une diminution des propriétés mécaniques. Il s'en suit une légère augmentation du module dynamique traduisant le colmatage des fissures par l'ettringite mais également grâce à une poursuite des réactions d'hydratation.

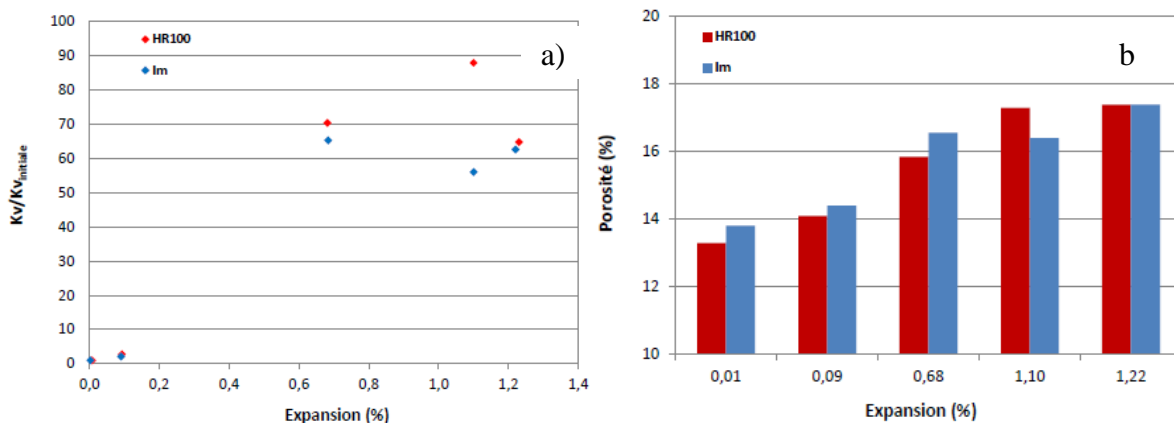


Figure I-51: Evolution du rapport d'accroissement de la perméabilité intrinsèque (a) et de la porosité (b) en fonction de l'expansion provoquée par la RSI (Al Shamaa, 2012)

La figure I-51a montre l'évolution du rapport entre la perméabilité intrinsèque mesurée pour un état de dégradation donné et la perméabilité intrinsèque mesurée à 28 jours pour les bétons montrant un gonflement (« HR100 » et « Im ») (Al Shamaa, 2012). Ces résultats mettent en évidence une augmentation de la perméabilité lorsque le matériau se dégrade. La dégradation induite par le développement de la RSI va provoquer la fissuration de la matrice cimentaire et ainsi créer des chemins de percolation supplémentaires. De plus, il apparaît que pour un gonflement donné l'accroissement du rapport $K_v/K_{v_{initiale}}$ est identique sauf pour l'expansion à 1,1%. Lorsque la phase asymptotique est atteinte, la perméabilité a tendance à se stabiliser voire diminuer. Ceci peut s'expliquer par le fait qu'à ce stade, une partie de la fissuration est comblée par l'ettringite différée qui précipite dans la microfissuration ; Les observations seraient en accord avec le mécanisme de gonflement proposé par (Brunetaud, 2005).

La figure I-51b montre l'évolution de la porosité accessible à l'eau en fonction de l'état de dégradation du béton pour les deux bétons montrant un gonflement (« HR100 » et « Im »). Comme dans le cas des mesures de perméabilité, la porosité augmente lorsque le matériau se

dégrade puis se stabilise lors de la phase asymptotique. Cette augmentation est de l'ordre de 4%.

Ces résultats mettent en évidence que le volume de fissuration est prépondérant par rapport au volume d'ettringite différée formé lors de la phase d'accélération de la pathologie. En revanche lors de la phase latente, correspondant au début du développement de la pathologie, l'auteur a montré sur une autre formulation qu'il existe en réalité une compétition entre le développement de la microfissuration et le remplissage des pores par les cristaux d'ettringite. En effet, les valeurs obtenues par les mesures de porosité accessible à l'eau pour un gonflement inférieur à 0,3% restent inchangées.

Les données reliant l'évolution des propriétés physiques du béton avec un état de dégradation lié au développement de la pathologie sont peu présentes dans la littérature scientifique et paraissent prometteuses pour la détection des réactions de gonflement interne. Il y a donc un manque de données important, notamment sur l'évolution des propriétés chimiques comme le pH ou encore la dissolution de la Portlandite permettant d'alimenter la réaction.

I.6 CONCLUSION

Cette synthèse bibliographique a permis de réaliser une revue des mécanismes réactionnels et de l'influence des paramètres relatifs à la formulation et à l'environnement concernant le développement des réactions de gonflement interne. Cette étude a été réalisée dans le but de faire apparaître les besoins en recherche sur ces pathologies pour orienter l'étude sur le plan expérimental. En effet, malgré le nombre important de recherches conduites dans ce domaine, beaucoup de questionnements demeurent sans réponses.

Les mécanismes réactionnels de la réaction sulfatique interne (RSI) sont complexes et ne font toujours pas consensus à ce jour. Malgré cette complexité, Brunetaud a proposé un modèle global, décrit en quatre phases, regroupant de nombreuses théories. De nombreux paramètres influent sur le développement de la RSI, et sont distingués en deux groupes, ceux liés à la formulation du béton et ceux liés à l'environnement. Concernant les paramètres de formulation, l'expansion générée est fortement dépendante de la nature du liant, notamment sur la teneur en \bar{S} , A, C_3A et en alcalins. La quantité d'eau ajoutée va également influencer. Elle va influencer sur la porosité et donc sur les transferts ioniques, mais son rôle ne fait pas encore consensus. De plus la nature et la taille des granulats ont également leur importance ; il a été montré que l'utilisation de granulats siliceux de petites tailles permet d'accroître

significativement la cinétique et le potentiel de gonflement de la RSI. Du côté de l'environnement, cette pathologie nécessite pour se développer un minimum de 90% d'humidité relative et une montée en température supérieure à 65°C à un moment de son histoire. Plus il y a d'eau, plus le gonflement sera important. Un effet optimal permettant d'obtenir un gonflement rapide et important a été démontré sur le couple température et durée de maintien (énergie utile) et se situe aux alentours de 2000°C.h.

Concernant la réaction alcali-silice (RAS), les mécanismes réactionnels mis en jeu ne font toujours pas consensus à ce jour. Cependant de nombreux paramètres liés à la formulation et à l'environnement jouent sur le développement de la RAS. En effet, du côté de la formulation du béton, la composition du liant a un rôle majeur sur l'expansion provoquée par la RAS. Plus le taux d'alcalins est élevé, plus l'expansion sera significative. Un minimum de 3 kg/m³ d'alcalin équivalent est nécessaire pour le développement de cette pathologie. Les granulats sont les éléments qui vont le plus influencer sur l'expansion. En effet, sans granulats « réactifs » la pathologie ne peut pas se développer. Par ailleurs, la taille et la répartition granulaire est à prendre en compte. Si les granulats sont de trop petite taille (< 315 µm) aucun gonflement n'est observé malgré la présence de gel. L'eau va également influencer en modifiant les propriétés de transfert mais, comme pour la RSI, ce point ne fait pas encore consensus. Pour ce qui est de l'environnement, l'eau a un rôle primordial. Plus il y a d'eau, plus le gonflement sera important. Le seuil minimal pour que la pathologie se développe est inférieur à celui de la RSI, et se situe aux alentours de 70% d'humidité relative. Le rôle de la température sur cette pathologie permet uniquement d'accélérer la cinétique de dégradation sans en changer le gonflement final obtenu.

Il existe de nombreux modèles numériques permettant la transposition entre les dégradations observées en laboratoire et celles observées sur les ouvrages existants. La complexité des réactions et le nombre important de paramètres influant sur leur développement rendent la plupart des modèles complexes et nécessitent un grand nombre de paramètres d'entrée calés à partir d'essais en laboratoire. Ces pathologies se développant très lentement, des protocoles de dégradations accélérés ont dû être mis en place. On retiendra les protocoles réalisés par l'IFSTTAR. Dans ce cadre l'approche performantielle prévoit par l'intermédiaire d'indicateurs de durabilité (mesure des propriétés physico-chimiques), une approche permettant de prédire l'évolution du béton lorsqu'il est exposé à des conditions environnementales données. Seulement, cette approche concerne principalement les dégradations exogènes. De plus il y a un grand manque de données dans la littérature

concernant l'évolution des propriétés physico-chimiques du béton soumis à une pathologie interne au béton comme la RAS, la RSI ou encore la concomitance de ces deux pathologies.

Ce travail de thèse essaiera de combler ces besoins, en appliquant un programme expérimental concentré sur les mesures physico-chimiques et mécaniques du béton en fonction de l'état d'évolution des pathologies afin de faire émerger des indicateurs de durabilité spécifiques aux pathologies et ainsi prédire et détecter ces dernières au sein d'un ouvrage. De plus, il s'agira également d'étudier la concomitance de ces deux réactions. En effet, les conditions d'apparition de ces deux réactions étant proches, elles peuvent apparaître simultanément dans un ouvrage.

II. CHAPITRE II : PROGRAMME **EXPERIMENTAL**

II.1 INTRODUCTION

Pour rappel, l'objectif de cette étude est d'identifier un indicateur qui soit sensible à la présence des Réactions de Gonflement Interne (RGI) dans le béton, pour permettre le suivi et la détection de ces pathologies. Dans le cas d'ouvrage nucléaire, les RGI peuvent se décliner sous la forme d'une Réaction Sulfatique Interne (RSI), d'une Réaction Alkali-Silice (RAS) ou de manière couplée (RSI et RAS). Les trois cas sont étudiés. Les bétons caractérisés dans cette étude sont représentatifs des bétons du parc nucléaire français. Ces bétons sont confectionnés à partir de ciments Portland classiques (CEMI et CEMII) et ont déjà fait l'objet de dégradation sous l'effet de RGI (Al Shamaa, 2012 ; Jabbour 2018). Naturellement, le développement de ces réactions peut prendre plusieurs années. Afin de reproduire les mécanismes pathogènes tout en augmentant les cinétiques de dégradation, des protocoles d'essais accélérés ont été mis en place. Des études antérieures (Pelissou, 2017 ; Jabbour 2018) ont mis en évidence que les protocoles développés par l'IFSTTAR sont les mieux adaptés vis-à-vis des conditions environnementales réelles. Ces protocoles ont été choisis et sont détaillés dans ce chapitre. L'étude bibliographique sur les RGI a permis de mettre en évidence un manque de données sur l'évolution des propriétés physico-chimiques et mécaniques du béton au cours de sa dégradation. Un grand nombre de propriétés ont donc été étudiées afin de couvrir toutes les évolutions liées à l'avancement des RGI.

Ce chapitre présente dans une première partie, les formulations des bétons étudiés (cf. II.2) et les protocoles de dégradation associés au développement des RGI (cf. II.3). Afin de corréler l'évolution des propriétés mesurées avec le développement des RGI, des bétons de référence ne développant aucune pathologie ont également été confectionnés. Les protocoles d'essais, permettant la caractérisation physico-chimiques et mécaniques des bétons, sont exposés (cf II.4). Ce chapitre présente également la caractérisation des bétons effectuée à l'état frais (cf. II.5.1) et à l'état durci (cf II.5.2). A l'état durci, le suivi des bétons de référence au cours du temps est présenté (cf II.5.2.1). Ceci permettra d'identifier par différence la part d'évolution des propriétés mesurées due aux RGI. La caractérisation des bétons pathologiques et des bétons de référence à l'état initial est également présentée (cf. II.5.2.2).

II.2 MATERIAUX D'ETUDE

Cette première partie présente, les matériaux de base utilisés pour la confection des bétons. Deux ciments Portland classiques sont utilisés ainsi que trois granulats de nature minéralogique différente. Les formulations de bétons et la procédure de fabrication sont ensuite décrites.

II.2.1 Constituants de base

II.2.1.1 Ciments

Deux ciments sont utilisés pour la fabrication des bétons. Le premier est un CEM I 52,5 N provenant de la cimenterie de Beffes. Le second ciment utilisé est un CEM II A-LL 42,5 R de la cimenterie d'Airvault.

Constituants	Composition des ciments (%)	
	CEM I 52,5 N	CEM II A-LL 42,5 R
Clinker	96	92
Calcaire	4	6
Secondaire (laitier, cendre volantes)	0	2

II-1: Composition des ciments

Le tableau II-1 renseigne les informations sur la composition des ciments. Le CEM I 52,5 N contient 96% de clinker et 4% d'addition calcaire. Le CEM II A-LL 42,5 R est composé de 92% de clinker, de 6% d'addition calcaire et de 2% de constituants secondaires (laitier et cendre volante).

La composition élémentaire des clinkers est donnée dans le tableau II-2. Les trois principaux éléments entrants dans la composition de l'ettringite sont le soufre, l'aluminium et le calcium. Le CEMI et le CEMII contiennent une quantité importante d'oxyde de calcium, respectivement de 63,2 et 63,5%, le calcium n'est donc pas ici un facteur limitant pour la formation d'ettringite différée. Le rapport molaire $\left(\frac{SO_3}{Al_2O_3}\right)_m$ du CEMI et du CEMII est respectivement de 0,84 et 0,75. L'ettringite étant composée d'une mole d'aluminate et de trois moles de sulfate, la teneur en sulfate sera le facteur limitant la formation d'ettringite différée. Concernant les alcalins, ils sont indispensables pour la création du gel lors de la RAS. Le CEMI et le CEMII contiennent respectivement un pourcentage massique d'alcalin équivalent « Na₂O_{éq} » de 0,7 et 1%.

Eléments	Composition élémentaire des clinkers (%)	
	CEM I 52,5 N	CEM IIA-LL 42,5 R
SiO ₂	19,3	19,7
Al ₂ O ₃	5,3	4,6
Fe ₂ O ₃	2,6	3,2
TiO ₂	0,3	0,3
MnO	0	0,1
CaO	63,2	63,5
MgO	2,0	1,2
SO ₃	3,5	2,7
K ₂ O	0,94	1,36
Na ₂ O	0,08	0,11
P ₂ O ₆	0,2	0,5
Perte au feu	2,9	3,6

Tableau II-2 : Composition chimique élémentaire des clinkers

Les caractéristiques physiques des ciments sont répertoriées dans le tableau II-3. La surface spécifique Blaine du CEMII est légèrement supérieure à celle du CEMI, respectivement de 3906 et 3854 cm²/g. La plus grande surface spécifique dans le cas du CEMII est probablement due à la présence de filler calcaire. Cependant, cette différence reste faible devant les valeurs courantes que l'on trouve pour les ciments portland classiques qui peut varier de 2500 à plus de 4500 cm²/g (Marzouki et al., 2013). La masse volumique des deux ciments est similaire respectivement de 3110 et 3112 kg/m³ pour le CEMI et le CEMII.

Caractéristiques physiques	CEM I 52,5 N	CEM II A-LL 42,5 R
Surface Blaine (cm ² /g)	3854	3906
Masse volumique (kg/m ³)	3110	3112

Tableau II-3 : Caractéristiques physiques des ciments

Les fiches techniques des ciments CEM I 52 N et CEM II A-LL 42,5 R sont respectivement fournis en annexes 1 et 2.

II.2.1.2 Granulats

Trois granulats de nature minéralogique différente sont utilisés pour la fabrication des bétons. Les granulats calcaires « Non Réactifs » (NR) vis-à-vis de la réaction alcali-silice proviennent de Saint Maurice La Clouère. Le tableau II-4 présente les caractéristiques physiques de ces granulats.

Classe granulométrique	Granulats GSM – Saint Maurice La Clouère (calcaire « NR »)	
	Masse volumique réelle (kg/m ³)	Absorption d'eau (%)
0/4	2650	2,60
4/11,2	2630	2,60
11,2/22,4	2630	2,60

Tableau II-4 : Caractéristiques physiques des granulats calcaires NR

Les granulats siliceux « Non Réactifs » (NR) vis-à-vis de la réaction alcali-silice utilisés proviennent de la carrière Palvadeau – Les Douèmes. Les caractéristiques physiques de ces granulats sont données dans le tableau II-5.

Classe granulométrique	Granulats Palvadeau – Les Douemes (siliceux « NR »)	
	Masse volumique réelle (kg/m ³)	Absorption d'eau (%)
0/0,315	2750	0,67
0,315/1	2750	0,67
1/4	2640	0,70
4/8	2640	0,70
8/12	2640	0,70
12,5/20	2640	0,70

Tableau II-5 : Caractéristiques physiques des granulats siliceux NR

Afin de développer la réaction alcali-silice, des granulats de nature silico-calcaire « Potentiellement Réactifs » (PR) vis-à-vis de cette réaction proviennent de Gaurain Ramecroix. Le tableau II-6 présente les caractéristiques physiques de ces granulats.

Classe granulométrique	Granulats CCB – Gaurain Ramecroix (silico-calcaire « PR »)	
	Masse volumique réelle (kg/m ³)	Absorption d'eau (%)
0/4	2650	0,50
4/14	2660	0,50
14/20	2660	0,60

Tableau II-6 : Caractéristiques physiques des granulats silico-calcaires PR

II.2.1.3 Adjuvant

Un superplastifiant haut réducteur d'eau est utilisé pour la confection des bétons de l'étude. Il s'agit du MasterGlenium 21 (BASF).

II.2.2 Formulations de béton

Trois formulations de béton représentatives du parc nucléaire français sont étudiées. Leur caractérisation sous l'effet de Réaction de Gonflement Interne (RGI) a déjà fait l'objet d'études et permet ainsi d'accroître les connaissances sur le comportement de ces bétons vis-à-vis des RGI (Al Shamma, 2012 ; Jabbour 2018). Trois cas sont ici étudiés : la Réaction Sulfatique Interne (RSI), la Réaction Alcali-Silice (RAS) et le couplage RAS & RSI. Afin

d'observer l'influence de la présence de ces pathologies sur les propriétés du béton, un béton de référence ne développant pas la pathologie est également caractérisé pour chaque béton pathologique étudié.

L'utilisation de la méthode de Dreux a permis de déterminer les proportions de granulats à mettre en œuvre pour obtenir une optimisation du squelette granulaire identique pour toutes les formulations. Dans le cas de la RSI, une même formulation est utilisée pour confectionner des bétons ayant une dénomination différente. La différence se fera sur les conditions de cure et de conservation, présentées par la suite.

	Ciment	Granulats	Dénomination des bétons		
			Cas RSI	Cas RAS	Cas couplage
Formulation 1	CEM II 42,5 R	Siliceux « NR »	CEMII-RSI-Si & CEMII-RSI-Si-réf	-	-
Formulation 2	CEM I 52,5 N	Calcaire « NR »	CEMI-RSI-Ca & CEMI-RSI-Ca-réf	CEMI-RAS-réf	
Formulation 3	CEM I 52,5 N	Silico- calcaire « PR »	-	CEMI-RAS	CEMI- RAS&RSI

Tableau II-7 : Tableau récapitulatif des bétons confectionnés pour l'étude

Deux formulations différentes sont étudiées dans le cas de la RSI. La dénomination des bétons est notée « Ciment-Pathologie-Granulats » ; pour les bétons de référence un sigle « réf » est ajouté à la dénomination (Tableau II-7). Pour rappel, la RSI est provoquée par la formation d'ettringite différée dans le béton. Cette réaction peut intervenir lorsque le béton subit une élévation de température supérieure à 65°C au jeune âge (Kchachek, 2015). Dans cette étude, l'élévation de température est effectuée par un traitement thermique. Les formulations des bétons pathologiques et des bétons de référence restent donc identiques. Les bétons de référence ne subiront pas de traitement thermique.

Le béton confectionné pour développer la RAS suit la dénomination « CEMI-RAS ». Pour le béton de référence, le sigle « réf » est ajouté à la fin de la dénomination (Tableau II-7). Pour rappel, la RAS a lieu uniquement lorsque trois réactifs sont réunis dans le béton : les alcalins, l'eau et la silice réactive contenue dans les granulats (Godart et Le Roux, 2008). Afin de ne

pas développer la pathologie, le béton de référence sera donc constitué de granulats « Non-Réactifs » vis-à-vis de la RAS.

Le béton utilisé pour le couplage est noté « CEMI-RAS&RSI ». La formulation de ce béton est identique à celle utilisée dans le cas de la RAS. Le béton de référence correspond également à celui confectionné dans le cas de la RAS, les conditions de maturation sont identiques. Le béton de référence caractérisé pour le couplage sera donc noté CEMI-RAS-réf (Tableau II-7).

La formulation 1, utilisée pour la confection des bétons CEMII-RSI-Si et CEMII-RSI-Si-réf est présentée dans le tableau II-8.

Constituants	Quantités (kg/m ³)
CEMII/A-LL 42,5 R	350
Sable siliceux 0/0,315	264
Sable siliceux 0,315/1	151
Sable siliceux 1/4	254
Gravillon siliceux 4/8	145
Gravillon siliceux 8/12	399
Gravillon siliceux 12/20	616
Eau efficace	188
Superplastifiant	0,35
Na ₂ O _{eq}	3,5

Tableau II-8 : Formulation 1 ; bétons CEMII-RSI-Si et CEMII-RSI-Si-réf

La formulation 2 est présentée dans le tableau II-9. Cette dernière est utilisée pour confectionner les bétons CEMI-RSI-Ca, CEMI-RSI-Ca-réf et CEMI-RAS-réf.

Constituants	Quantités (kg/m ³)
CEMI 52,5 N	400
Sable calcaire 0/4	718
Gravillon calcaire 4/11,2	289
Gravillon calcaire 11,2/22,5	813
Eau efficace	185
Superplastifiant	4
Na ₂ O _{eq}	5

Tableau II-9 : Formulation 2 ; bétons CEMI-RSI-Ca, CEMI-RSI-Ca-réf, CEMI-RAS-réf

Le tableau II-10 présente la formulation 3, utilisée pour la confection des bétons CEMI-RAS et CEMI-RAS&RSI.

Constituants	Quantités (kg/m ³)
CEMI 52,5 N	400
Sable silico-calcaire PR 0/4	713
Gravillon silico-calcaire PR 4/12	389
Gravillon silico-calcaire PR 12/20	734
Eau efficace	185
Superplastifiant	3
Na ₂ O _{eq}	5

*Tableau II-10 : Formulation 3 ; bétons **CEMI-RAS** et **CEMI-RAS&RSI***

Pour rappel, dans le cas de la RAS, le seuil minimal d'alcalin équivalent pour produire un gonflement significatif est estimé à 3 kg/m³ selon une étude de (Shehata et al. 2000). Or, la quantité initiale d'alcalin équivalent provenant du ciment des bétons développant la RAS et leur référence est de 2,8 kg/m³. L'eau de gâchage de tous les bétons obtenus à partir des formulations 2 et 3 a donc été dopée en NaOH afin d'obtenir une quantité d'alcalin équivalent de 5kg/m³ pour s'assurer d'un gonflement significatif lors du développement de la RAS. De plus, selon une étude de (Gao et al., 2013), les granulats de taille inférieure à 315µm ne permettent pas de générer suffisamment de gel pour endommager la matrice cimentaire. Afin d'éviter la consommation d'alcalins par ces granulats, le sable a été tamisé pour ne retenir que la fraction supérieure à 315µm. Cette fraction granulaire a été retirée pour les bétons **CEMI-RAS**, **CEMI-RAS&RSI** (formulation 3) ainsi que pour le béton de référence **CEMI-RAS-réf** (formulation 2).

II.2.3 Malaxage et mise en place

La procédure de fabrication des bétons fait référence aux protocoles des normes françaises (NF P 18-400, 1981 ; NF P 18-404, 1981). Un malaxeur de capacité 150 litres a été utilisé (figure II-1).



Figure II-1 : Malaxeur de 150L utilisé pour la fabrication des bétons

Chaque gâchée comprend 100 litres de béton. Deux gâchées sont nécessaires pour la confection des éprouvettes des bétons pathologiques ; une seule suffit pour la confection des éprouvettes de référence.

La séquence de malaxage se compose en trois étapes :

- malaxage à sec pendant 1 min,
- ajout de l'eau avec 1/3 du plastifiant, durée 3 min,
- ajout des 2/3 restant de superplastifiant, durée 1min 30.

A la fin du malaxage, le béton est caractérisé à l'état frais. Cette caractérisation comprend : l'affaissement au cône d'Abrams et la masse volumique. Ces essais ont été réalisés respectivement selon les normes (NF EN 12350-2, 2019 ; NF EN 12350-6, 2019). Le béton est ensuite mis en place par vibration dans des moules cylindriques $\Phi 11 \times h 22$ cm et $\Phi 15 \times h 20$ cm. Le temps total (malaxage et mise en place) est de 45 minutes après remplissage des moules.

II.3 MATURATION

Différentes méthodes de cure et de mise en dégradation ont été adoptées suivant la pathologie visée. Les procédures de dégradation accélérée de l'IFSTTAR ont été choisies pour leur bonne représentativité des conditions environnementales (Pelissou, 2017 ; Jabbour 2018).

II.3.1 Protocole accéléré pour la RSI

Pour rappel, la RSI se caractérise par la formation d'ettringite différée dans la matrice cimentaire, après durcissement du béton. Suivant les conditions environnementales, cette réaction peut mettre plusieurs années à se développer dans les ouvrages. Cette dernière a lieu lorsque le béton subit une élévation de température au jeune âge supérieure à 65°C (Kchachek, 2015). Lors du retour à température ambiante et au contact de l'eau, l'ettringite différée recristallise dans un espace confiné, ce qui génère des pressions internes et amène au gonflement du béton (Godart et Divet, 2009).

Afin de permettre un développement rapide de la RSI, l'essai n°66 de l'IFSTTAR a été adopté (Méthode d'essai n°66, 2007). Cet essai se décompose en 3 étapes :

- le traitement thermique,
- les cycles de séchage et d'humidification,
- une immersion définitive dans l'eau à 20 °C.

Le traitement thermique et les cycles de séchage et d'humidification sont représentés sur la figure II-2. Les bétons développant la RSI (figure II-2a), suivent le protocole d'essai de la (Méthode d'essai n°66, 2007). Les bétons de référence suivent également le protocole mais ne sont pas soumis au traitement thermique, une cure endogène est effectuée en remplacement (figure II-2b). Pour réaliser la cure endogène, les éprouvettes sont emballées dans des sacs plastiques étanches afin d'éviter tout échange hydrique avec l'environnement extérieur et sont entreposées dans une salle climatisée à 20°C.

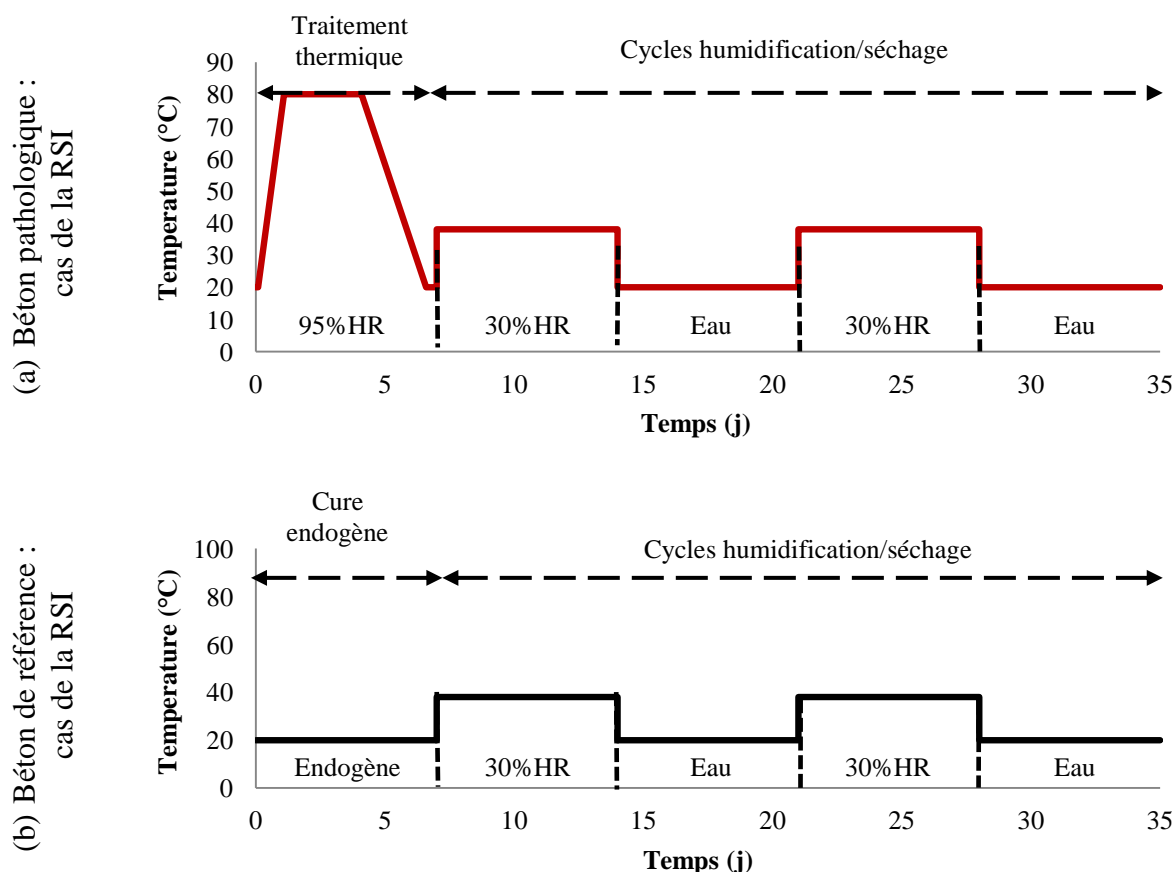


Figure II-2 : Environnement de conservation des bétons développant la RSI (a) et leurs références (b)

II.3.1.1 Traitement thermique

La (Méthode d'essai n°66, 2007) ne fixe pas les caractéristiques du traitement thermique. Cependant, il peut être obtenu, par exemple, en simulant l'échauffement au jeune âge d'une pièce massive de béton. Le cycle thermique doit comporter 4 phases :

- une période de pré-prise,
- une phase de montée en température,
- un maintien en température,

- une phase de refroidissement.

Le traitement thermique reproduit au jeune âge correspond à celui de l'étude de (Al Shamaa et al., 2012), effectué sur des bétons similaires. Ce dernier a permis de générer des gonflements significatifs lors de la dégradation par la RSI. Le traitement thermique est appliqué directement après la fabrication des éprouvettes. Les corps d'épreuve sont placés dans une enceinte climatique contrôlée en température et en humidité relative. Le traitement thermique appliqué dure au total 7 jours et suit les 4 étapes de la (Méthode d'essai n°66, 2007) (figure II-3):

- maintien à 20°C ; 95%HR pendant 2h,
- montée en température de 20°C à 80°C ; 95%HR à une vitesse de 2,5°C/h,
- palier à 80°C ; 95%HR pendant 72h,
- descente en température de 80°C à 20°C ; 95%HR à une vitesse de -1°C/h et maintien à 20°C ; 95%HR pendant 10h.

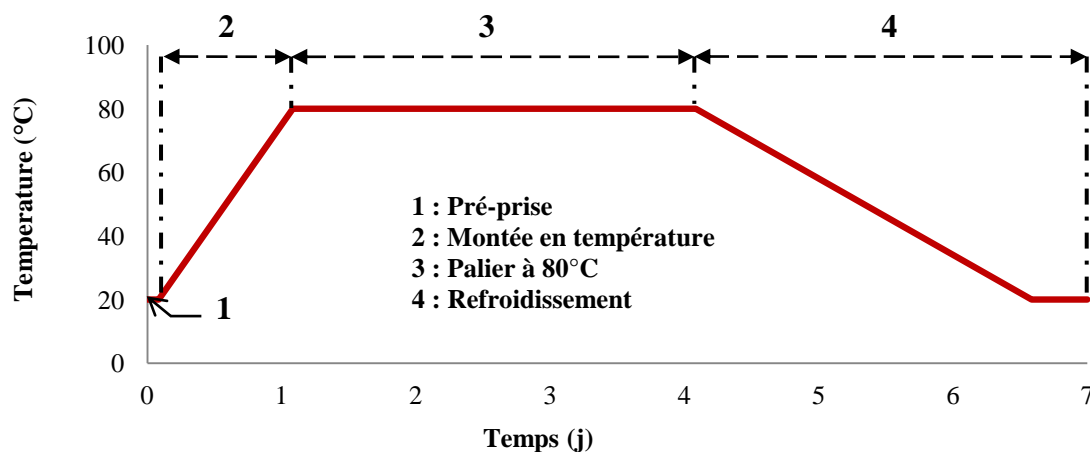


Figure II-3 : Traitements thermique appliqué aux bétons développant la RSI

II.3.2 Cycles humidification/séchage

Les cycles de séchage et d'humidification se décomposent en deux cycles de 14 jours (Méthode d'essai n°66, 2007):

séchage à 38°C ; HR<30% pendant 7 jours,

humidification dans l'eau à 20°C pendant 7 jours,

Pour rappel (cf. I.2.2.4.2), les changements de conditions hydriques et thermiques imposés par ces deux cycles vont générer l'initiation de la microfissuration dans le béton. Ceci va permettre d'accélérer la cinétique d'apparition de la RSI en augmentant les transferts

hydriques et ioniques (Fu et al., 1997 ; Leklou et al., 2013), ce qui favorisera également le lessivage des alcalins et donc la formation d'ettringite différée (Leklou et al., 2013).

Le début de mise en dégradation est considéré dans le cas des bétons développant la RSI à 35 jours c'est-à-dire à la fin du traitement thermique et des cycles d'humidification et séchage. A partir de 35 jours les éprouvettes sont totalement immergées dans l'eau à 20°C. Elles sont conservées dans des conteneurs isothermes, équipés d'une pompe permettant d'homogénéiser les espèces présentes dans l'eau et la température. Ces bacs sont entreposés dans une salle climatisée à 20 °C (figure II-4 et II-5). Comme il est précisé dans la (Méthode d'essai n°66, 2007), le volume de l'eau de conservation doit être limité. Il est fixé à 1,5 fois le volume du béton. L'eau de conservation n'est pas renouvelée.

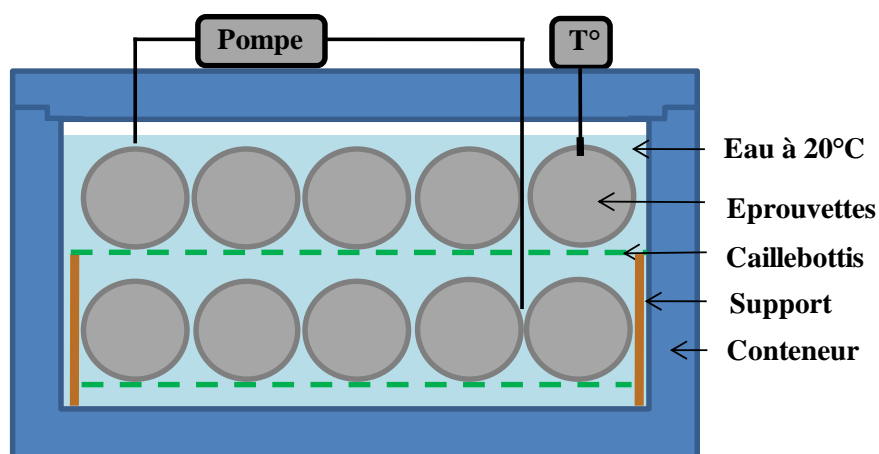


Figure II-4 : Conservation des éprouvettes : cas de la RSI



Figure II-5 : Bacs de conservation : cas de la RSI

II.3.3 Protocole accéléré pour la RAS

Pour rappel, la RAS est caractérisé par la formation de gel silico-alcalin dans le béton. Suivant les conditions environnementales, plusieurs années sont nécessaires à son développement. Cette réaction a lieu lorsque trois réactifs sont réunis : les alcalins, l'eau et la silice réactive contenue dans les granulats (Godart et Le Roux, 2008). Un minimum de 70% HR est

nécessaire pour générer de l'expansion (Poyet, 2003). Le protocole de dégradation envisagé pour la RAS est inspiré de la (Méthode d'essai n°44, 1997). Ce protocole prévoit une conservation des éprouvettes à 38°C et 100%HR. La température de conservation des corps d'épreuves a uniquement un rôle cinétique. Il existe différentes températures pour accélérer la cinétique de formation du gel : 23, 38 et 60°C (Larive, 1997). La température de 38°C proposée dans le protocole de l'IFSTTAR a été choisie afin de permettre un développement rapide de la RAS sans trop accélérer la cinétique de développement engendré par une conservation à 60°C. Cette température de conservation est également conseillée par (Jabbour, 2018). Etant donné le nombre important d'éprouvettes confectionnées, le choix s'est porté sur une immersion des corps d'épreuve dans l'eau, la conservation à 100%HR étant dans ce cas difficilement réalisable. Une fois la fabrication du béton terminée, les éprouvettes sont placées en condition endogène pendant 28 jours. Les éprouvettes sont conservées dans des sacs plastiques étanches afin d'éviter tout échange hydrique avec l'environnement extérieur et sont entreposées dans une salle climatisée à 20°C. Les éprouvettes sont ensuite immergées dans l'eau à 38 °C (Figure II-6).

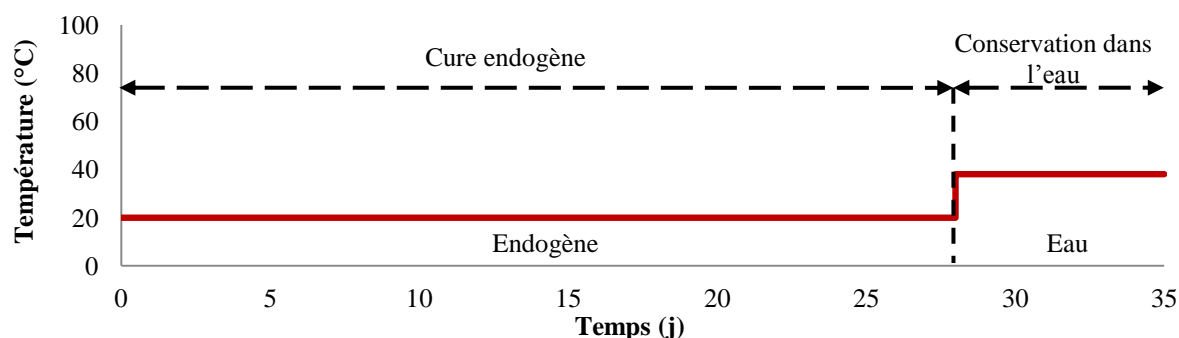


Figure II-6 : Environnement de conservation du béton développant la RAS et sa référence

Le début de mise en dégradation est considéré dans le cas de la RAS à 28 jours. Afin de limiter la lixiviation des alcalins, l'eau de conservation n'est pas renouvelée. Comme dans le cas de la RSI, le rapport du volume de l'eau de conservation sur le volume de béton est fixé à 1,5. Le béton de référence suit la même cure (Figure II-6). Pour rappel, seule la différence minéralogique des granulats différencie le béton de référence de celui développant la RAS.

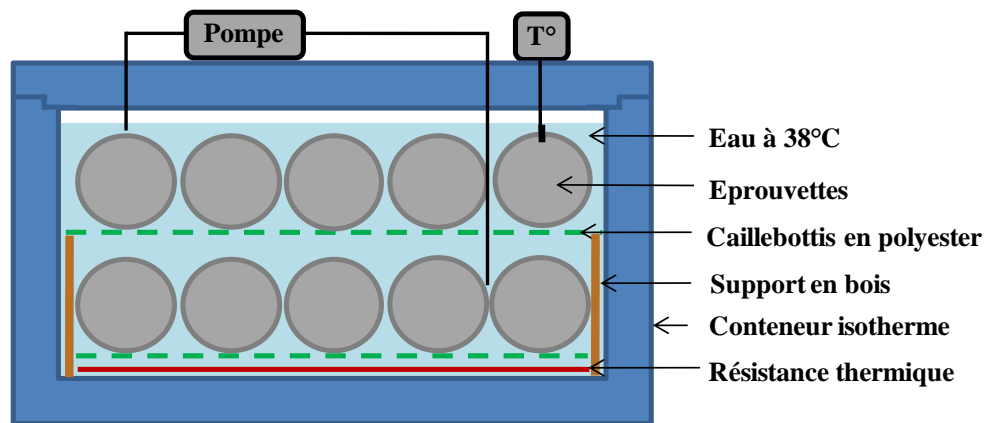


Figure II-7 : Conservation des éprouvettes : cas de la RAS

Les éprouvettes de béton sont stockées dans des conteneurs isothermes équipés d'une pompe permettant d'homogénéiser les espèces présentes dans l'eau et la température. Le maintien en température est assuré par une résistance contrôlée via un thermostat (figures II-7 et II-8).

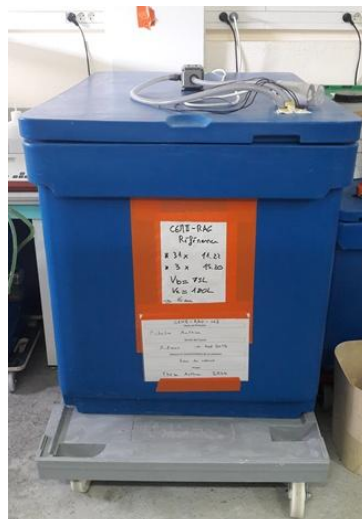


Figure II-8 : Bac de conservation : cas de la RAS

II.3.4 Cas de la concomitance des pathologies

Le protocole de dégradation envisagé pour la concomitance des pathologies est inspiré des deux protocoles précédents. Il s'agit du même protocole que celui utilisé pour la RAS, cependant le traitement thermique utilisé pour générer la RSI est effectué durant les 7 premiers jours. Contrairement au cas de la RSI, les cycles d'humidification et séchage n'ont pas été adoptés pour éviter le lessivage des alcalins et ainsi favoriser la RAS. La consommation d'alcalins pour la formation du gel permettra de favoriser le développement de la RSI. A la place, les éprouvettes sont conservées en condition endogène jusqu'à 28 jours. Enfin les éprouvettes sont placées dans de l'eau à 38°C pour permettre un développement rapide de la RAS. Ce protocole se décompose en 3 étapes :

- le traitement thermique : 20°C pendant 2h, montée en température jusqu'à 80°C (2,5°C/h), maintien à 80°C pendant 3 jours, refroidissement jusqu'à 20°C (-1°C/h)
- la mise en condition endogène jusqu'à 28 jours,
- une immersion définitive dans l'eau à 38 °C (Figure II-9).

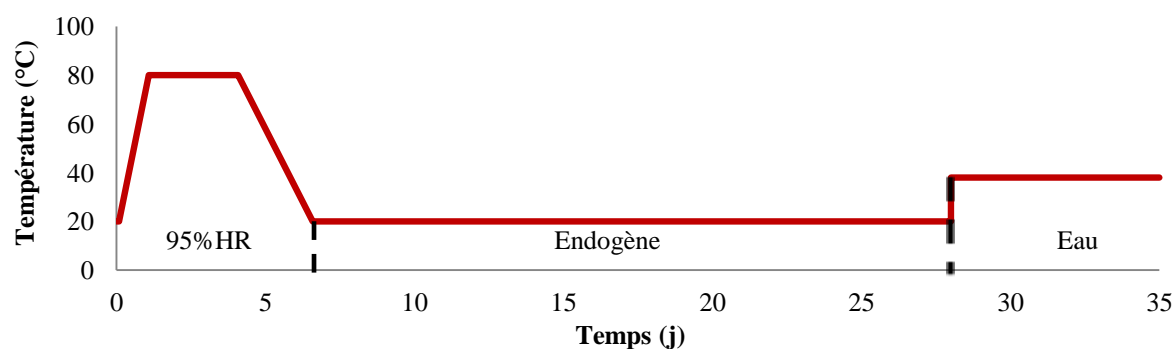


Figure II-9 : Environnement de conservation du béton développant les deux RGI

Le début de mise en dégradation est là aussi considéré dans ce cas à 28 jours. Comme précédemment, le rapport du volume de l'eau de conservation sur le volume de béton est pris égal à 1,5. L'eau de conservation n'est pas renouvelée. Les bacs de conservation où sont placés les éprouvettes sont les mêmes que dans le cas de la RAS. Le béton de référence est le même que celui utilisé pour la RAS.

Le tableau II-11 présente un résumé des conditions de cure et de conservation des bétons étudiés.

	Formulation	E_{eff}/C	Cure	Durée de cure	Conservation
CEMII-RSI-Si	1	0,54	TT (7j) + H/S (28j)	35j	Eau à 20°C
CEMII-RSI-Si-réf	1	0,54	Endogène (7j) + H/S (28j)	35j	Eau à 20°C
CEMI-RSI-Ca	2	0,46	TT (7j) + H/S (28j)	35j	Eau à 20°C
CEMI-RSI-Ca-réf	2	0,46	Endogène (7j) + H/S (28j)	35j	Eau à 20°C
CEMI-RAS	3	0,46	Endogène (28j)	28j	Eau à 38°C
CEMI-RAS-réf	2	0,46	Endogène (28j)	28j	Eau à 38°C
CEMI-RAS&RSI	3	0,46	TT (7j) + Endogène (21j)	28j	Eau à 38°C

Tableau II-11 : Tableau récapitulatif des conditions de cure et de conservation

Le sigle « TT » représente le traitement thermique relatif au développement de la RSI, « H/S » correspond aux cycles d'humidification et de séchage.

II.4 PROTOCOLES D'ESSAIS DE CARACTÉRISATION

L'objectif de cette étude concerne la détection des RGI par les indicateurs. Un grand nombre de propriétés sont étudiés afin de couvrir toutes les évolutions liées au développement des

pathologies et à leur suivi au cours du temps. Ceci permettra de faire émerger des indicateurs physico-chimiques ou mécaniques sensibles au développement des pathologies dans le béton. En premier lieu, le suivi de masse et des déformations longitudinales et transversales est effectué pour quantifier l'avancement des pathologies, des observations microscopiques sont également réalisées pour s'assurer de la présence des pathologies dans le béton. Dans un second temps, des essais chimiques sont réalisés pour observer une modification de la microstructure et quantifier la lixiviation des alcalins au cours de la dégradation. Puis, des essais physiques sont effectués pour révéler l'impact de la fissuration générée sur les propriétés de transfert. Finalement, des essais mécaniques ont été réalisés pour quantifier l'état d'endommagement des bétons soumis à ces pathologies.

II.4.1 Avancement des RGI

II.4.1.1 Suivi d'expansion et de masse

Les mesures d'expansion sont effectuées selon les directions longitudinale et transversale des éprouvettes. Elles sont réalisées sur trois éprouvettes cylindriques $\Phi 11 \times h 22$ cm. Les plots utilisés pour réaliser les mesures sont en acier inoxydable et sont directement ancrés dans le béton (NF EN 12390-16, 2019).

Pour les mesures longitudinales, deux plots sont utilisés ; une seule mesure est effectuée par éprouvette (figure 10). La mesure de l'expansion longitudinale est effectuée par l'intermédiaire d'un rétractomètre numérique ayant une précision de $\pm 1 \mu\text{m}$.

Concernant les mesures d'expansion transversales, huit plots sont utilisés, ils sont répartis le long de l'éprouvette selon un angle de 90° ; 4 mesures sont effectuées par éprouvettes (figure II-10). Une moyenne des mesures transversales est ensuite effectuée pour chaque éprouvette. La mesure de l'expansion transversale est réalisée par un micromètre ayant une précision de $\pm 5 \mu\text{m}$.

Une moyenne des expansions sur trois éprouvettes est ensuite effectuée. Les éprouvettes sont sorties de leur environnement de conservation environ 4h avant la mesure. Elles sont emballées dans des sacs plastiques étanches afin d'éviter tout échange hydrique avec leur environnement extérieur et sont conservés à 20°C afin d'éviter tout effet de dilatation thermique pendant la mesure.

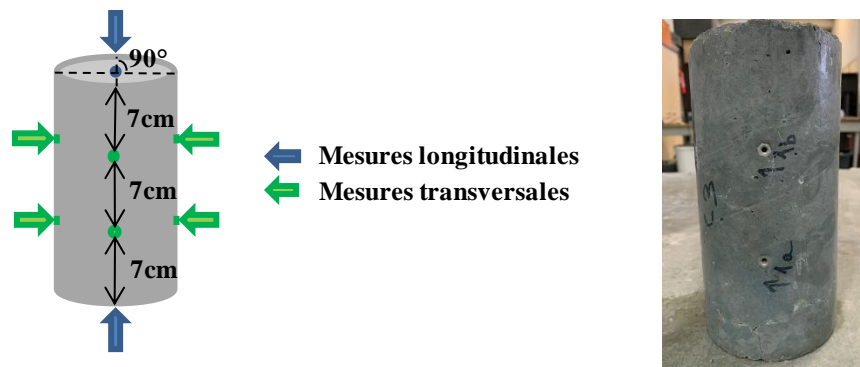


Figure II-10 : Mesures longitudinales et transversales des éprouvettes $\Phi 11 \times h 22 \text{ cm}$

Le suivi de masse est effectué sur trois éprouvettes dont la surface est séchée à l'aide d'un papier absorbant afin d'éviter que l'eau adsorbé à la surface des éprouvettes ne perturbe la mesure.

II.4.1.2 Microscope Electronique à Balayage

Ces analyses sont réalisées avec un Microscope Electronique à Balayage (MEB) de type JEOL JSM-6380LV couplé à un Spectromètre à Energie Dispersive (EDS) RONTEC XFLASH 3001. Ces observations sont réalisées sur des surfaces polies et des fractures. Les échantillons sont extraits du centre d'une éprouvette par sciage, congelés dans de l'azote liquide puis placés dans un lyophilisateur pendant un jour afin de permettre le séchage de l'échantillon par sublimation. Ce protocole assure un arrêt rapide des processus réactionnels dans la matrice cimentaire et permet également d'éviter la carbonatation des échantillons (Cassagnabère et al., 2009). L'échantillon est ensuite fracturé ou poli. Après une étape de métallisation au carbone sous vide, les échantillons sont placés dans la chambre du MEB sous un vide poussé à une pression de 10^{-6} bar. Les observations s'effectuent en mode électrons rétrodiffusés, avec une tension d'accélération de 15 kV. Des analyses supplémentaires par cartographie d'éléments sont également effectuées sur les échantillons grâce à l'analyseur EDS pour conforter les observations microscopiques.

II.4.2 Essais chimiques

Les essais chimiques réalisés sont présentés dans ce paragraphe. Ces derniers sont effectués pour observer si la présence de produit pathogène engendre une modification des propriétés chimiques mesurées. Les essais chimiques concernent : l'analyse de la solution interstitielle (mesure du pH et de la teneur en alcalin), la détermination de la teneur en Portlandite par

Analyse Thermo-Gravimétrique (ATG) ainsi que l'analyse de la microstructure par Diffraction des Rayons X (DRX).

II.4.2.1 Analyse de la solution interstitielle : mesure du pH et de la teneur en alcalin

La solution interstitielle du béton est extraite par pression mécanique. Cette méthode a été employée dans de nombreux travaux trouvés dans la littérature (Cyr et al., 2008 ; Pu et al., 2012 ; Plusquellec et al., 2017).

La solution interstitielle est extraite à partir de morceaux d'une éprouvette cylindrique ($\Phi 11 \times h 22$ cm) rompue en compression. Les morceaux obtenus de l'ordre du cm^3 , contenus au centre de l'éprouvette, sont mis en place dans un moule ayant un volume d'environ 300cm^3 , permettant d'extraire la solution interstitielle présente dans le béton. La contrainte appliquée permettant l'extraction est de 900 MPa, avec une vitesse de mise en charge de 1MPa/s (figure II-11).

Une fois la solution extraite, le pH est déterminé par une sonde calibrée par deux solutions tampon ayant un pH de 10 et de 13. La solution est ensuite stabilisée à l'acide nitrique pour obtenir un pH inférieur à 3 afin d'éviter la carbonatation des espèces. La quantité d'alcalins présents dans la solution est déterminée grâce à la Spectrométrie d'Emission Atomique couplé à un Plasma à Couplage Inductif (ICP-AES) de type PERKIN ELMER OPTIMA 7000. La solution est diluée 100 fois par une solution dosée à 2% de HNO_3 afin que la quantité d'alcalins (Na^+ et K^+) à analyser rentre dans la gamme de mesure de l'appareil.



Figure II-11 : Système d'extraction de la solution interstitielle

II.4.2.2 Teneur en Portlandite

La teneur en Portlandite est déterminée par Analyse Thermo-Gravimétrique (ATG) sur un échantillon prélevé au cœur d'une éprouvette cylindrique ($11 \times 22\text{cm}$). Les prélèvements sont ensuite congelés dans de l'azote liquide et placés dans un lyophilisateur pendant 1 jour afin de permettre le séchage de l'échantillon par sublimation (Cassagnabère et al., 2009). L'échantillon d'environ 50g est ensuite pré-broyé à l'aide d'un marteau, puis broyé

manuellement. La poudre est ensuite passée totalement au tamis de 80 μ m. Trois échantillons d'environ 1g sont prélevés à partir de la poudre obtenue et sont passés à l'ATG. La détermination de la teneur en Portlandite s'effectue à partir de l'analyse différentielle (DTG) sur l'intervalle de température correspondant au pic de déshydratation de la Portlandite compris entre 430 et 530°C (Villain et al., 2007). Une moyenne de la teneur en Portlandite obtenue sur les trois échantillons est ensuite effectuée. L'appareillage utilisé pour l'ATG comprend un TGA2 METTLER. La montée en température s'effectue à une vitesse de 10°C/min, la température maximale atteint 1050°C.

II.4.2.3 Diffraction aux rayons x

La Diffraction aux Rayons X (DRX) est réalisée sur un seul échantillon d'environ 30g, prélevé sur la poudre broyée à 80 μ m qui a été confectionnée pour l'Analyse ThermoGravimétrique. L'appareil utilisé est un diffractomètre D8 ADVANCE BRUCKER, la cathode est une lampe cuivre, la tension à l'anode est de 40 kV pour une intensité de 40mA. Le balayage s'effectue de 4 à 70° à une vitesse de 0,08°/s.

II.4.3 Essais mécaniques

Des essais mécaniques sont effectués pour quantifier l'endommagement du béton lors de la dégradation provoquée par le développement des RGI. Quatre grandeurs mécaniques sont mesurées: la résistance en compression, le module statique, le module dynamique en acoustique linéaire et non linéaire. Les différents essais présentés sont réalisés sur les mêmes éprouvettes, l'essai de résistance en compression est effectué lorsque les mesures de modules d'élasticité ont été réalisées.

II.4.3.1 Résistance en compression

Les essais de résistance en compression sont effectués sur 4 éprouvettes cylindriques $\Phi 11 \times h 22$ cm selon la norme (NF EN 12390-3). Les éprouvettes sont rectifiées le jour de l'essai. La résistance en compression est dans un premier temps déterminée sur une seule éprouvette pour permettre la mesure du module statique (cf. II.4.3.2), puis sur les trois mêmes éprouvettes que celles utilisées pour les différentes mesures de module proposées. La mesure de la résistance en compression est réalisée à l'aide d'une presse 3R ayant une capacité de charge de 4000kN. La vitesse de chargement est de 0,5MPa/s. La résistance en compression et l'écart type sont obtenus à partir de la moyenne des 4 éprouvettes.

II.4.3.2 *Module statique*

Les essais de module statique sont effectués selon la norme (NF EN 12390-13, 2014) sur 3 éprouvettes cylindriques $\Phi 11 \times h 22 \text{ cm}$. La mesure du module est réalisée à l'aide d'une cage extensométrique permettant la mesure des déformations longitudinales selon trois directions. La contrainte maximale appliquée, pour la mesure de la déformation, correspond au tiers de la résistance en compression. La résistance en compression est déterminée avant l'essai sur une éprouvette $\Phi 11 \times h 22 \text{ cm}$ (cf. II.4.3.1). L'essai est conduit sur une presse 3R ayant une capacité de charge de 4000kN (figure II-12). La vitesse de chargement / déchargement est fixée à 0,5MPa/s. Le module statique correspond à la moyenne des trois essais avec l'écart type associé.

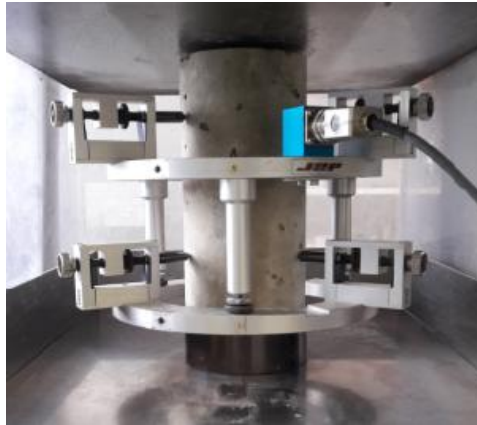


Figure II-12 : Mesure du module statique

II.4.3.3 *Module dynamique acoustique linéaire*

Les essais de module dynamique sont effectués selon la norme (NF EN 12504-4, 2005), sur trois éprouvettes cylindriques $\Phi 11 \times h 22 \text{ cm}$. La mesure du module dynamique en acoustique linéaire consiste à générer un train d'onde acoustique à travers l'éprouvette de béton. Ce dernier est émis par un transducteur en émission placé au milieu d'une des faces rectifiées. Le transducteur en réception, placé sur l'autre face, convertit le train d'ondes reçu en un signal électrique. Un oscilloscope, relié aux transducteurs, permet de déterminer le temps d'arrivée des ondes transversales et longitudinales. Le module dynamique est calculé selon l'équation II-1 :

$$E = \rho \cdot v_t^2 \cdot \left(\frac{3v_l^2 - 4v_t^2}{v_l^2 - v_t^2} \right) \quad (\text{II-1})$$

Avec, E le module dynamique (Pa), ρ la masse volumique en kg/m^3 , v_t la vitesse d'onde de cisaillement (m/s), v_l la vitesse d'onde de compression (m/s).

Le matériel utilisé comprend un générateur de signal de type SOFRANEL 5077PR, un oscilloscope TEKTRONIX et des transducteurs à ondes longitudinales et à ondes transversales de 250kHz. Afin d'améliorer la qualité du signal, un liquide visqueux est nécessaire à l'interface béton / transducteur (figure II-13). Le module dynamique est obtenu à partir de la moyenne de trois éprouvettes.

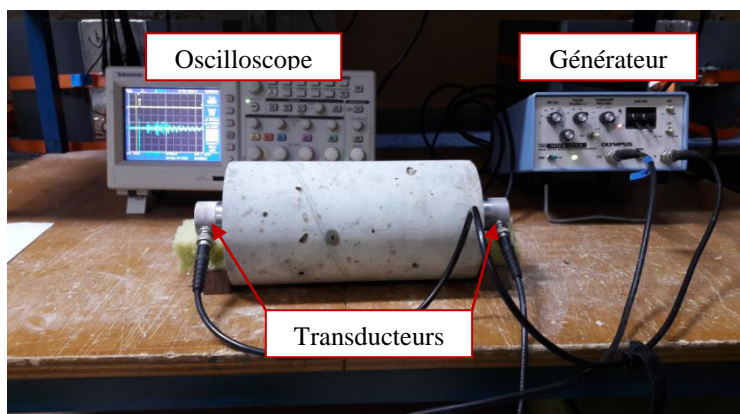


Figure II-13 : Mesure du module dynamique en acoustique linéaire

II.4.3.4 Module dynamique acoustique non linéaire

Une seconde méthode de mesure du module dynamique utilise la mise en résonance de l'éprouvette. Il n'existe actuellement pas de référence normative pour ce protocole d'essai sur le béton. Cependant, cette technique a été utilisée lors de précédentes études et semble être sensible au développement de la RSI (Brunetaud, 2005 ; Al Shamaa, 2012).

Le principe consiste à générer une impulsion au centre d'une des faces rectifiées de l'éprouvette à l'aide d'un marteau d'impact. L'impulsion ainsi générée permet d'exciter l'éprouvette dans son mode longitudinal. L'éprouvette est suspendue sur une potence afin de limiter l'absorption des ondes par le support lors de l'impact. La résonance engendrée, génère un signal qui est recueilli par un accéléromètre sur l'autre face de l'éprouvette (figure II-14). Le signal traité par une transformée de Fourier donne la fréquence propre de résonance longitudinale du matériau. Le module est déterminé par la relation II-2.

$$f_{long} = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{E_{dyn}}{\rho}} \quad (II-2)$$

Avec, L la longueur de l'éprouvette et f_{long} la fréquence propre longitudinale du matériau.

Quatre impacts d'intensité croissante sont générés pour chaque éprouvette. Le module d'une éprouvette est calculé à partir des 4 fréquences propres de résonance obtenues. Le module dynamique est calculé à partir de la moyenne des trois éprouvettes.

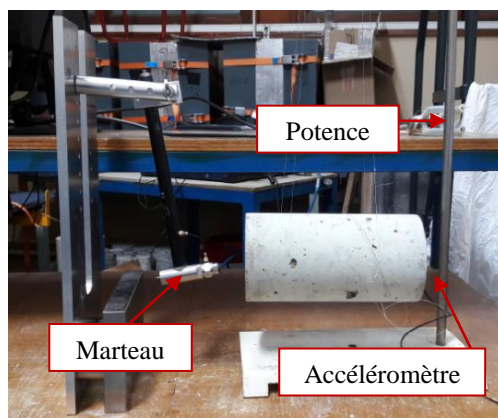


Figure II-14 : Mesure du module dynamique en acoustique non linéaire

II.4.4 Essais physiques

Les essais physiques, présentés ici, font partie des indicateurs de durabilité généraux utilisés pour le béton. Ces derniers sont effectués afin de quantifier l'impact de la dégradation générée par le développement des RGI sur les propriétés de transfert du béton. Quatre essais physiques sont réalisés : la porosité accessible à l'eau, la perméabilité aux gaz, la migration des chlorures en régime non stationnaire et la résistivité électrique.

II.4.4.1 Porosité accessible à l'eau

Cet essai est effectué selon la norme (NF P18-459, 2010) sur trois échantillons cylindriques $\Phi 15 \times h 5$ cm obtenus à partir d'une éprouvette $\Phi 15 \times h 20$ cm ; les extrémités des éprouvettes ne sont pas utilisées.

Après sciage, les échantillons sont placés dans un dessiccateur pendant 4h puis saturés dans de l'eau pendant 44h. Ils sont ensuite pesés hydrostatiquement dans l'eau (m_{sateau}) puis essuyés en surface et pesés dans l'air (m_{satair}). Les échantillons sont ensuite séchés dans une enceinte climatique à une température de 40°C et 20%HR. Une fois la masse stabilisée (perte de masse inférieure à 0,01% sur une semaine), ces derniers sont placés dans un dessiccateur pendant 24h à 20 °C puis sont pesés dans l'air (m_{air}). La porosité accessible à l'eau, notée « p », est calculée selon l'équation II-3.

$$p = \frac{m_{\text{satair}} - m_{\text{air}}}{m_{\text{satair}} - m_{\text{sateau}}} 100 \quad (\text{II-3})$$

Avec, respectivement m_{sateau} et m_{satair} la masse saturée de l'échantillon dans l'eau et dans l'air et m_{air} la masse dans l'air de l'échantillon séché.

Le séchage des échantillons est effectué à deux températures. Le séchage à 40°C a été adopté afin de ne pas déstabiliser l'ettringite différée formée lors du développement de la RSI. La température de séchage à 105°C correspond à celle proposée dans la norme. Une fois la

porosité à l'eau déterminée par un séchage à 40°C, l'essai de perméabilité au gaz (cf. II.4.4.2) est réalisé. Les échantillons sont ensuite placés dans une étuve à 105°C jusqu'à stabilisation de la masse dans l'air de l'échantillon séché. La porosité à l'eau est une nouvelle fois mesurée et la porosité recalculée.

II.4.4.2 Perméabilité au gaz

L'essai de perméabilité au gaz est effectué selon la norme (XP P18-463, 2011) sur trois échantillons cylindriques $\Phi 15 \times h 5 \text{ cm}$, obtenus par sciage d'une éprouvette cylindrique $\Phi 15 \times h 20 \text{ cm}$. Cependant, une température de séchage des échantillons de 40°C a été adoptée pour deux raisons : cela permet d'une part, d'éviter la déstabilisation de l'ettringite formée lors du développement de la RSI et d'autre part de limiter la fissuration supplémentaire engendrée par le séchage à 105°C proposé dans la norme.

Les échantillons sont les mêmes que ceux utilisés pour la mesure de la porosité accessible à l'eau : ils sont séchés dans une enceinte climatique contrôlée à 40°C et 20%HR. Les mesures sont effectuées par l'intermédiaire de l'appareillage Cembureau à des pressions de 1, 2, 3 et 4 bars (figure II-15). La perméabilité apparente est obtenue selon l'équation II-4.

$$K_a = \frac{2 \cdot P_1 \cdot Q \cdot L \cdot \mu}{A(P_0^2 - P_1^2)} \quad (\text{II-4})$$

Avec, P_1 la pression absolue à la sortie (Pa), P_0 la pression absolue à l'entrée (Pa), Q le débit volumique (m^3/s), L l'épaisseur de l'échantillon (m), μ la viscosité dynamique de l'air (Pa.s) et A la section de l'échantillon (m^2). La perméabilité apparente ($K_{a0,2}$) est obtenue à partir de la moyenne effectuée sur trois échantillons, pour une pression relative injectée lors de l'essai de 1 bar (0,2 MPa en pression absolue).



Figure II-15 : Perméamètre Cembureau

II.4.4.3 Migration des chlorures en régime non stationnaire

Les essais de migration des chlorures en régime non stationnaire sont effectués selon le protocole (PerfDub, 2017 (1)) qui est inspiré du protocole de la norme (XP P18 462, 2012). L'essai est réalisé sur trois échantillons cylindriques $\Phi 11 \times h 5 \text{ cm}$ obtenus à partir d'une éprouvette $\Phi 11 \times h 22 \text{ cm}$. Les extrémités de l'éprouvette ne sont pas utilisées.

Le coefficient de migration des ions chlore est un paramètre permettant de donner des indications sur la capacité du matériau à résister à la diffusion d'espèces sous l'effet d'un gradient de concentration. Cette diffusion se faisant très lentement, un protocole accéléré a été mis en place et consiste à faire migrer des ions chlorures à travers l'échantillon en appliquant une différence de potentiel entre deux points de l'échantillon via des électrodes pour accélérer le phénomène (figure II-16).

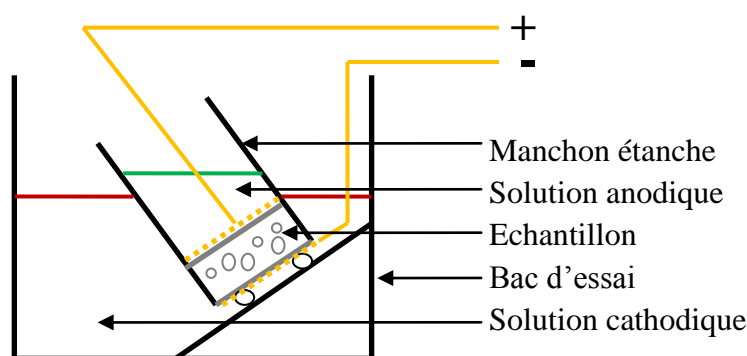


Figure II-16: Schéma de l'essai de diffusion aux chlorures

La solution anodique contient une concentration de $0,1 \text{ mol/l}$ de NaOH , la solution cathodique contient $0,1 \text{ mol/l}$ de NaOH et $0,5 \text{ mol/l}$ de NaCl afin de permettre ce transfert sous gradient de concentration.

Les échantillons sont dans un premier temps placés sous vide durant 4h dans un dessiccateur équipé d'une pompe à vide et saturés dans une solution de NaOH dosée à $0,1 \text{ mol/l}$ pendant 72h. Les échantillons sont introduits dans des manchons étanches puis placés sur le banc d'essai (figure II-16). Une fois l'essai terminé, les éprouvettes sont fendues par un essai de fendage.

La détermination de la profondeur de pénétration des ions chlore se fait en aspergeant de nitrate d'argent les faces des éprouvettes préalablement fendues. La réaction entre le chlore et le nitrate d'argent va former du chlorure d'argent facilement reconnaissable par sa teinte argentée.

La valeur du coefficient de migration est apparent (D_{app}) et est donnée par l'équation II-5.

$$D_{app} = \frac{R.T.e(x_d - \alpha\sqrt{x_d})}{Z.F.\Delta E.\Delta t} \quad (II-5)$$

$$\alpha = 2.erf^{-1}\left(1 - 2.\frac{c_d}{c_s}\right) \cdot \sqrt{\frac{R.T.e}{Z.F.\Delta E}} \quad (II-6)$$

Avec, R la constante des gaz parfaits ($R = 8,314J/(K.mol)$), T la température durant l'essai (K), e l'épaisseur de l'échantillon (m), x_d : la profondeur de pénétration des chlorures (m), Z la valence des ions chlore, F la constante de Faraday ($F = 96480J/(V.mol)$), ΔE la tension appliquée (V) et Δt la durée de l'essai (s).

$erf^{-1}\left(1 - 2.\frac{c_d}{c_s}\right)$: a pour valeur 0,764 pour $c_0 = 0,5mol/l$.

La mesure moyenne de la profondeur de pénétration des ions chlorures x_d est déterminée à partir de la mesure de 8 points pour chaque demi-cylindre soit 16 mesures au total. Le coefficient de migration des ions chlore correspond à la moyenne des trois essais.

II.4.4.4 Résistivité électrique

Les essais de résistivité font référence au protocole Perfdub, conduits sur trois échantillons cylindriques ($\Phi 11 \times h 5$ cm) obtenus à partir d'une éprouvette ($\Phi 11 \times h 22$ cm). Les extrémités de l'éprouvette ne sont pas utilisées (PerfDub, 2017 (2)). Les échantillons sont les mêmes que ceux utilisés pour l'essai de migration des chlorures. Pour rappel, les échantillons sont placés sous vide durant 4h dans un dessiccateur équipé d'une pompe à vide à 20 °C, puis sont saturés dans une solution de NaOH dosée à 0,1mol/l pendant 72h.

Les échantillons sont ensuite disposés entre deux éponges d'environ 2mm d'épaisseur, deux grilles reliées à un générateur sont utilisées pour la mesure. Un poids de 2kg vient serrer le dispositif (figure II-17).

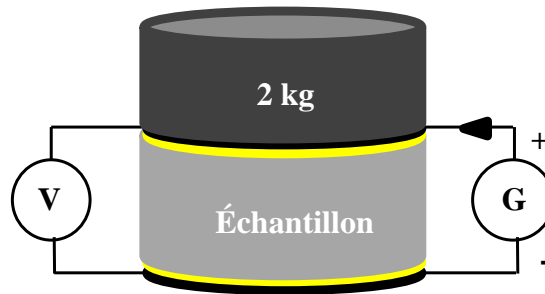


Figure II-17 : Schéma de l'essai de résistivité électrique (PerfDub, 2017 (2))

L'essai est répété trois fois pour chaque échantillon, la résistivité est déterminée suivant 10 cycles de mesures, pour une intensité injectée de 50mA, selon l'équation II-7.

$$\rho = \frac{(R_{\text{béton}} - R_{\text{éponge}}) \cdot S}{L} \quad (\text{II-7})$$

Avec : $R_{\text{béton}}$, la résistance du béton (Ω), $R_{\text{éponge}}$, la résistance de l'éponge (Ω), ρ la résistivité du béton ($\Omega.m$), S la surface de l'échantillon (m^2) et L l'épaisseur de l'échantillon (m).

Une moyenne des trois mesures est dans un premier temps effectuée par échantillon. La résistivité électrique du béton correspond à la moyenne des trois échantillons.

II.5 CARACTERISATION DES BETONS A L'ETAT SAIN

Cette partie présente dans un premier temps les résultats de la caractérisation des bétons à l'état frais (cf. II.5.1). Puis, l'évolution des propriétés physico-chimiques et mécaniques au cours du temps, mesurées sur les bétons de référence (II.5.2.1). Ceci permettra d'identifier si une évolution des paramètres mesurés a lieu lors du vieillissement du matériau. Enfin, la caractérisation des bétons pathologiques et des bétons de référence à l'état initial est présentée : soit à 35 jours pour les bétons développant la RSI et leurs références et à 28 jours pour les autres bétons (cf. II.5.2.2).

II.5.1 Caractérisation à l'état frais

La caractérisation des formulations étudiées à l'état frais est effectuée selon deux protocoles d'essais : l'affaissement au cône d'Abrams (NF EN 12350-2, 2019) et la masse volumique NF EN 12350-6, 2019).

	Formulation	E_{eff}/C	Affaissement (cm)	Masse volumique (kg/m^3)	
				Expérimentale	Théorique
			Gâchée 1 / 2	Gâchée 1 / 2	
CEMII-RSI-Si	1	0,54	22 / 23	2380 ± 13 / 2380 ± 14	2367
CEMII-RSI-Si-réf	1	0,54	21	2383 ± 22	2367
CEMI-RSI-Ca	2	0,46	4 / 4	2385 ± 3 / 2356 ± 4	2409
CEMI-RSI-Ca-réf	2	0,46	2	2379 ± 7	2409
CEMI-RAS	3	0,46	4 / 2	2437 ± 6 / -	2426
CEMI-RAS-réf	2	0,46	4	2344 ± 8	2409
CEMI-RAS&RSI	3	0,46	2 / 2	2461 ± 14 / -	2426

Tableau II-12 : Résultats des essais à l'état frais

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau II-12. Deux gâchées de 100L ont été réalisées pour la confection des bétons pathologiques (CEMII-RSI-Si, CEMI-RSI-Ca, CEMI-

RAS et CEMI-RAS&RSI) et une gâchée de 100L pour les bétons de référence (CEMII-RSI-Si-réf, CEMI-RSI-Ca-réf et CEMI-RAS-réf). Pour rappel, le béton CEMI-RAS-réf sert de référence pour deux bétons (CEMI-RAS et CEMI-RAS&RSI).

L'affaissement mesuré sur les bétons CEMI-RSI-Si et CEMI-RSI-Si-réf, dont la composition provient de la formulation 1 ($E_{eff}/C=0,54$), est d'environ 22 cm. Celui mesuré sur les bétons des formulations 2 et 3 ($E_{eff}/C=0,46$) est compris entre 2 et 4cm. Pour rappel, la seule différence entre les formulations 2 et 3 provient de la nature des granulats utilisés.

La masse volumique obtenue expérimentalement concorde avec la valeur théorique. La masse volumique des bétons se situe autour de 2400 kg/m^3 . Cependant, la masse volumique mesurée sur le béton CEMI-RAS-réf est légèrement inférieure à celle des bétons CEMI-RSI-Ca et CEMI-RSI-Ca-réf, provenant de la même formulation.

II.5.2 Caractérisation à l'état durci

II.5.2.1 *Suivi des bétons de référence au cours du temps*

Cette partie traite uniquement de l'évolution des propriétés physico-chimiques et mécanique des bétons de référence au cours de leurs vieillissements. La comparaison entre les valeurs des propriétés mesurées à l'état initial pour les différents bétons sera présentée par la suite.

II.5.2.1.1 *Propriétés chimiques*

II.5.2.1.1.1 *Teneur en alcalin*

L'évolution de la concentration en alcalin en fonction de la racine carrée du temps d'immersion, pour les bétons de référence, est présentée dans la figure II-18. La concentration en alcalin équivalent ($\text{Na}_2\text{O}_{eq} = \text{Na}_2\text{O} + 0,658\text{K}_2\text{O}$) exposée est déterminée à partir des teneurs en sodium (Na) et potassium (K) présents dans la solution interstitielle.

Les bétons CEMII-RSI-Si-réf et CEMI-RSI-Ca-réf ayant subi une immersion dans l'eau lors des cycles d'humidification et séchage, la concentration en alcalin de la solution interstitielle avant l'immersion dans l'eau n'a pas été mesurée. Cependant, elle a pu être calculée théoriquement, pour tous les bétons, en considérant d'une part que le béton est totalement saturé en eau et d'autre part que tous les alcalins présents initialement dans le béton sont contenus dans la porosité, selon la relation II-8 :

$$C_{0\text{Na}_2\text{O}_{eq}}^S = \frac{C_{0\text{Na}_2\text{O}_{eq}}^b}{M_{\text{Na}_2\text{O}_{eq}} \cdot p} \quad (\text{II-8})$$

Avec « $C_{0Na_2O_{\text{éq}}}^S$ » la concentration molaire en alcalin équivalent de la solution interstitielle (mol/l) ; « $C_{0Na_2O_{\text{éq}}}^C$ » représente la concentration massique en alcalin équivalent par litre de béton (g/l), $M_{Na_2O_{\text{éq}}}$ représente la masse molaire et enfin « p » correspond à la porosité du béton (l/l), caractérisée à l'état initial (cf. II.5.2.2.3).

Les points théoriques sont représentés par des ronds sur la figure II-18. La valeur théorique et expérimentale de la concentration en alcalin de la solution interstitielle, avant immersion, pour le béton CEMI-RAS est respectivement de 486 et 568mmol/l. Celle calculée pour le béton CEMI-RAS-réf, dont la composition est identique est de 520mmol/l. Les valeurs théoriques calculées semblent correctement estimer la concentration initiale en alcalin.

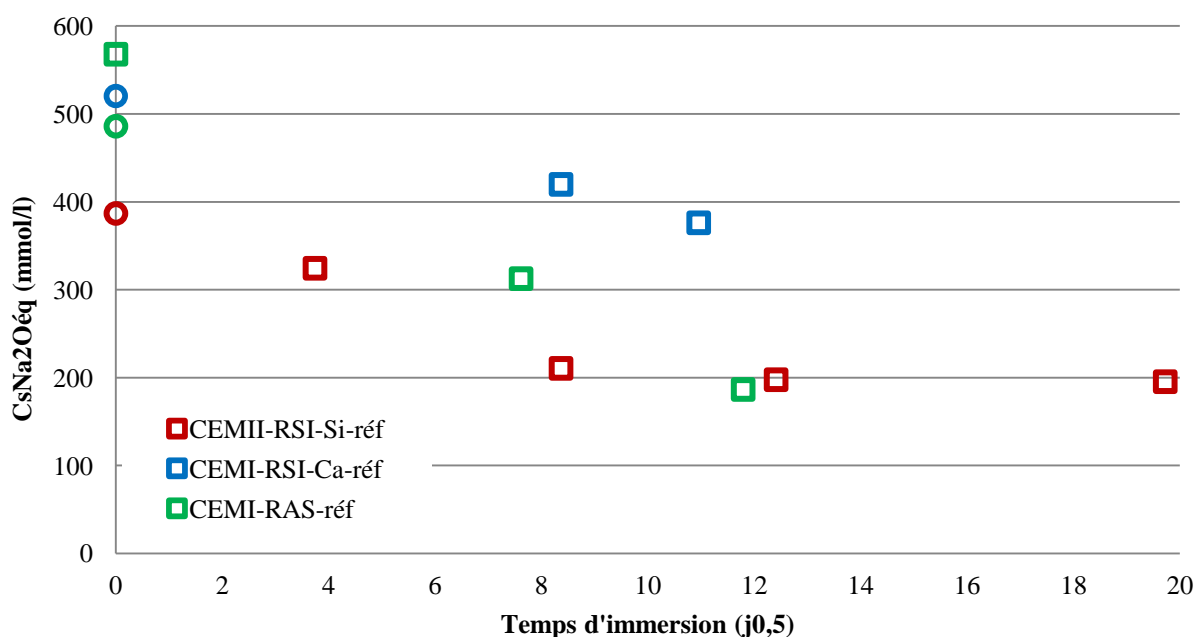


Figure II-18 : Evolution de la concentration en alcalin de la solution interstitielle en fonction de la racine carré du temps pour les bétons de référence

L'environnement de conservation de ces bétons a généré une lixiviation importante des ions alcalins au cours du temps. En effet, d'après la concentration théorique obtenue, le béton CEMII-RSI-Si-réf présente une lixiviation de 46% au bout de 70 jours d'immersion. Une diminution d'environ 20% au bout de 70 jours d'immersion de la concentration en alcalins équivalent est observée pour le béton CEMI-RSI-Ca-réf. La concentration en alcalins du béton CEMI-RSI-Ca-réf semble rester supérieure à celle du béton CEMII-RSI-Si au cours de la conservation. La diminution de la concentration en alcalin pour le béton CEMI-RAS-réf est d'environ 49% dans cette période (détermination expérimentale). Il est à noter que la quantité d'alcalin équivalent lessivé pour le béton CEMI-RSI-Ca-réf est plus faible en

comparaison au béton **CEMI-RAS-réf** pour une formulation identique. Ce phénomène est probablement dû à la température de conservation à 38°C dans le cas du béton **CEMI-RAS-réf** qui a engendré une augmentation de la cinétique de diffusion des alcalins dans le béton.

Pour tous les bétons étudiés, la lixiviation la plus importante a lieu durant les premiers jours de conservation dans l'eau puis semble se stabiliser par la suite. Dans le cas de la RSI, cette lixiviation va favoriser la précipitation d'ettringite différée dans le béton. Dans le cas de la RAS, les alcalins étant nécessaires à la formation du gel alcali-silice, leurs lixiviations risquent au contraire de réduire la précipitation du gel.

II.5.2.1.1.2 pH de la solution interstitielle

L'évolution du pH de la solution interstitielle en fonction du temps pour les bétons de référence est présentée dans la figure II-19. Pour rappel, lorsque la cure est terminée, les éprouvettes sont immergées dans l'eau.

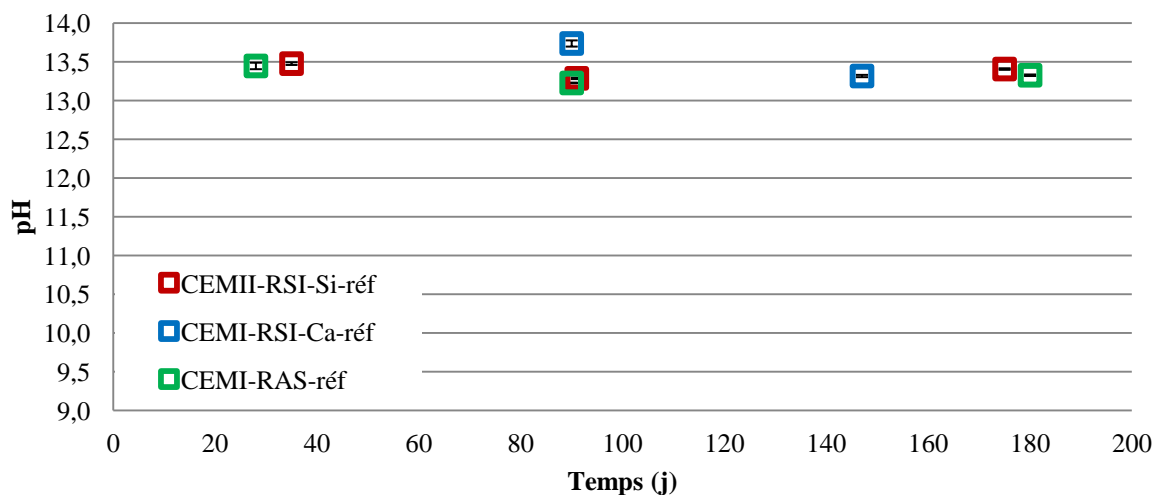


Figure II-19 : Evolution du pH de la solution interstitielle en fonction du temps pour les bétons de référence

Le gradient de concentration en alcalin existant entre la solution interstitielle et l'eau de conservation a conduit à une lixiviation importante des alcalins contenus dans le béton (cf. II.5.2.1.1.1). Les alcalins, K^+ et Na^+ , sont les principaux cations responsables d'une valeur élevée du pH du béton. La lixiviation de ces espèces devrait donc diminuer le pH au cours du temps (Sagüés et al., 1997). Cependant, les résultats présentés sur la figure II-19 montrent que pour chaque béton de référence aucune évolution du pH n'est observée au cours du temps. Il semblerait donc que malgré la lixiviation observée, la concentration en alcalin reste suffisamment élevée pour maintenir le pH à 13,5 au cours du temps (figure II-19).

Le protocole d'essai peut également être en partie responsable de ces valeurs élevées et stable du pH. En effet, (Chappex et Scrivener, 2012) ont étudié l'impact de la pression exercée lors de l'essai d'extraction, sur une pâte de CEMI conservée en condition endogène à 20°C pendant 550 jours. Une augmentation de la concentration en alcalin a été observée lorsque la pression exercée lors de l'essai augmente. L'essai a été effectué selon trois niveaux de pression : 230, 420 et 800MPa (Chappex et Scrivener, 2012). (Lothenbach, 2010) explique ce phénomène par le fait que la pression appliquée peut amener une augmentation de la solubilité des phases et donc à une augmentation de la quantité d'ions présents dans la solution interstitielle. Dans notre cas, la pression exercée lors de l'essai est de 900MPa. Il est alors possible que le phénomène exposé soit à l'origine d'une valeur stable et élevée du pH au cours du temps. Cependant, ces observations ne font pas consensus dans la littérature ; (Cyr et al., 2008) ont effectué des tests sur des mortiers pour des pressions d'extraction allant jusqu'à 1000MPa et n'ont pas observé d'augmentation de la concentration en alcalin avec l'augmentation de pression.

II.5.2.1.1.3 Teneur en Portlandite

Les résultats des mesures de la teneur en Portlandite en fonction du temps pour les bétons de référence sont présentés dans la figure II-20. La teneur en Portlandite a été mesurée sur des échantillons de béton, or cette mesure se fait habituellement sur des pâtes de ciment. Afin de ramener cette quantité à la masse de ciment, il est nécessaire d'estimer la part de granulats contenus dans l'échantillon. Pour rappel, la température maximale atteinte lors de l'essai est de 1050°C. Dans le cas de granulats calcaires, la quantité de calcite présente dans ces derniers peut être quantifiée lors de l'essai. En revanche, dans le cas de granulats siliceux, cette température ne permet pas de dissoudre la silice présente, elle n'est donc pas quantifiable par l'essai. La fraction granulaire contenue dans l'échantillon de béton a été approximée pour les granulats siliceux en considérant que seule la fraction de sable (< 4mm) est présente. Pour ce faire, les granulats de dimension supérieure ont été écartés lors de l'échantillonnage.

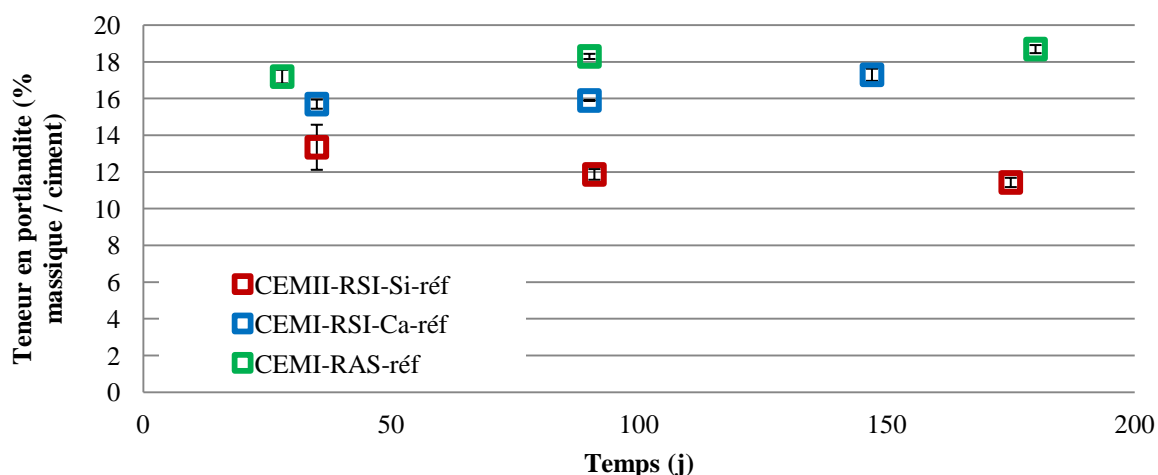


Figure II-20 : Evolution de la teneur en Portlandite en fonction du temps pour les bétons de référence

Aucune évolution significative n'est observée au cours du temps pour chaque béton. La teneur en Portlandite des bétons **CEMI-RSI-Ca-réf** et **CEMI-RAS-réf**, dont la composition est identique, semble être comprise entre 16 et 18%. Le béton **CEMII-RSI-Si-réf**, contenant des granulats siliceux, présente une teneur en Portlandite bien plus faible entre 12 et 13%. Il se peut que l'hypothèse faite sur la quantité de granulats siliceux présents dans l'échantillon ne permette pas d'obtenir une bonne estimation de la teneur en Portlandite. Ce phénomène est également observé par la suite, lors de la comparaison des bétons à l'état initial (cf. II.5.2.2.1).

La teneur en Portlandite fait partie des indicateurs de durabilité généraux utilisé pour la RAS. La source de calcium et d'hydroxyles permettant respectivement la stabilisation du gel et la dissolution de la silice réactive, provient de la dissolution de la Portlandite (Baroghel-Bouny, 2004). Dans le cas des bétons développant la RAS et le couplage des pathologies, une diminution de la teneur en Portlandite est donc attendue.

II.5.2.1.1.4 Diffraction aux rayons x

Les résultats des essais de DRX menés sur les bétons de référence à 35, 90 et 180 jours sont fournis en annexe 3. Une seule phase hydratée est observée : la Portlandite. La présence de calcite provenant de l'addition minérale contenue dans le CEMII est également détectée. La présence de granulats dans l'échantillon, représentée par des pics de quartz ou de calcite de haute intensité masque les pics de plus faible intensité aux abords de ces derniers. Il devient alors difficile d'analyser les autres phases anhydres et hydratées. Aucune différence entre les spectres de DRX n'est observée entre les échéances d'essais. La présence d'ettringite primaire et de monosulfoaluminate de calcium hydraté n'ont pas été observée dans ces spectres.

II.5.2.1.2 Propriétés mécaniques

II.5.2.1.2.1 Résistance en compression

Les essais de résistance en compression effectués sur les bétons de référence sont présentés sur la figure II-21. La résistance en compression augmente légèrement au cours du temps pour chaque béton de référence. Cette augmentation est probablement due à la poursuite des réactions d'hydratation générant une plus grande compacité. Une augmentation d'environ 12% de la résistance en compression est observée entre les échéances à 35 et 180 jours pour les bétons **CEMII-RSI-Si-réf** et **CEMI-RSI-Ca-réf**. Le béton **CEMI-RAS-réf** présente une augmentation de 18% entre les échéances à 28 et 180 jours. La plus forte augmentation de la résistance en compression observée pour le béton **CEMI-RAS-réf** pourrait être due à la cure endogène suivi durant les 28 premiers jours.

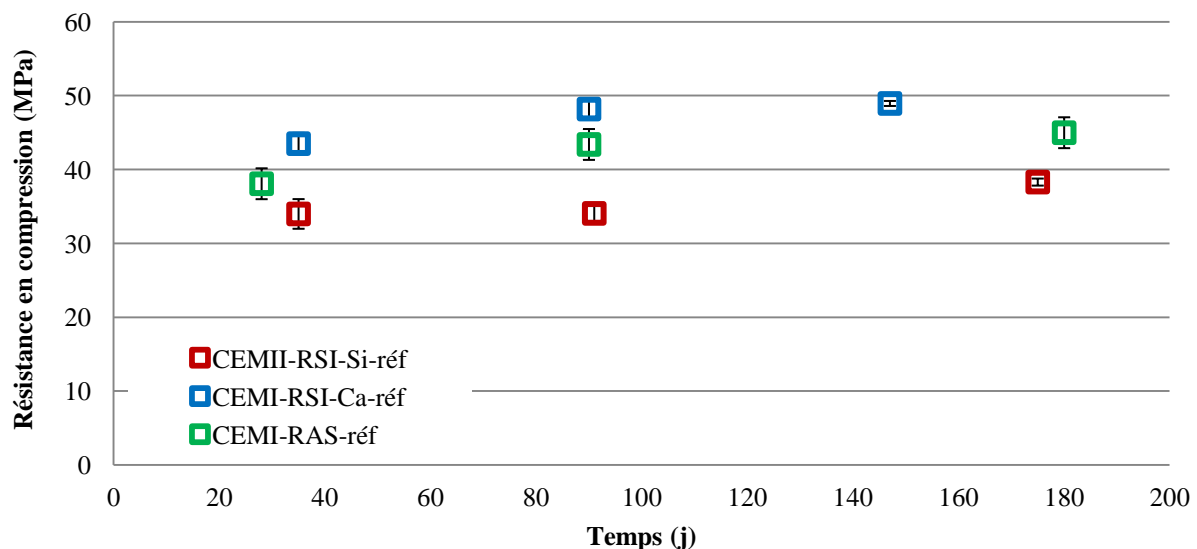


Figure II-21 : Evolution de la résistance en compression en fonction du temps pour les bétons de référence

La mesure de la résistance en compression semble être sensible à une faible densification du réseau poreux.

II.5.2.1.2.2 Module statique

Les mesures de module statique effectuées sur les bétons de référence sont présentées dans la figure II-22. Le module des bétons **CEMI-RSI-Ca-réf** et **CEMI-RAS-réf** reste constant à une valeur de 32GPa pour chaque échéance d'essai. Le module du béton **CEMII-RSI-Si-réf** ne présente également pas d'évolution au cours du temps. Cependant, sa valeur est plus élevée, autour de 41GPa.

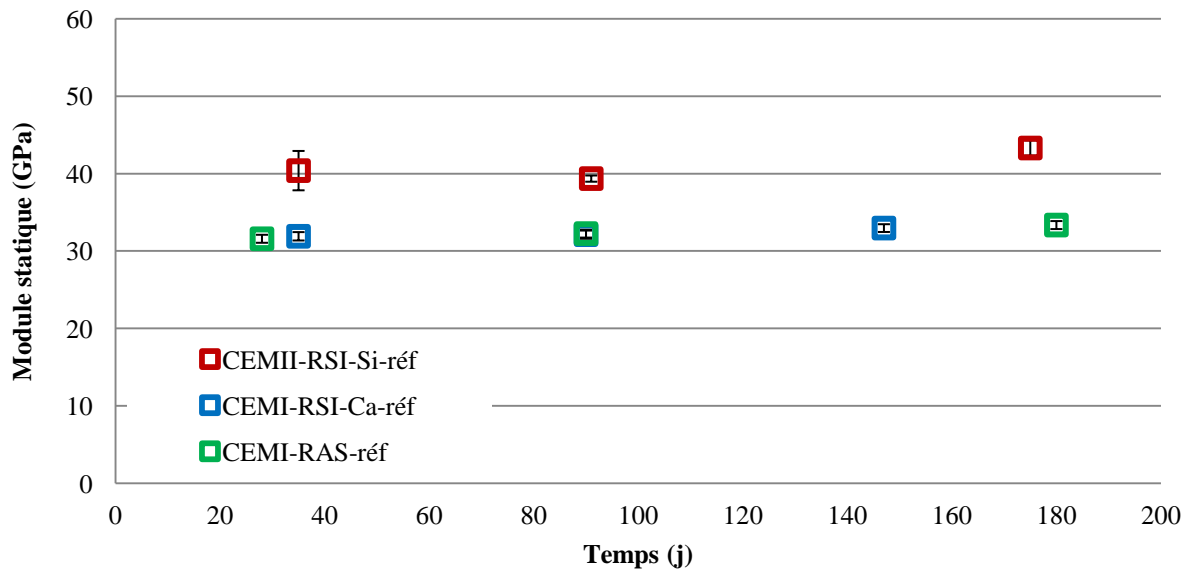


Figure II-22 : Evolution du module statique en fonction du temps pour les bétons de référence

II.5.2.1.2.3 Module dynamique en acoustique linéaire

Les mesures de module dynamique effectuées sur les bétons de référence en acoustique linéaire sont présentées dans la figure II-23.

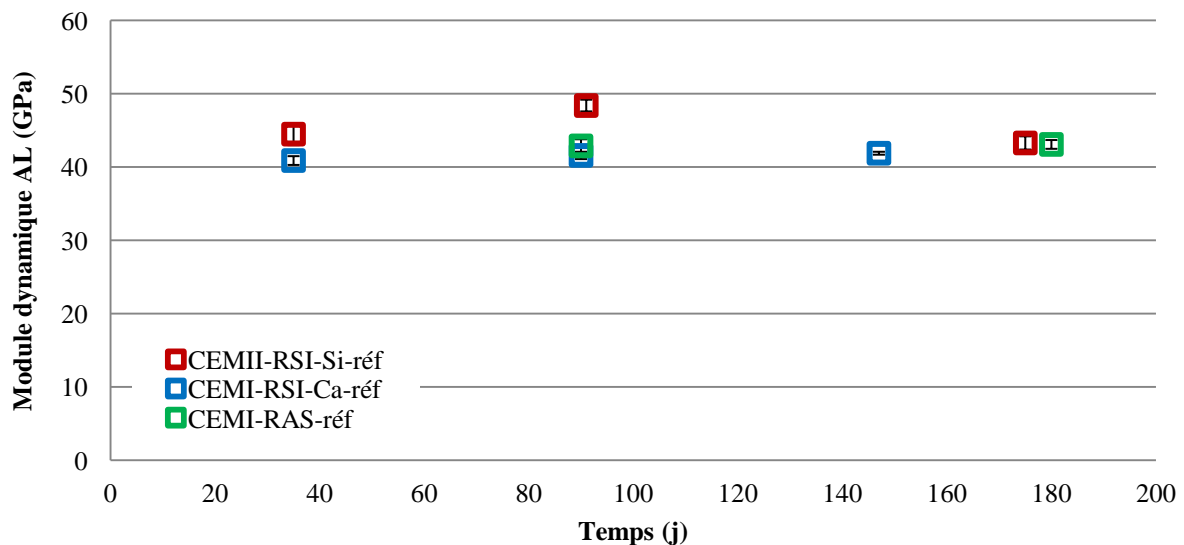


Figure II-23 : Evolution du module dynamique en acoustique linéaire en fonction de l'expansion pour les bétons de référence

Aucune évolution du module dynamique n'est observée au cours du temps. En effet, tous ces bétons présentent un module constant aux alentours de 42GPa tout au long de la conservation.

II.5.2.1.2.4 Module dynamique en acoustique non linéaire

Les mesures de module dynamique en acoustique non linéaire menées sur les bétons de référence sont présentées dans la figure II-24. Les valeurs de modules obtenues sont stables au

cours du temps. En effet, chaque béton présente un module moyen de 34GPa pour chaque échéance de mesure. Cette propriété n'a pas été mesurée sur le béton **CEMII-RSI-Si-réf.**

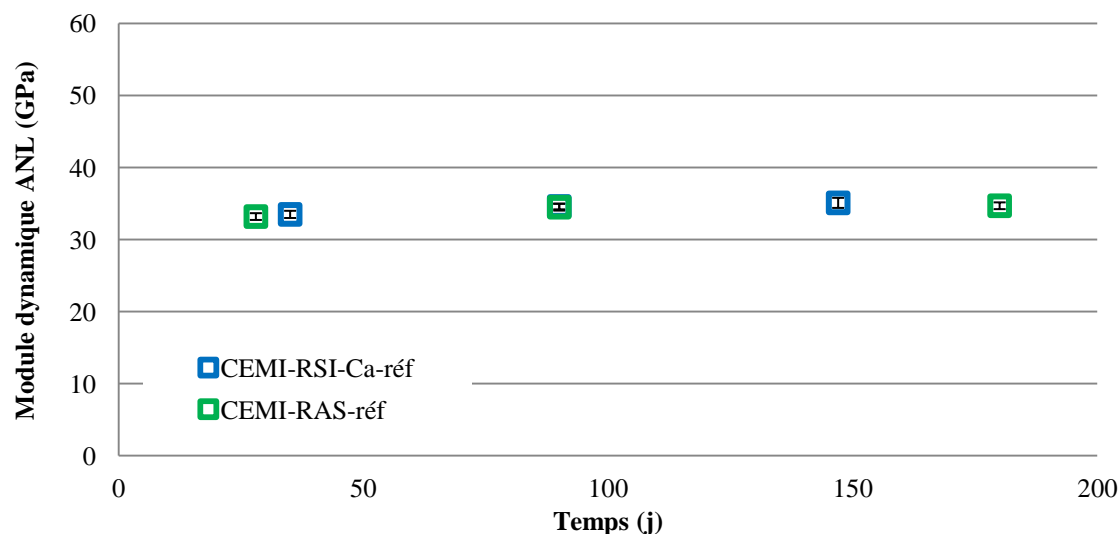


Figure II-24 : Evolution du module dynamique en acoustique non linéaire en fonction du temps pour les bétons de référence

II.5.2.1.3 Propriétés physiques

II.5.2.1.3.1 Porosité accessible à l'eau

La figure II-25 présente les résultats des mesures de porosité accessible à l'eau réalisée sur les bétons de référence pour une température de séchage à 40°C.

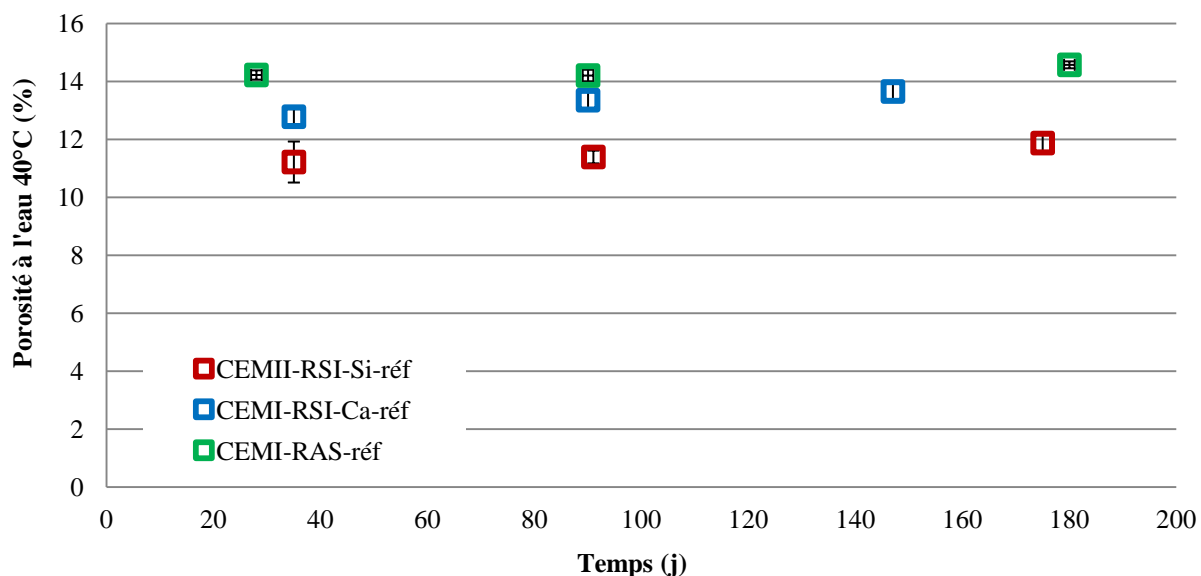


Figure II-25 : Evolution de la porosité accessible à l'eau (séchage à 40°C) en fonction du temps pour les bétons de référence

Le béton **CEMII-RSI-Si-réf** a une porosité autour de 11,5% qui reste stable au cours du temps. Il en est de même pour les bétons **CEMI-RSI-Ca-réf** et **CEMI-RAS-réf** qui ne montrent pas d'évolution de la porosité au cours du temps, respectivement autour de 13 et 14%.

Les résultats de porosité à l'eau obtenus après un séchage à 105°C sont présentés sur la figure II-26. Aucune évolution de la porosité n'est également observée au cours du temps. Les bétons **CEMII-RSI-Si-réf** et **CEMI-RSI-Ca-réf** ont une porosité à l'eau qui n'évolue pas entre les échéances, respectivement de 14,5 et 16%. Il en est de même pour le béton **CEMI-RAS-réf** qui présente une porosité à l'eau d'environ 17%.

Une augmentation d'environ 3% de la porosité est observée pour un séchage des échantillons à 105°C par rapport à celui effectué à 40°C.

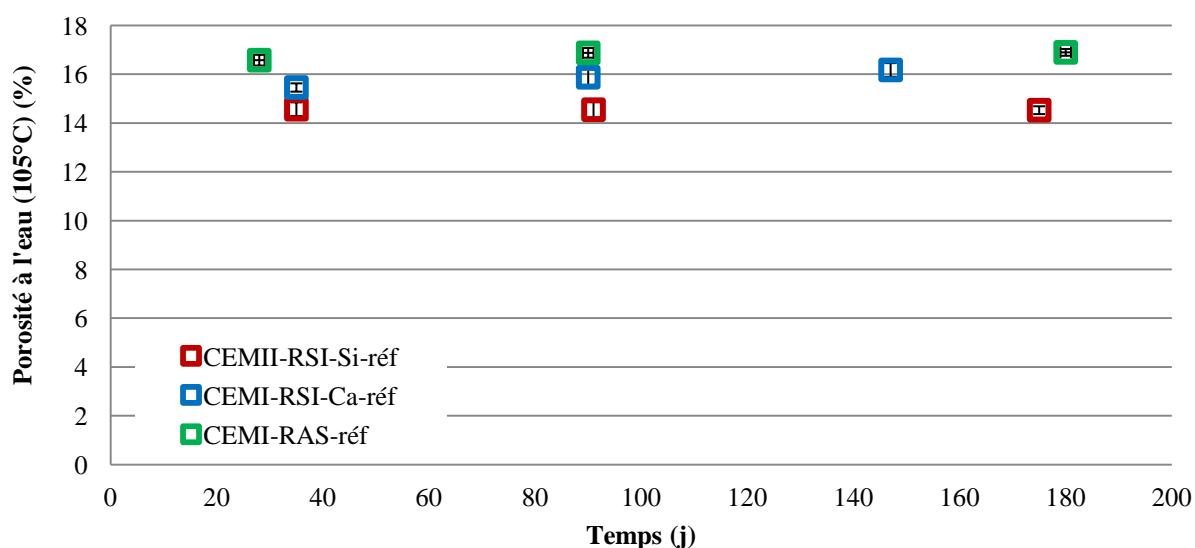


Figure II-26 : Evolution de la porosité accessible à l'eau (séchage à 105°C) en fonction du temps pour les bétons de référence

La conservation dans l'eau des bétons après la cure doit favoriser l'hydratation du béton même si la majeure partie des réactions d'hydratation a eu lieu lors de la cure. Il est alors possible qu'une densification du réseau poreux ait lieu après la cure. Cependant, la mesure de la porosité à l'eau constitue une caractérisation macroscopique de la porosité et ne semble donc pas être sensible à de faibles variations du réseau poreux.

II.5.2.1.3.2 Perméabilité aux gaz

Les résultats des mesures de perméabilité apparente menées sur les bétons de référence sont présentés dans la figure II-27.

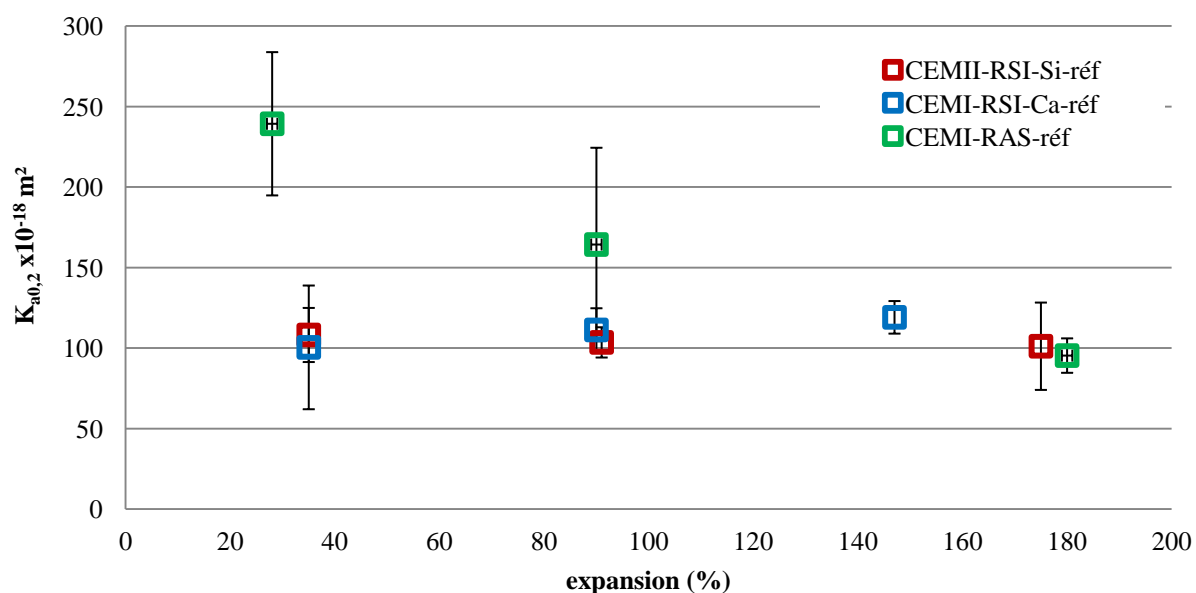


Figure II-27 : Evolution de la perméabilité apparente aux gaz en fonction du temps pour les bétons de référence

Les bétons **CEMI-RSI-Ca-réf** et **CEMII-RSI-Si-réf** présentent une perméabilité constante entre les échéances de mesure à 35 et 180 jours d'environ $110 \times 10^{-18} \text{ m}^2$. Cependant, le béton **CEMI-RAS-réf** montre une toute autre évolution. En effet, la perméabilité apparente mesurée à 28 jours est de $239 \times 10^{-18} \text{ m}^2$ et diminue progressivement jusqu'à atteindre une valeur proche de celle mesurée sur les deux autres bétons, de $95 \times 10^{-18} \text{ m}^2$ à 180 jours. Cette différence est probablement due à une plus faible hydratation de la matrice causée par la cure endogène. Lors de la mise en eau à 38°C à 28 jours, une densification de la matrice cimentaire semble avoir lieu faisant fortement diminuer la perméabilité du matériau. Ce phénomène semble également être à l'origine de la plus forte augmentation de la résistance en compression observée au cours du temps (cf. II.5.2.1.2.1). Le type de cure appliqué au jeune âge semble donc avoir une forte influence sur la perméabilité au gaz. Il est donc essentiel de prendre en compte cette évolution lors de la caractérisation des bétons pathologiques au cours de la dégradation.

II.5.2.1.3.3 Migration des ions chlore

Les essais de migration des chlorures en régime non stationnaire menés sur les bétons de référence sont présentés sur la figure II-28. Les bétons de référence **CEMII-RSI-Si-réf**, **CEMI-RSI-Ca-réf** et **CEMI-RAS-réf** ont un coefficient de migration qui reste stable au cours du temps, compris entre 10 et $14 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$.

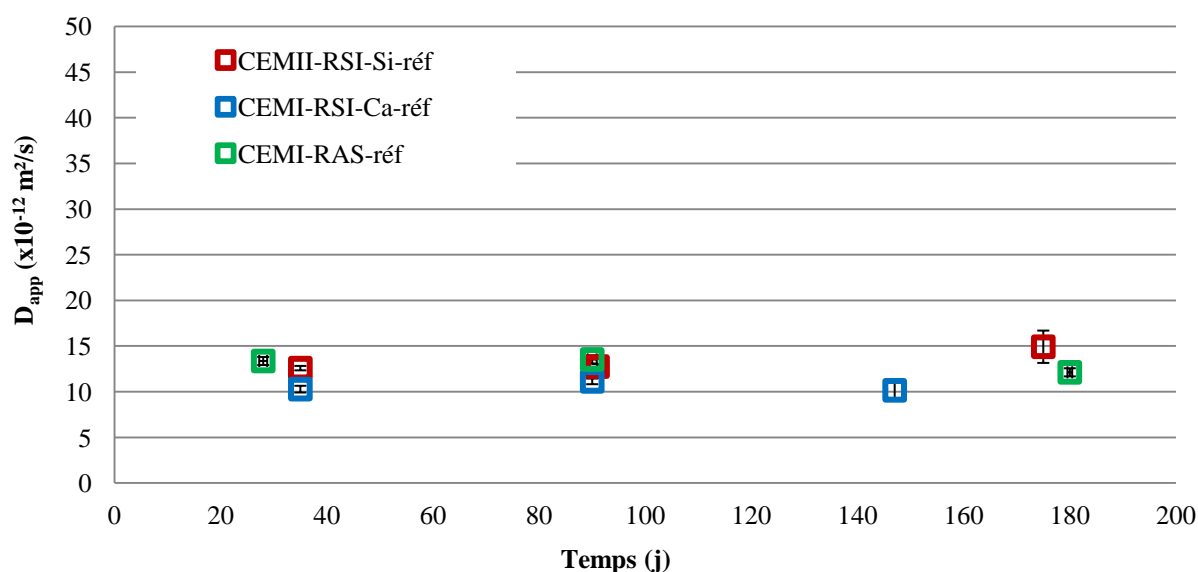


Figure II-28 : Evolution du coefficient apparent de migration des ions chlore en fonction du temps pour les bétons de référence

La densification de la matrice cimentaire observée sur la mesure de perméabilité au gaz pour le béton **CEMI-RAS-réf** n'est pas observée ici. Comme il est également observé pour la mesure de la porosité à l'eau, l'essai de migration des ions chlore en régime non stationnaire ne semble pas être sensible à de faibles variations du réseau poreux dans la matrice cimentaire.

II.5.2.1.3.4 Résistivité électrique

Les essais de résistivité électriques réalisés sur les bétons de référence sont présentés dans la figure II-29. Une augmentation de la résistivité électrique est observée entre les échéances à 28 et 180 jours pour chaque béton de référence. En effet, la résistivité mesurée sur les bétons **CEMII-RSI-Si-réf** et **CEMI-RSI-Ca-réf** augmente d'environ 29% entre les échéances à 35 et 180 jours. Celle mesurée sur le béton **CEMI-RAS-réf** augmente de 77% entre les échéances à 28 et 180 jours. L'augmentation de la résistivité électrique observée est probablement due à la densification de la matrice cimentaire liée à la poursuite des réactions d'hydratation. Cette augmentation est très différente suivant les conditions de conservation des bétons durant les premiers jours. Le béton **CEMI-RAS-réf** montre la plus grande augmentation : ce béton a en effet suivi une cure endogène jusqu'à 28 jours. Une forte diminution de la perméabilité au cours du temps a également été observée pour le béton **CEMI-RAS-réf** en comparaison aux autres bétons (cf. II.5.2.1.3.2).

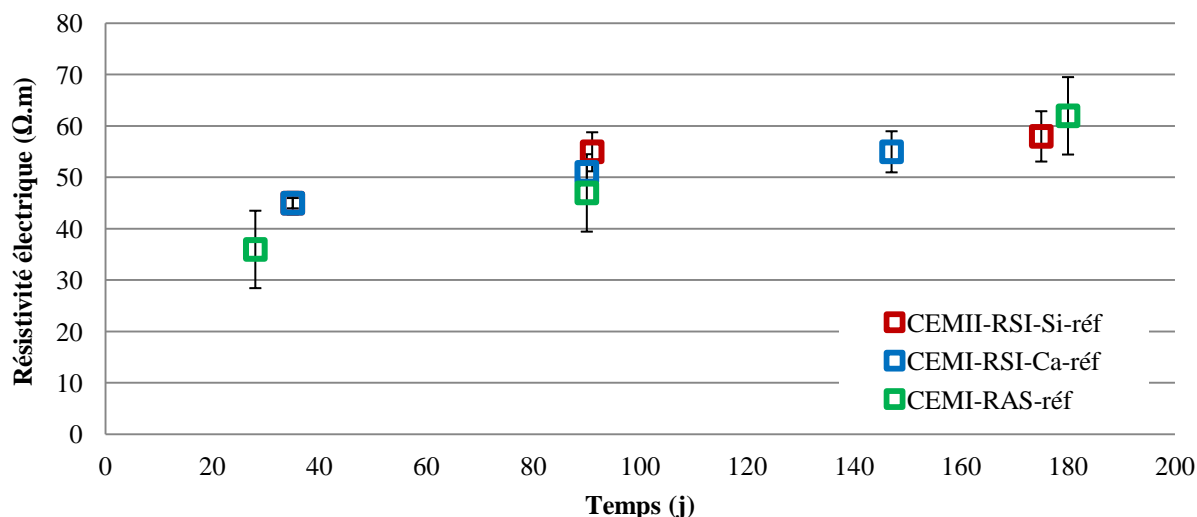


Figure II-29 : Evolution de la résistivité électrique en fonction du temps pour les bétons de référence

Cet essai semble donc être sensible à de faibles variations du réseau poreux dans la matrice cimentaire. La prise en compte de l'évolution de cette propriété au cours du temps sera donc essentielle lors de la caractérisation des bétons pathologiques au cours de la dégradation.

II.5.2.1.3.5 Synthèse

Le suivi des propriétés physico-chimiques et mécaniques au cours du temps, mené sur les bétons de références, a permis de montrer que peu de propriétés sont sensibles à une faible densification de la matrice cimentaire, générée lors de la poursuite des réactions d'hydratation, entre 28 et 180 jours. Seules les mesures de résistivité électrique, de perméabilité au gaz et de résistance en compression se sont révélées sensibles. Dans le cas de bétons pathologiques, les évolutions liées au vieillissement du béton risquent de concurrencer celles liées au développement des RGI, elles seront donc prises en compte par la suite.

II.5.2.2 Caractérisation des bétons à l'état initial

II.5.2.2.1 Propriétés chimiques

II.5.2.2.1.1 Cas de la RSI

Les résultats issus des propriétés chimiques mesurées initialement à 35 jours sur les bétons atteints de RSI et leur référence sont répertoriés dans le tableau II-13. Pour rappel, seul le traitement thermique appliqué au jeune âge différencie les bétons développant la RSI des bétons de référence. Les bétons présentés ont tous suivi des cycles d'humidification et séchage lors de la cure. Des études ont montré que le traitement thermique appliqué au jeune âge a pour effet de modifier la microstructure du béton, d'une part en générant une

modification de la pâte de ciment et des hydrates formés (Gallucci et al. 2013), d'autre part, la dilatation thermique différentielle a pu endommager la pâte de ciment et l'interface pâte granulat (Ladaoui et al., 2013 ; Cagnon et al., 2015 ; Al Shamaa et al., 2016).

Les essais chimiques ont été effectués sur un seul échantillon de béton.

	Teneur en Portlandite (% massique / ciment)	pH de la solution interstitielle	Teneur en alcalin équivalent (mmol/l)
CEMII-RSI-Si	16,2	13,3	261
CEMII-RSI-Si-réf	13,4	13,5	324
CEMI-RSI-Ca	13,8	13,6	308
CEMI-RSI-Ca-réf	15,7	-	-

Tableau II-13: Résultats des essais chimiques à 35 jours, cas de la RSI

La teneur en Portlandite se situe entre 13,4 et 16,2% aussi bien pour les bétons de référence que pour ceux qui développeront la RSI et quelle que soit la formulation de béton. Pour rappel, la mesure a été effectuée sur un échantillon de béton. Afin de ramener la quantité de Portlandite à la masse de ciment, la quantité de granulats contenus dans l'échantillon a dû être évaluée. Comme il a été mentionné précédemment (cf. II.5.2.1.1.3), la différence entre les teneurs en Portlandite obtenues dans le cas d'une même formulation provient probablement de l'évaluation faite sur la quantité de granulats présente dans l'échantillon. L'effet du traitement thermique ne semble pas avoir d'influence sur la teneur en Portlandite. En effet, le béton CEMII-RSI-Si contient une teneur en Portlandite supérieure à celle mesurée sur le béton de référence, respectivement de 16,2 et 13,4%. Le contraire est observée pour le béton CEMI-RSI-Ca, la teneur en Portlandite est inférieure à celle mesurée sur le béton de référence, respectivement de 13,8 et 15,7%.

La mesure du pH de la solution interstitielle montre que le pH se situe aux environs de 13,5 pour chaque béton.

La teneur en alcalin a été mesurée sur les mêmes solutions. Les quantités d'alcalins présents à 35 jours dans les bétons CEMII-RSI-Si et CEMII-RSI-Si-réf, ce qui correspond à 14 jours d'immersion, sont respectivement de 261 et 324mmol/l. Le béton CEMI-RSI-Ca présente une quantité d'alcalin équivalent de 308mmol/l. La quantité d'alcalin mesurée sur le béton CEMI-RSI-Ca est proche de celle obtenue sur le béton CEMII-RSI-Si, malgré la quantité initiale plus importante d'alcalins dans le cas des CEMI. En effet, les bétons CEMI-RSI-Ca et CEMII-RSI-Si contiennent respectivement une concentration initiale en alcalin équivalent, d'après le

calcul théorique, de 538 et 415 mmol/l (cf. 5.2.1.1.1). Les cycles d'humidification et séchage semblent donc avoir fortement diminué la concentration en alcalin du béton **CEMI-RSI-Ca** lors des phases d'immersion (14 jours). Une importante diminution de la concentration en alcalin lors de ces cycles a également été observée sur les bétons de référence (cf. II.5.2.1.1.1).

Cette lixiviation des alcalins va permettre de favoriser le développement de l'ettringite différée, dans le cas de la RSI (Famy et al., 2001 ; Leklou et al., 2013).

II.5.2.2.1.2 Cas de la RAS

Les résultats issus des propriétés chimiques mesurées initialement à 28 jours sur les bétons atteints de RAS et leur référence sont répertoriés dans le tableau II-14. Seule la nature minéralogique des granulats différencie le béton pathologique du béton de référence.

	Teneur en Portlandite (% massique / ciment)	pH de la solution interstitielle	Teneur en alcalin équivalent (mmol/l)
CEMI-RAS	12,3	-	(564)
CEMI-RAS-réf	17,2	13,5	568

Tableau II-14 : Résultats des essais chimiques à 28 jours, cas de la RAS

La teneur en Portlandite mesurée sur les bétons **CEMI-RAS** et **CEMI-RAS-réf** est respectivement de 12,3 et 17,2%. Comme il est précisé dans le cas de la RSI, la différence entre les teneurs mesurées provient probablement de l'évaluation faite sur la quantité de granulats dans l'échantillon.

Le pH de la solution interstitielle du béton **CEMI-RAS-réf** est de 13,5.

La teneur en alcalins a été mesurée sur la même solution. La concentration en alcalin du béton de référence **CEMI-RAS-réf** est de 568mmol/l. La teneur en alcalin n'a pas été mesurée initialement sur le béton **CEMI-RAS**, cependant elle a pu être calculée théoriquement (cf. II.5.2.1.1.1). La concentration en alcalins a été estimée à 564 mmol/l et se retrouve proche de celle mesurée sur le béton de référence. Les formulations de ce béton et du béton **CEMI-RSI-Ca** sont identiques. La concentration en alcalins mesurée sur le béton **CEMI-RAS-réf** est bien supérieure à celle mesurée sur le béton **CEMI-RSI-Ca**, respectivement de 568 et 308mmol/l. Ces résultats confirment le fait qu'une lixiviation importante a été engendrée lors des cycles d'immersion pendant la cure dans le cas de la RSI.

La cure endogène effectuée sur les bétons **CEMI-RAS** et **CEMI-RAS-réf** permet ainsi de ne pas lessiver les alcalins, ce qui favorisera le développement de la RAS (Shehata et Thomas, 2000).

II.5.2.2.1.3 Cas du couplage

Les résultats issus des propriétés chimiques mesurées initialement à 28 jours sur les bétons qui développeront les deux réactions de gonflement interne et leur référence sont répertoriés dans le tableau II-15. Contrairement au béton de référence, le béton pathologique a subi un traitement thermique au jeune âge pour l'apparition de la RSI et contient des granulats potentiellement réactifs vis-à-vis de la RAS.

	Teneur en Portlandite (% massique / ciment)	pH de la solution interstitielle	Teneur en alcalin équivalent (mmol/l)
CEMI-RAS&RSI	13,0	13,5	542
CEMI-RAS-réf	17,2	13,5	568

Tableau II-15 : Résultats des essais chimiques à 28 jours, cas du couplage

La teneur en Portlandite mesurée sur les bétons **CEMI-RAS&RSI** et **CEMI-RAS-réf** est respectivement de 13,0 et 17,2%.

La mesure du pH de la solution interstitielle montre que le pH se situe aux environs de 13,5 pour chaque béton.

La teneur en alcalin a été mesurée sur les mêmes solutions. La concentration en alcalin à 28 jours dans le béton **CEMI-RAS&RSI** est de 542mmol/l ; celle du béton de référence correspondant, (**CEMI-RAS-réf**) est de 568mmol/l. Ces deux valeurs sont également proches de celle estimée théoriquement sur le béton **CEMI-RAS** qui est de 564 mmol/l.

Dans le cas du couplage des pathologies, la cure endogène a permis d'éviter la lixiviation des alcalins, ce qui sera favorable au développement de la RAS. Par la suite, la consommation des alcalins pour la formation du gel silico-alcalin favorisera le développement de la RSI.

II.5.2.2.1.4 Synthèse

Les mesures chimiques réalisées sur les bétons à l'état initial ont montré qu'il est difficile de quantifier la teneur en Portlandite lorsque la mesure est effectuée sur des échantillons de béton, la présence de granulats dans l'échantillon étant difficilement quantifiable. Cependant, une diminution de la teneur en Portlandite est attendue lors du développement de la RAS (Baroghel-Bouny, 2004). La mesure de pH de la solution interstitielle s'est révélée identique

pour tous les bétons à une valeur de 13,5. La quantification des alcalins présents dans les bétons a montré que les cycles d'humidification/séchage effectués dans le cas de la RSI ont produit une lixiviation des alcalins, favorable au développement de la RSI (Famy et al., 2001 ; Leklou et al., 2013). Dans le cas de la RAS, la cure endogène effectuée sur les bétons a permis d'éviter la lixiviation des alcalins ce qui devrait favoriser le développement du gel silico-alcalin (Shehata et Thomas, 2000). Enfin, pour le couplage des pathologies, la cure endogène effectuée sur le béton **CEMI-RAS&RSI** a également permis d'éviter la lixiviation des alcalins pour le développement de la RAS. La consommation des alcalins par la formation du gel silico-alcalin devrait favoriser le développement de la RSI.

II.5.2.2.2 Propriétés mécaniques

II.5.2.2.2.1 Cas de la RSI

Le tableau II-16 résume les résultats des essais mécaniques à 35 jours des bétons qui développeront la RSI et des bétons de référence associés.

	Résistance en compression (MPa)	Module statique (GPa)	Module dynamique AL (GPa)	Module dynamique ANL (GPa)
CEMI-RSI-Si	22,8 ±3,0	32,0 ±0,6	36,4 ±0,5	-
CEMII-RSI-Si-réf	34,0 ±2,0	40,4 ±2,5	44,5 ±1,5	-
CEMI-RSI-Ca	28,8 ±2,0	30,8 ±0,5	39,1 ±0,8	30,5 ±0,2
CEMI-RSI-Ca-réf	43,5 ±1,5	31,9 ±0,5	40,9 ±0,6	33,5 ±0,5

Tableau II-16 : Résultats des essais mécaniques à 35 jours, cas de la RSI

La résistance en compression mesurée sur les bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMII-RSI-Si-réf** est respectivement de 22,8 et 34,0MPa. Les bétons **CEMI-RSI-Ca** et **CEMI-RSI-Ca-réf** présentent respectivement une résistance en compression de 28,8 et 43,5MPa. La plus faible résistance en compression observée pour les bétons pathologiques peut s'expliquer par l'application du traitement thermique qui a pu engendrer un endommagement du béton (cf. 5.2.2.1.1). La classe de résistance du ciment CEMI est de 52,5MPa et celle du ciment CEMII est de 42,5MPa. Le rapport E_{eff}/C des bétons contenant du CEMI est inférieur à celui des bétons composés de CEMII, respectivement de 0,46 et 0,54. La plus grande résistance en compression observée sur les bétons **CEMI-RSI-Ca** et **CEMI-RSI-Ca-réf** par rapport aux autres bétons est en partie due à cette différence de composition mais également à la présence de granulats calcaire. En effet, l'utilisation de granulats calcaires permet d'augmenter l'adhérence de ces derniers avec la pâte de ciment (Grattan-Bellew et al., 1998 ; Yang et al.,

1999 ; Bentz et al., 2015 ; Al Shamaa et al., 2016). Cette meilleure adhérence est attribuée à la plus grande rugosité des granulats calcaires (Yang et al., 1999) mais également à l'augmentation de la quantité d'hydrates formées autour de ces derniers (Yang et al., 1999 ; Bentz et al., 2015).

Pour rappel, trois méthodes de mesure de module d'élasticité ont été réalisées. La première méthode permet de mesurer le module statique, les deux autres méthodes permettent de déterminer le module dynamique du béton. Les bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMII-RSI-Si-réf** présentent respectivement un module statique de 32,0 et 40,4GPa. Le module dynamique, obtenu par la méthode d'acoustique linéaire, de ces bétons est respectivement de 36,4 et 44,5GPa. Une différence significative du module est observée entre ces deux bétons. L'effet déjà observé du traitement thermique sur le béton lors des mesures de résistance en compression semble se confirmer à la vue des résultats obtenus sur le module. Cependant cette différence n'est pas observée pour les autres bétons. Il se pourrait alors qu'une plus faible liaison à l'interface pâte/granulats dans le cas de granulats siliceux, soit à l'origine d'un surplus de fissuration dans cette zone, engendré lors du traitement thermique. De plus, la plus faible résistance en compression de ce béton pourrait également en partie expliquer cette différence. La mesure du module dynamique par la méthode d'acoustique linéaire donne des valeurs légèrement supérieures à celle du module statique. La plus grande déformation engendrée lors de l'essai de module statique (1/3 de la résistance en compression) en comparaison de la propagation d'une onde ultrasonore peut en partie expliquer cette différence sur les valeurs de module obtenues par ces deux protocoles (Ouvriet-Buffer, 2019).

Le module statique mesuré sur les bétons **CEMI-RSI-Ca** et **CEMI-RSI-Ca-réf** est respectivement de 30,8 et 31,9GPa. Le module dynamique (acoustique linéaire) associé à ces deux bétons est respectivement de 39,1 et 40,9 GPa. Pour ces bétons le module dynamique mesuré est également supérieur au module statique. L'effet du traitement thermique semble avoir peu d'effet sur la valeur du module pour ce béton. Les résultats de module obtenus par la méthode d'acoustique non linéaire pour les bétons **CEMI-RSI-Ca** et **CEMI-RSI-Ca-réf** sont respectivement de 30,5 et 33,5GPa. Cette méthode de mesure permet d'obtenir des valeurs similaires aux modules statiques. De plus, si l'on compare les bétons de référence **CEMII-RSI-Si-réf** et **CEMI-RSI-Ca-réf** n'ayant pas subi de traitement thermique, quelle que soit la méthode, un module plus faible est observé pour le béton **CEMI-RSI-Ca-réf**. Une différence de rigidité des granulats pourrait être à l'origine de cette différence de module (Beushausen et Dittmer, 2015).

II.5.2.2.2.2 Cas de la RAS

Le tableau II-17 présente les résultats des essais mécaniques effectués à 28 jours dans le cas de la RAS.

	Résistance en compression (MPa)	Module statique (GPa)	Module dynamique AL (GPa)	Module dynamique ANL (GPa)
CEMI-RAS	31,5 ± 2,3	39,6 ± 0,5	44,3 ± 0,8	40,4 ± 0,8
CEMI-RAS-réf	38,1 ± 0,8	31,6 ± 0,1	-	33,2 ± 0,4

Tableau II-17 : Résultats des essais mécaniques à 35 jours, cas de la RAS

La résistance en compression mesurée sur les bétons CEMI-RAS et CEMI-RAS-réf est respectivement de 31,5 et 38,1MPa. L'utilisation de granulats calcaires dans le cas du béton CEMI-RAS-réf permet d'obtenir une plus grande résistance en compression, ce qui conforte les observations faites dans le cas de la RSI.

Le module statique des bétons CEMI-RAS et CEMI-RAS-réf est respectivement de 39,6 et 31,6GPa. Le module dynamique en acoustique non linéaire est proche des résultats précédents respectivement de 40,4 et 33,2GPa. Le module dynamique en acoustique linéaire du béton CEMI-RAS est de 44,3GPa. Cette valeur est également supérieure à celles obtenues par les deux autres méthodes. Une différence de rigidité des granulats pourrait expliquer les écarts observés entre le module du béton pathologique et celui du béton de référence (Beushausen et Dittmer, 2015). Comme il est observé dans le cas de la RSI, le béton composé de granulats calcaire présente le plus faible module.

II.5.2.2.2.3 Cas du couplage

Le tableau II-18 présente les résultats des essais mécaniques effectués à 28 jours pour le béton développant les deux pathologies et le béton de référence correspondant. Pour rappel, contrairement au béton de référence, le béton CEMI-RAS&RSI a subi un traitement thermique pendant la cure et contient des granulats potentiellement réactifs vis-à-vis de la RAS.

	Résistance en compression (MPa)	Module statique (GPa)	Module dynamique AL (GPa)	Module dynamique ANL (GPa)
CEMI-RAS&RSI	32,6 ± 0,8	39,4 ± 0,5	44,7 ± 1,2	40,1 ± 0,7
CEMI-RAS-réf	38,1 ± 0,8	31,6 ± 0,1	-	33,2 ± 0,4

Tableau II-18 : Résultats des essais mécaniques à 35 jours, cas du couplage

Les bétons CEMI-RAS&RSI et CEMI-RAS-réf présentent respectivement une résistance en compression de 32,6 et 38,1MPa. Le béton CEMI-RAS-réf, composé de granulats calcaires, permet d'obtenir une plus grande résistance en compression. Cependant, la résistance en compression du béton CEMI-RAS&RSI semble identique à celle mesurée sur le béton CEMI-RAS, ayant la même formulation mais n'ayant pas subi de traitement thermique. Une des causes principales de l'endommagement engendré par le traitement thermique est attribuée à la dilatation thermique différente entre les granulats et la matrice cimentaire (Ladaoui et al., 2013 ; Cagnon et al., 2015 ; Al Shamaa et al., 2016). Il se pourrait alors que cette différence soit plus faible pour les granulats potentiellement réactifs utilisés pour le béton CEMI-RAS&RSI limitant ainsi l'endommagement provoqué lors du traitement thermique.

Le module statique mesuré sur les bétons CEMI-RAS&RSI et CEMI-RAS-réf est respectivement de 39,4 et 31,6GPa. Cette différence de module peut également provenir de la différence de rigidité des granulats utilisés. Le béton contenant des granulats calcaires présente, dans ce cas aussi, un plus faible module. Le module dynamique du béton CEMI-RAS&RSI, mesuré en acoustique linéaire, est de 44,7GPa. Cette valeur est toujours supérieure au module statique. Le module dynamique, obtenu par la méthode d'acoustique non linéaire, des bétons CEMI-RAS&RSI et CEMI-RAS est respectivement de 40,1 et 33,2 GPa. Ces valeurs sont également proches de celles obtenues en module statique.

II.5.2.2.2.4 Synthèse

La mesure des propriétés mécaniques effectuée à 35 jours dans le cas de la RSI et à 28 jours dans les deux autres cas montre que le traitement thermique semble avoir généré un endommagement du béton. Une forte diminution de la résistance en compression a été observée sur les bétons CEMII-RSI-Si et CEMI-RSI-Ca. Cependant, cet effet n'a pas été observé pour le béton CEMI-RAS&RSI. La mesure du module d'élasticité effectuée selon trois protocoles d'essais a permis de constater que les valeurs obtenues entre la mesure du module statique et celle obtenue en acoustique non linéaire sont proches ; la mesure en acoustique linéaire donne des valeurs plus élevées. Hormis ce qui est observé pour le béton CEMII-RSI-Si qui semble avoir été fortement endommagé par le traitement thermique, ce dernier ne semble pas avoir impacté les valeurs de module. En revanche, la rigidité des différents granulats utilisés semble fortement influencer sur les valeurs de module du béton.

II.5.2.2.3 Propriétés physiques

II.5.2.2.3.1 Cas de la RSI

Le tableau II-19 présente les résultats des essais physiques obtenus à 35 jours pour les bétons qui développeront la RSI et leur référence.

	Porosité à l'eau (%)		Perméabilité apparente au gaz ($K_{a0,2} \times 10^{-18} \text{ m}^2$)	Migration des chlorures ($D_{appCl^-} \times 10^{-12} \text{ m}^2$)	Résistivité électrique ($\Omega \cdot \text{m}$)
	40°C	105°C			
CEMII-RSI-Si	10,9 ±1,2	13,6 ±0,5	125 ±69	-	38,0 ±2,2
CEMII-RSI-Si-réf	11,2 ±0,7	14,6 ±0,3	108 ±17	12,6 ±0,2	45,0 ±2,2
CEMI-RSI-Ca	13,4 ±0,3	15,0 ±0,3	59 ±6	31,4 ±1,8	32,8 ±1,8
CEMI-RSI-Ca-réf	12,8 ±0,3	15,5 ±0,2	101 ±38	10,3 ±0,4	45,0 ±1,0

Tableau II-19 : Résultats des essais physiques à 35 jours, cas de la RSI

La porosité à l'eau obtenue par un séchage à 40°C du béton CEMII-RSI-Si et sa référence est de l'ordre de 11%. Celle mesuré sur le béton CEMI-RSI-Ca et sa référence se situe autour de 13%. Les bétons à base de CEMI et de CEMII ont respectivement un rapport E_{eff}/C de 0,46 et 0,54. Le plus faible rapport E_{eff}/C dans le cas des CEMI devrait avoir pour effet de diminuer la porosité. Cependant, le filler calcaire contenu dans le CEMII pourrait compenser cet effet. Une plus forte porosité est observée sur les bétons CEMI-RSI-Ca et CEMI-RSI-Ca-réf. La différence entre le coefficient d'absorption d'eau d'environ 2% entre les granulats siliceux et calcaires utilisés, qui est respectivement de 0,6 et 2,6%, pourrait également expliquer l'écart observé. En effet, la fraction volumique de granulats dans le béton est de 0,658. L'augmentation théorique de la porosité du béton lorsque le coefficient d'absorption augmente de 0,6 à 2,6% est estimée à 1,2%, ce qui semble en accord avec les différences observées. Les valeurs de porosité à l'eau, mesurée après un séchage à 105°C, montrent la même tendance, la porosité des bétons CEMI-RSI-Ca et CEMI-RSI-Ca-réf reste supérieure à celle mesurée sur les bétons CEMII-RSI-Si et CEMII-RSI-Si-réf. Le départ d'eau supplémentaire générée par l'augmentation de la température de séchage semble faire augmenter les valeurs de porosité d'environ 2,5%. De plus, les valeurs de porosité obtenues entre les bétons pathologiques et les bétons de référence sont proches. L'endommagement provoqué par le traitement thermique, déjà observé par une chute de la résistance en compression et du module d'élasticité (cf. II.5.2.2.2), ne semble pas s'observer sur les valeurs de porosité accessible à l'eau.

La perméabilité apparente à l'air mesurée sur les bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMII-RSI-Si-réf** est équivalente, respectivement de 125×10^{-18} et $108 \times 10^{-18} \text{ m}^2$. Celle mesurée sur les bétons **CEMI-RSI-Ca** et **CEMI-RSI-Ca-réf** est respectivement de 59×10^{-18} et $101 \times 10^{-18} \text{ m}^2$. La perméabilité apparente est légèrement plus faible pour le béton **CEMI-RSI-Ca**. L'endommagement engendré par le traitement thermique au jeune âge ne semble pas impacter les valeurs de perméabilité au gaz.

Le coefficient de migration des ions chlore du béton **CEMII-RSI-Si-réf** est de $12,6 \times 10^{-12} \text{ m}^2$. Les bétons **CEMI-RSI-Ca** et **CEMI-RSI-Ca-réf** présentent respectivement un coefficient apparent de $31,4 \times 10^{-12}$ et $10,3 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$. La valeur pour le béton **CEMI-RSI-Ca** est supérieure à celle mesurée sur le béton de référence. Le coefficient de migration semble être sensible à l'endommagement provoqué par le traitement thermique.

La résistivité électrique mesurée sur les bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMII-RSI-Si-réf** est respectivement de 38 et $45 \Omega \cdot \text{m}$. Celle mesurée sur les bétons **CEMI-RSI-Ca** et **CEMI-RSI-Ca-réf** est respectivement de 32,8 et $45 \Omega \cdot \text{m}$. La résistivité électrique mesurée sur les bétons pathologiques est inférieure à celle mesurée sur les bétons de référence. Ces résultats sont en accord avec les mesures du coefficient de migration des ions chlore. Les modifications engendrées par le traitement thermique semblent également avoir une influence sur les valeurs de résistivité électrique.

II.5.2.2.3.2 Cas de la RAS

Le tableau II-20 présente les résultats des essais physiques obtenus à 28 jours pour les bétons qui développeront la RAS et leur référence.

	Porosité à l'eau (%)		Perméabilité apparente au gaz ($K_{a0,2} \times 10^{-18} \text{ m}^2$)	Migration des chlorures ($D_{app} \text{Cl}^- \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$)	Résistivité électrique ($\Omega \cdot \text{m}$)
	40°C	105°C			
CEMI-RAS	$11,8 \pm 0,4$	$14,3 \pm 0,5$	235 ± 18	$15,1 \pm 1,8$	$41,0 \pm 1,4$
CEMI-RAS-réf	$14,2 \pm 0,2$	$16,6 \pm 0,2$	239 ± 45	$13,4 \pm 0,8$	$36,0 \pm 0,2$

Tableau II-20 : Résultats des essais physiques à 28 jours, cas de la RAS

La porosité à l'eau obtenue par un séchage des échantillons à 40°C pour les bétons **CEMI-RAS** et **CEMI-RAS-réf** est respectivement de 11,8 et 14,2%. Dans ce cas, le type de ciment et le rapport E/C est identique, la différence de porosité observée entre les bétons semble donc être due à la plus forte porosité des granulats calcaire utilisés. En effet, les granulats utilisés pour les bétons **CEMI-RAS** et **CEMI-RAS-réf** ont respectivement un coefficient d'absorption

d'eau de 0,6 et 2,6%. Ce qui permet de conforter les observations précédentes (cf. II.5.2.2.3.1). Les mesures de porosité effectuées après le séchage à 105°C montrent la même tendance. De plus, le départ d'eau supplémentaire généré lors du séchage à 105°C a fait augmenter les valeurs de porosité d'environ 2,5%. Ces résultats sont également en accord avec les observations précédentes (cf. II.5.2.2.3.1).

La perméabilité apparente au gaz mesurée, pour une pression injectée de 1bar, sur les bétons CEMI-RAS et CEMI-RAS-réf est identique, respectivement de 235×10^{-18} et $239 \times 10^{-18} \text{ m}^2$. Ces bétons présentent une perméabilité au gaz supérieure à celle mesurée sur les bétons dans le cas de la RSI. La cure endogène effectué sur les bétons CEMI-RAS et CEMI-RAS-réf semble être à l'origine de cette différence (cf. II. 5.2.1.3.2).

Le coefficient de migration des ions chlore semble également identique entre le béton CEMI-RAS et CEMI-RAS-réf, qui est respectivement de $15,1 \times 10^{-12}$ et $13,4 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$.

Les essais de résistivité électrique montrent la même tendance ; les bétons CEMI-RAS et CEMI-RAS-réf présentent respectivement une résistivité de 41 et $36 \Omega \cdot \text{m}$.

II.5.2.2.3.3 Cas du couplage

Le tableau II-21 présente les résultats des essais physiques obtenus à 28 jours pour le béton qui développera les deux pathologies et le béton référence.

	Porosité à l'eau (%)		Perméabilité apparente au gaz ($K_{a0,2} \times 10^{-18} \text{ m}^2$)	Migration des chlorures ($D_{app} \text{Cl}^- \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$)	Résistivité électrique ($\Omega \cdot \text{m}$)
	40°C	105°C			
CEMI-RAS&RSI	11,9 ±0,4	13,9±0,4	71 ±2	20,1 ±0,3	58,0 ±4,4
CEMI-RAS-réf	14,2 ±0,2	16,6 ±0,2	239 ±45	13,4 ±0,8	36,0 ±0,2

Tableau II-21 : Résultats des essais physiques à 28 jours, cas du couplage

La porosité à l'eau obtenue par un séchage des échantillons à 40°C pour les bétons CEMI-RAS&RSI et CEMI-RAS-réf est respectivement de 11,9 et 14,2%. La même tendance est observée pour les résultats de porosité à l'eau par un séchage à 105°C. Comme dans le cas de la RAS, l'écart de porosité observée sur ces bétons est probablement dû à la différence de porosité des granulats utilisés. De plus, un écart de porosité compris entre 2 et 2,4% est également observé suivant la température utilisée pour le séchage.

Concernant la perméabilité aux gaz, le béton CEMI-RAS&RSI présente une valeur apparente bien inférieure au béton de référence, respectivement de 71×10^{-18} et $239 \times 10^{-18} \text{ m}^2$. Lors du

couplage des pathologies, certains auteurs pensent que le gel se formerait dans un premier temps lors du traitement thermique effectué pendant la cure (Shayan et al., 1996 ; Yang et al., 1999). Cette formation précoce de gel pourrait expliquer la plus faible perméabilité observée pour le béton CEMI-RAS&RSI, causé par le bouchage de certains chemins percolent.

Le coefficient de migration des ions chlore mesuré sur les bétons CEMI-RAS&RSI et CEMI-RAS-réf est respectivement de $20,1 \times 10^{-12}$ et $13,4 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$. Le traitement thermique semble avoir fait augmenter légèrement la valeur du coefficient de migration, ce qui conforte les observations faites dans le cas de la RSI. Cependant, l'écart entre le béton CEMI-RAS&RSI et CEMI-RAS-réf est bien plus faible. Ceci peut s'expliquer d'une part par le fait que le traitement thermique n'ait pas eu d'effet prépondérant dans le cas de ce béton (cf. II.5.2.2.2.3), d'autre part la formation précoce de gel supposée.

La résistivité électrique mesurée sur le béton pathologique CEMI-RAS&RSI est de $58 \Omega \cdot \text{m}$ à 28 jours. La résistivité mesurée sur le béton de référence est de $36 \Omega \cdot \text{m}$ à la même échéance. Contrairement à ce qui est observé dans le cas de la RSI, le béton ayant subi le traitement thermique présente une résistivité supérieure. Dans notre cas, il se peut que du gel se soit formé lors du traitement thermique, engendrant une augmentation de la résistivité, le gel silico-alcalin formé étant résistif (Rivard et al, 2003). Cela semble être en accord avec les observations précédentes.

II.5.2.2.3.4 Synthèse

La mesure des propriétés physiques effectuée sur les bétons à 35j dans le cas de la RSI et à 28j dans le cas de la RAS et du couplage a permis d'observer que la mesure de la porosité à l'eau semble peu sensible à de faibles variations de la microstructure. En effet, seule la différence de coefficient d'absorption d'eau des granulats semble modifier la valeur de cette propriété. Dans le cas de la RSI, l'endommagement engendré lors du traitement thermique (cf. II.5.2.2.2.1) n'a pas générée d'augmentation de la porosité mesurée. Concernant les mesures de perméabilité au gaz, le traitement thermique ne semble pas avoir d'influence sur la valeur apparente. Cependant, il semblerait qu'une formation précoce de gel dans le béton CEMI-RAS&RSI, formée lors du traitement thermique, ait généré une diminution de la valeur de perméabilité au gaz. Les mesures de coefficient de migration des chlorures se sont révélées sensibles à l'endommagement provoqué par le traitement thermique. En effet, le coefficient mesuré sur les bétons ayant subi ce traitement thermique est bien supérieur à celui mesuré sur les bétons de référence correspondants. Cependant, un plus faible écart est observé entre le

béton **CEMI-RAS&RSI** et sa référence qui pourrait en partie être due à la formation supposée de gel dès le traitement thermique. Dans le cas de la RSI, la mesure de la résistivité électrique s'est également révélée sensible à la microfissuration engendrée par le traitement thermique. A contrario, pour le béton **CEMI-RAS&RSI**, la résistivité mesurée est supérieure à celle mesurée sur le béton de référence. Il se pourrait alors que la présence prématurée de gel, formé lors du traitement thermique, soit en partie à l'origine des différences observées sur ce béton.

II.5.2.2.4 Durabilité potentielle des bétons

Selon les recommandations relatives aux valeurs limites pour la durabilité potentielle et les propriétés du béton (Baroghel-Bouny et al., 2004), la durabilité potentielle des bétons vis-à-vis des agressions chimiques internes ou externes peut être évaluée. Le tableau II-22 présente le classement des bétons étudiés.

	Porosité à l'eau (%)	Migration des chlorures ($10^{-12}\text{m}^2/\text{s}$)	Résistivité électrique ($\Omega\cdot\text{m}$)	Teneur en Portlandite (% massique / ciment) vis-à-vis de la RAS	Durabilité potentielle du béton
CEMII-RSI-Si	Moyenne (12 à 14)	Faible (10 à 50)	Très faible (<50)	Faible (12 à 20)	Faible
CEMII-RSI-Si-réf	Faible (14 à 16)	Faible (10 à 50)	Très faible (<50)	Faible (12 à 20)	Faible
CEMI-RSI-Ca	Faible (14 à 16)	Faible (10 à 50)	Très faible (<50)	Faible (12 à 20)	Faible
CEMI-RSI-Ca-réf	Faible (14 à 16)	Faible (10 à 50)	Très faible (<50)	Faible (12 à 20)	Faible
CEMI-RAS	Faible (14 à 16)	Faible (10 à 50)	Très faible (<50)	Faible (12 à 20)	Faible
CEMI-RAS-réf	Très faible (>16)	Faible (10 à 50)	Très faible (<50)	Faible (12 à 20)	Faible
CEMI-RAS&RSI	Moyenne (12 à 14)	Faible (10 à 50)	Faible (50 à 100)	Faible (12 à 20)	Faible

Tableau II-22 : Classement des bétons vis-à-vis des recommandations (Baroghel-Bouny et al., 2004)

Le classement de la teneur en Portlandite est relatif à la durabilité potentielle des bétons uniquement vis-à-vis de la RAS.

Selon le classement, les bétons confectionnés présentent tous une durabilité potentielle équivalente (faible) vis-à-vis des agressions chimiques, qu'elle soit d'origine interne ou externe.

II.6 CONCLUSION

Ce chapitre a permis de détailler le programme expérimental mis en œuvre pour permettre la détection des réactions de gonflement interne dans le béton. Dans un premier temps, les formulations de bétons ainsi que la procédure de confection des corps d'épreuves ont été présentées. Trois cas sont étudiés : la RSI, la RAS et le couplage des pathologies. Les choix de la cure et de l'environnement de conservation ont été détaillés pour chaque cas et devrait permettre un développement rapide des pathologies dans le béton. Les protocoles de caractérisation physico-chimiques et mécaniques ont également été présentés. Le suivi de masse et de déformations permettront de suivre l'avancement des pathologies dans le béton. La présence des pathologies sera également assurée par les observations microscopiques. Les essais chimiques présentés permettront d'observer si une modification de la microstructure a lieu et également de quantifier la lixiviation des alcalins au cours de la dégradation. Les essais mécaniques ont été adoptés pour quantifier l'état d'endommagement des bétons soumis à ces pathologies. Enfin, les essais physiques présentés ont été choisis pour révéler l'impact de la fissuration générée sur les propriétés de transfert lors du développement des RGI.

Le suivi des bétons de référence au cours du temps a permis de constater qu'il est essentiel de considérer l'effet du vieillissement du béton sur la mesure des propriétés étudiées et dépend notamment des conditions de cure. La résistivité électrique et la perméabilité au gaz se sont notamment montrées très sensible à cette faible variation de la microstructure. La caractérisation des bétons à l'état initial a permis d'observer que le traitement thermique effectué pour développer la RSI semble avoir engendré un endommagement du béton, observée par une perte des propriétés mécaniques et une augmentation des propriétés de transfert du béton. Il est à noter que cet endommagement est variable et semble dépendre en grande partie de la nature des granulats utilisés mais également de la résistance mécanique du béton. Dans le cas du couplage des pathologies, la mesure de la résistivité du béton pathologique s'est révélée anormalement élevée et celle de la perméabilité au gaz bien plus faible que celle mesuré sur le béton de référence. La présence prématurée de gel formée lors du traitement thermique pourrait être à l'origine de cette augmentation de la résistivité (cf. III.4.3.4.2).

III. CHAPITRE III : CARACTERISATION DES BETONS ATTEINTS DE RGI

III.1 INTRODUCTION

L'objectif de cette étude est d'identifier un ou des indicateurs physico-chimiques ou mécaniques qui soient sensibles à la présence des Réactions de Gonflement Interne (RGI) dans le béton pour permettre une détection précoce ainsi qu'une quantification de l'état d'avancement des pathologies. Le précédent chapitre a permis de décrire le programme expérimental mis en place pour répondre à cette problématique. Trois cas ont été abordés :

- la Réaction Sulfatique Interne (RSI),
- la Réaction Alkali-Silice (RAS)
- le couplage RAS & RSI.

La mesure des propriétés, sur les bétons de référence, au cours du temps a montré qu'il est important de prendre en compte l'effet de l'hydratation même si pour les bétons étudiés la majeure partie de l'hydratation a lieu avant la première échéance de mesure (cf II.5.2.1). La caractérisation des bétons à l'état initial a permis d'observer l'impact des différentes formulations et méthodes de cure sur les grandeurs physiques et mécaniques mesurées. Afin de quantifier uniquement l'évolution liée au développement des pathologies, l'impact du vieillissement sur les propriétés mesurées sera pris en compte. Ainsi, la démarche adoptée pour détecter les pathologies est présentée au travers d'un critère proposé pour les propriétés physiques et mécaniques. Dans un second temps, le suivi d'expansion et de masse est quantifié pour observer l'avancement des pathologies. En parallèle, des observations microscopiques effectuées permettront de s'assurer de la présence des pathologies et de suivre l'évolution de la microstructure et des produits de réaction formés lors de la dégradation. Finalement, les caractérisations physico-chimiques et mécaniques des bétons atteints de RGI permettront, par l'intermédiaire du seuil proposé, de détecter la présence des pathologies et de quantifier l'état de dégradation.

III.2 DÉMARCHE ADOPTÉE

La démarche adoptée pour détecter les RGI dans le béton consiste à réaliser des mesures physico-chimiques et mécaniques sur les bétons pathologiques suivant 6 niveaux d'expansion. Un critère de détection prenant en compte à la fois l'effet du vieillissement, la valeur de la propriété mesurée initialement et les erreurs expérimentales est utilisé. Pour chaque propriété

mesurée, ce critère permettra d'identifier un seuil de détection des pathologies et de déterminer ainsi à partir de quel niveau d'expansion on est capable de détecter la présence des RGI.

III.2.1 Echéances de caractérisation

Les courbes d'expansion obtenues sur les bétons dégradés sont de formes sigmoïdales (figure III-1). Ces dernières sont caractérisées selon trois phases : une période latente, une phase d'accélération de la pathologie et une période de stabilisation (Brunetaud, 2005). Le passage d'une phase à une autre est caractérisé par le changement de pente (points d'inflexion). La détermination des points d'inflexion est effectuée graphiquement et correspond à l'intersection des pentes, tracés en pointillés sur la figure III-1. Les mesures sont réalisées suivant 6 niveaux d'expansion. La première caractérisation est effectuée à l'état initial soit à 35 jours dans le cas de la RSI et à 28 jours dans le cas de la RAS et du couplage des RGI (point 1 sur la figure III-1). Lorsque le gonflement s'initie, lors de la période latente, deux caractérisations sont réalisées (2) et (3). Deux autres sont effectuées pendant la phase d'accélération de la pathologie (4) et (5). Enfin une dernière caractérisation est réalisée pendant la période de stabilisation (6) (figure III-1).

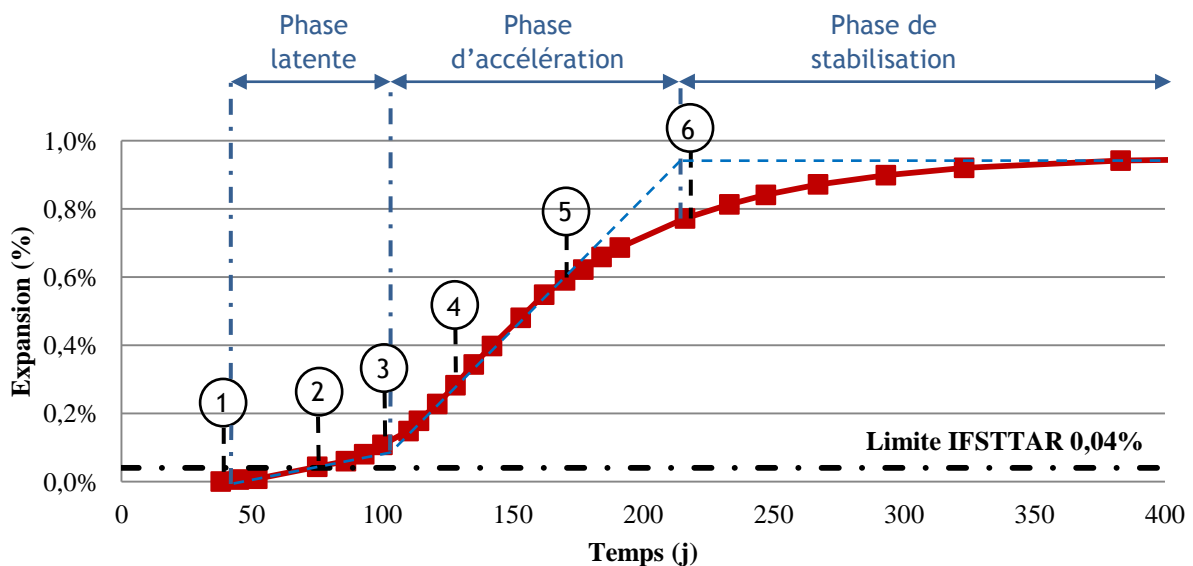


Figure III-1: Mesure des propriétés suivant le niveau d'expansion

La valeur de 0,04% d'expansion sur la figure III-1 correspond à la limite admissible de gonflement proposée dans la (Méthode d'essais n°66, 2007). Ce seuil limite ne correspond pas au critère de détection proposé, il sert uniquement d'indication dans la présente étude. En effet, la seconde caractérisation (2) est réalisée lorsque cette limite de gonflement est atteinte.

III.2.2 Seuil de détection

La mesure des propriétés physico-chimiques et mécaniques effectuée sur les bétons de référence a montré que, suivant la propriété mesurée, l'effet de la poursuite des réactions d'hydratation est plus ou moins marqué (cf. II.5.2.1). Cet effet pourrait donc concurrencer l'évolution liée au développement des RGI dans le cas des bétons pathologiques et ainsi fausser la détection. Pour estimer cet effet, trois caractérisations ont été effectuées sur les bétons de référence : une première après la cure à 28 ou 35 jours suivant les bétons, puis à environ 90 et 180 jours. Cette évolution est prise en compte selon l'équation III-1 :

$$X_{t\text{ hydra}} = X_0 \left(1 + \overbrace{\frac{X_{t\text{ réf}} - X_{0\text{ réf}}}{X_{0\text{ réf}}}}^{\text{Evolution liée au vieillissement}} \right) \quad (\text{III-1})$$

X_0 et $X_{0\text{ réf}}$ correspondent respectivement à la valeur de la propriété mesurée à l'état initial sur le béton pathologique et le béton de référence correspondant, soit à 35 jours dans le cas de la RSI et à 28 jours dans le cas de la RAS et du couplage (cf. II.5.2.2). $X_{t\text{ réf}}$ est la valeur de la propriété mesurée sur le béton de référence au cours du temps (cf. II.5.2.1). $X_{t\text{ hydra}}$ traduit donc l'évolution probable de la propriété qui aurait été mesurée au cours du temps sur le béton pathologique si aucun développement de RGI n'avait lieu. Etant donné que seulement 3 caractérisations ont été réalisées sur les bétons de référence, l'évolution liée au vieillissement du béton est considéré comme linéaire entre deux échéances de caractérisations.

De plus, pour s'assurer de la détection, l'erreur expérimentale est prise en compte par le terme $\pm 2\overline{\sigma_{\text{réf}}}$ (équation III-2) ; $\overline{\sigma_{\text{réf}}}$ correspond à la moyenne des écarts-type obtenus sur les 3 échéances de caractérisation du béton de référence. Ce terme permet d'obtenir une valeur caractéristique de la propriété mesurée, correspondant au fractile à 5% sur une courbe de Gauss normale. Finalement, la valeur seuil de la propriété utilisée pour la détection, notée $X_{t\text{ seuil}}$, est obtenue selon l'équation III-2 :

$$X_{t\text{ seuil}} = \underbrace{X_{t\text{ hydra}}}_{\text{Evolution liée au vieillissement}} \pm \underbrace{2\overline{\sigma_{\text{réf}}}}_{\text{Erreur expérimentale}} \quad (\text{II-2})$$

La détection des pathologies a lieu lorsque la valeur de la propriété mesurée au cours de la dégradation dépasse la valeur seuil de détection évaluée pour une même échéance.

Un exemple de détection est présenté sur la figure III-2 à partir des données des tableaux III-1 à III-3.

Expansion (%)	Temps (j)	X_t (u)	Ecart-type (u)
0	35	20	1,2
0,04	75	22	2,0
0,10	100	24	2,8
0,28	128	30	1,9
0,59	177	36	1
0,77	216	40	2,5

Tableau III-1 : Exemple de données pour le béton pathologique

La valeur de X_0 , correspondant à la mesure effectuée à 35 jours (0% d'expansion) pour le béton pathologique, est dans cet exemple de 20u (tableau III-1). La valeur initiale mesurée sur le béton de référence correspondant ($X_{0 \text{ réf}}$) est de 28u (tableau III-2). Dans cet exemple, la valeur de la propriété mesurée sur le béton de référence diminue au cours du temps (tableau III-2). Cette diminution fera donc diminuer proportionnellement la valeur du seuil de détection au cours du temps.

Expansion (%)	Temps (j)	$X_{t \text{ réf}}$ (u)	Ecart-type (u)
0	35	28	1,5
0,10	90	24	2,5
0,65	180	24	2,0

Tableau III-2 : Exemple de données pour le béton de référence

La moyenne des écarts-types obtenus sur le béton de référence est de 2u (tableau III-2). La valeur de $\pm 2\overline{\sigma_{\text{réf}}}$ est donc de $\pm 4u$.

Expansion (%)	Temps (j)	$X_{t \text{ seuil}}$ (u)
0	35	24
0,10	90	21
0,65	180	21

Tableau III-3 : Exemple de valeurs seuils de détection

Les valeurs seuils obtenues selon l'équation III-2 sont présentées dans le tableau III-3. Le seuil diminue légèrement en fonction du temps proportionnellement à ce qui est mesuré sur le béton de référence correspondant.

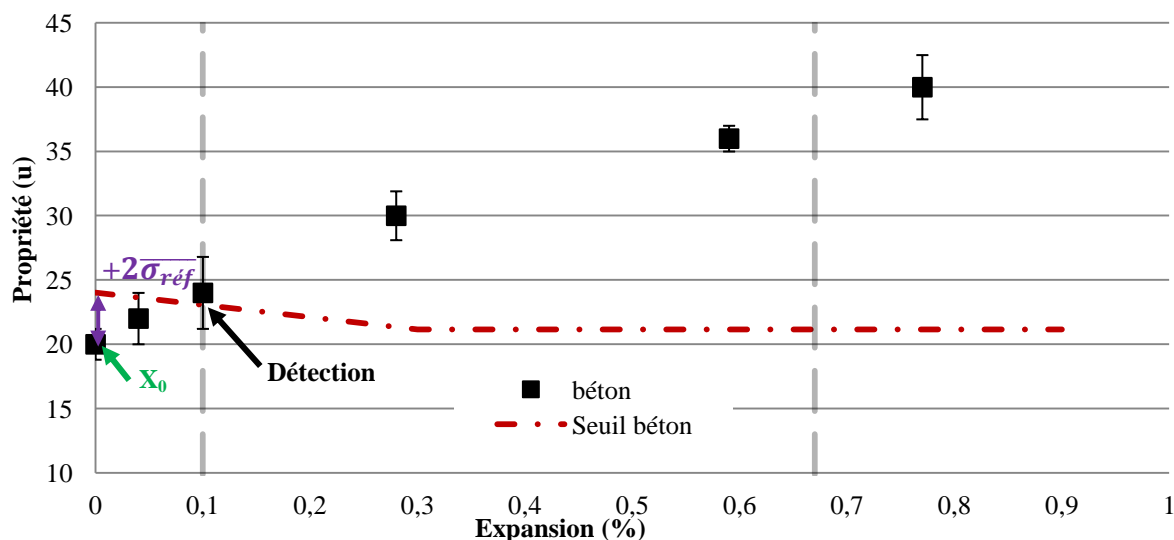


Figure III-2: Evolution de la propriété en fonction de l'expansion pour le béton pathologique

Les valeurs de la propriété mesurée sur le béton pathologique et le seuil de détection correspondant sont présentées sur la figure III-2. Les traits verticaux, présents en pointillé, représentent le début et la fin de la phase d'accélération. Cet exemple est basé sur la courbe d'expansion présenté sur la figure III-1. Une augmentation de la propriété est ici le signe d'une dégradation ; le terme $\pm 2\sigma_{ref}$, prenant en compte les erreurs expérimentales, est donc positif pour s'assurer de la détection. Dans ce cas et selon le critère choisi, la détection a lieu lors du passage à la phase d'accélération, pour une expansion de 0,1% (figure III-2), lorsque le critère de détection est dépassé.

Cette démarche est employée dans ce chapitre, sur chaque propriété physique et mécanique mesurée, pour permettre la détection des RGI dans le béton. Ce seuil n'est pas utilisé pour les propriétés chimiques car un seul échantillon de béton a été utilisé par échéance de mesure (dispersion expérimentale incalculable).

III.3 PRÉSENCE DES RGI

Les variations longitudinales et transversales (cf. II.4.1) mesurées sur les bétons pathologiques et les bétons de référence ainsi que les variations de masses correspondantes sont présentées pour chaque cas (RSI, RAS et RAS-RSI). Les observations microscopiques (MEB, EDS) réalisées à différents niveaux d'expansion, sont également exposées.

III.3.1 Cas de la RSI

III.3.1.1 Variation de longueur et de masse

La figure III-3 présente l'évolution de l'expansion en fonction du temps pour les bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca** et leurs références **CEMII-RSI-Si-réf** et **CEMI-RSI-Ca-réf**. Pour rappel, la méthode n°66 de l'IFSTTAR fait référence à une limite de gonflement située à 0,04% lors d'un essai de gonflement résiduel (Méthode n°66, 2007). Au-delà de ce seuil le béton comporte un risque de dégradation par RSI. Les bétons de référence ne dépassent pas le seuil limite et montrent un gonflement maximal de 0,02% (figure III-3).

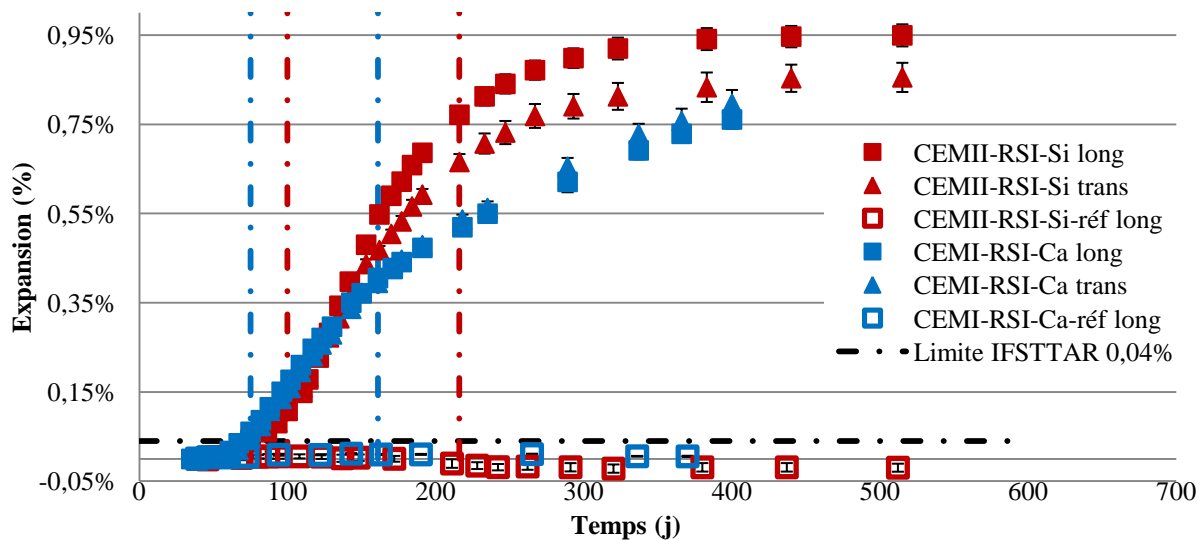


Figure III-3: Evolution de l'expansion en fonction du temps : cas de la RSI

Les bétons développant la pathologie montrent un gonflement significatif, l'expansion longitudinale du béton **CEMII-RSI-Si** atteint 0,95% à 400 jours. L'expansion longitudinale finale du béton **CEMI-RSI-Ca** est moins importante avec un gonflement d'environ 0,76% à 400 jours. Ces résultats confirment le fait que l'utilisation de granulats calcaires permet de réduire le gonflement dû à la RSI. En comparaison aux granulats siliceux, les granulats calcaires permettent d'obtenir une plus grande adhérence avec la pâte de ciment (Grattan-Bellew et al., 1998 ; Yang et al., 1999 ; Bentz et al., 2015). Cette meilleure adhérence est due à la plus grande rugosité des granulats calcaires (Yang et al., 1999) ; mais également à l'augmentation de la quantité d'hydrates formées autour de ces derniers (Portlandite, Carboaluminates de calcium) (Yang et al., 1999 ; Bentz et al., 2015). La fissuration produite par la formation d'ettringite différée à l'interface pâte/granulats se retrouve ainsi réduite et permet de générer une plus faible expansion (Grattan-Bellew et al., 1998 ; Yang et al., 1999).

Le premier point d'inflexion, marquant la fin de la période latente, se situe à 75 jours pour le béton **CEMI-RSI-Ca** (premier trait bleu) et à 100 jours pour le béton **CEMII-RSI-Si** (premier trait rouge). La plus courte période latente observée pour le béton **CEMI-RSI-Ca** est également due à la plus forte adhérence des granulats calcaires (Al Shamaa et al., 2016). En effet, l'utilisation de granulats calcaires permet de réduire la fissuration, générée à l'ITZ lors du traitement thermique, causée par la dilation thermique différentielle entre les granulats et la pâte de ciment (Al Shamaa et al., 2016). D'une part, une plus faible fissuration entraîne un plus faible volume disponible pour la formation d'ettringite différée sans induire de pression. D'autre part, cette plus faible fissuration entraîne une plus faible augmentation des propriétés de transfert et donc ralentit la cinétique de formation de l'ettringite différée. Ces deux phénomènes s'opposent. En effet, une diminution des propriétés de transfert ne peut pas expliquer la plus courte période latente observée pour le béton **CEMII-RSI-Ca**. Le plus faible volume disponible causé par la plus faible fissuration à l'ITZ semble donc être à l'origine du phénomène observé. Dans ce cas, le volume nécessaire pour générer de la pression se retrouve réduit engendrant ainsi un raccourcissement de la période latente. De plus, les mesures de module statique réalisées à l'état initial ont révélé que le béton **CEMII-RSI-Si** semble avoir été fortement endommagé par le traitement thermique (cf. II.5.2.2.2.1). Il semblerait donc que la fissuration générée à l'interface pâte/granat soit plus importante pour le béton **CEMII-RSI-Si**, ce qui conforte ces observations. Le second point d'inflexion, représentant le passage de la phase d'accélération à la phase de stabilisation, est atteint au bout de 261 jours pour le béton **CEMII-RSI-Si** (second trait rouge) et à 216 jours pour le béton **CEMI-RSI-Ca** (second trait bleu). Les mesures d'expansion longitudinales et transversales confirment l'isotropie du gonflement. Cependant, le gonflement transversal semble être légèrement plus faible sur le béton **CEMII-RSI-Si** en fin d'expansion.

La figure III-4 montre l'évolution de la prise de masse des bétons en fonction du temps. Les bétons de référence (**CEMI-RSI-Ca-réf** et **CEMII-RSI-Si-réf**) ont des prises de masse respectives de 0,7 et 0,4% au bout de 300 jours. Cette augmentation est due au fait que les éprouvettes sont stockées dans de l'eau à 20°C à partir de 35 jours. De plus, la prise de masse pour le béton **CEMI-RSI-Ca-réf** est supérieure. La plus grande porosité observée sur ce béton peut expliquer cette différence (cf. II.5.2.2.3.1).

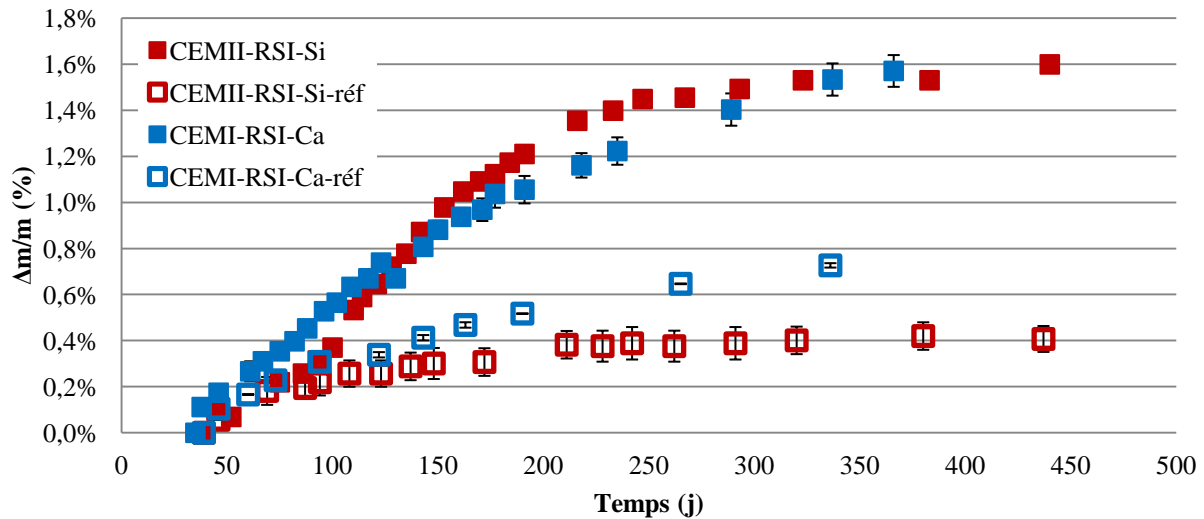


Figure III-4: Evolution du gain de masse en fonction du temps : cas de la RSI

Pour les bétons pathologiques, la cinétique de prise de masse semble correspondre avec la cinétique de gonflement. L'évolution du gain de masse en fonction de l'expansion est présentée sur la figure III-5. Pour les deux bétons, la prise de masse est proportionnelle à l'expansion.

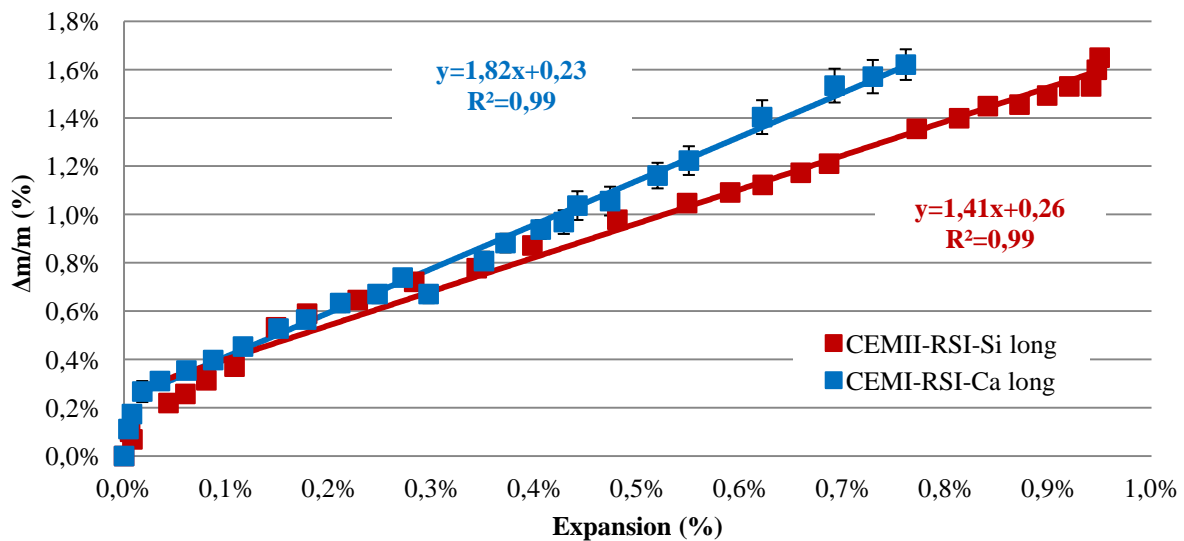
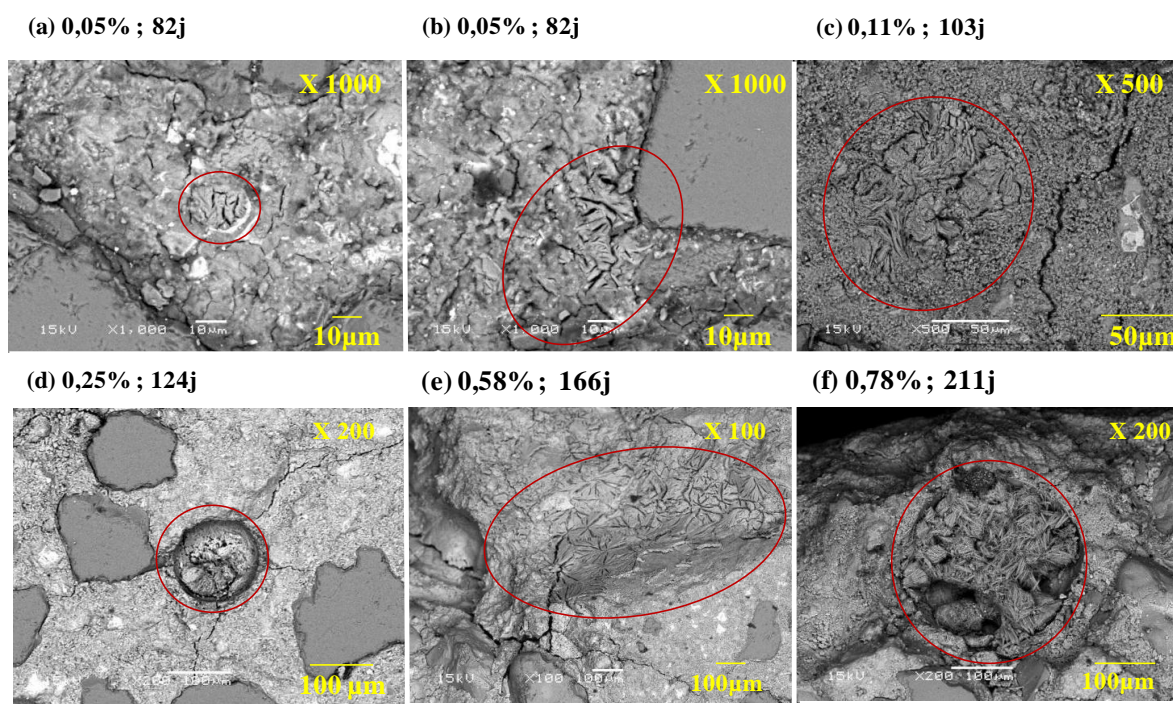


Figure III-5: Evolution du gain de masse en fonction de l'expansion: cas de la RSI

La prise de masse observée peut être due à deux phénomènes : le remplissage de la fissuration et de la porosité par l'eau et la consommation d'eau pour la formation d'ettringite différée. Cependant, (Martin, 2011) explique que l'augmentation de masse des bétons pathologiques serait principalement due au remplissage de la fissuration et de la porosité par l'eau.

III.3.1.2 Evolution de la microstructure et des produits formés

Cette section présente les observations au MEB réalisées sur des échantillons polis, afin de s'assurer de la présence d'ettringite différée et de visualiser sa progression au cours de la dégradation.



*Figure III-6: Images MEB du béton **CEMII-RSI-Si***

La figure III-6 montre la présence d'ettringite différée sous forme massive et comprimée pour différents niveaux d'expansion. Cette forme massive de l'ettringite est couramment observée dans la littérature (Brunetaud, 2005 ; Al Shamaa, 2012). Des analyses EDS par point sont réalisées systématiquement pour confirmer la présence de ce composé. Un exemple est présenté sur la figure III-7. Les trois principaux éléments entrant dans la composition de l'ettringite à savoir : le soufre (S), l'aluminium (Al), et le Calcium (Ca) sont identifiés sur le spectre, confirmant sa présence.

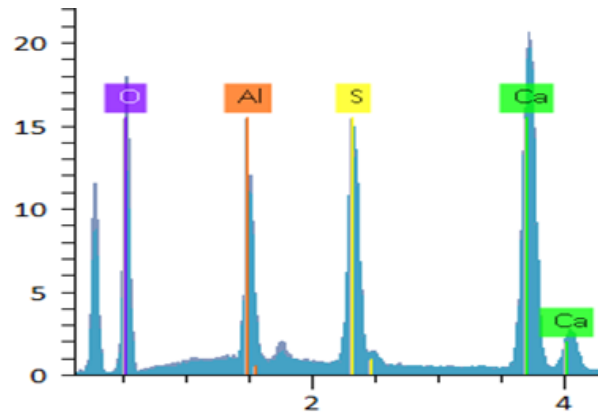


Figure III-7: Exemple de spectre obtenu par l'analyse EDS : cas de l'ettringite différée

L'observation réalisée au MEB montre que l'initiation du gonflement est induite par la formation d'ettringite différée dans les grains de Hadley (figure III-6a) et à l'interface pâte/granulat (figure III-6b). Le gonflement mesuré à cette échéance est de 0,05%. Lorsque l'expansion se poursuit, l'ettringite différée continue à se développer dans ces zones mais également dans la porosité (figure III-6c et III-6d). Il se produit alors un décollement entre les granulats et la pâte de ciment. A cette échéance (0,25% d'expansion), la fissuration se propage de l'interface vers la porosité engendrant l'accélération du gonflement. Le passage à la phase d'accélération a eu lieu pour une expansion d'environ 0,11% (cf. III.3.1.1), ce qui semble être en accord avec ces observations. Lorsque l'expansion se poursuit, la présence d'ettringite différée devient de plus en plus importante dans les zones préférentielles (figure III-6e et III-6f).

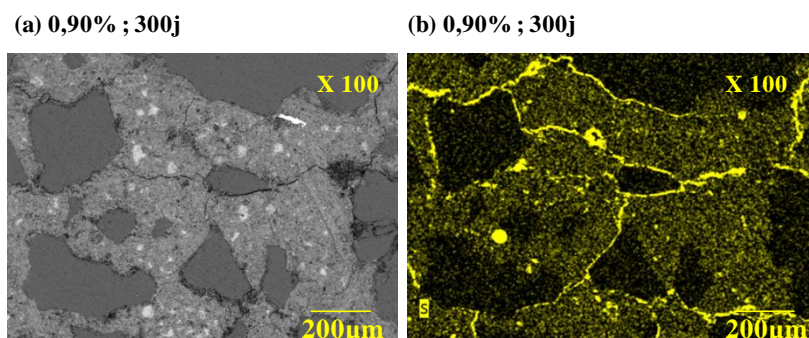
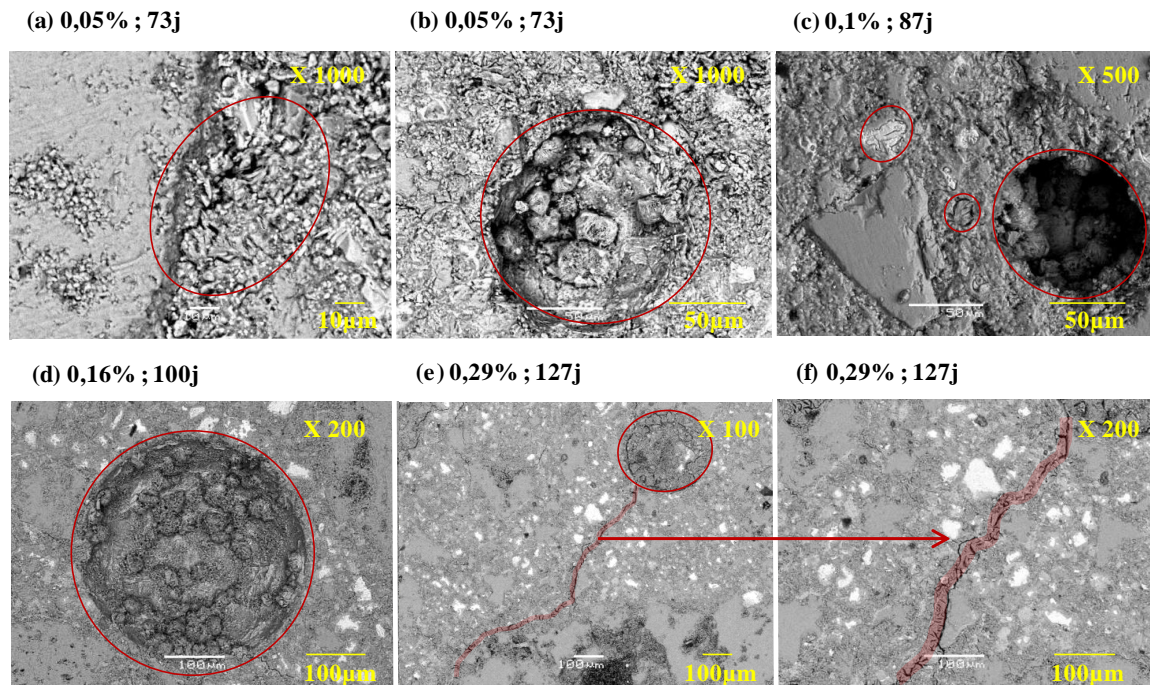


Figure III-8: Analyse MEB du béton *CEMII-RSI-Si* (a) image initiale (électrons rétrodiffusés) et (b) cartographie du soufre

La figure III-8b montre la présence de soufre en jaune dans l'échantillon. Cet élément marque la présence d'ettringite différée dans les fissures du béton. Ces observations sont donc en

accord avec la théorie du gonflement proposée par (Brunetaud, 2005). De plus, la présence d'ettringite différée à l'ITZ semble provoquer un décollement des granulats siliceux avec la matrice cimentaire (figure III-8b).

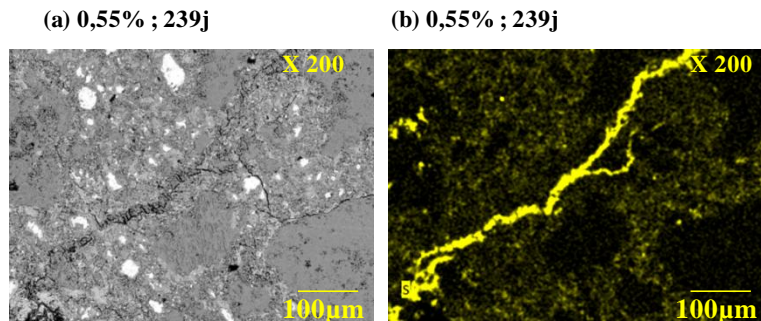


*Figure III-9: Image MEB du béton **CEMI-RSI-Ca***

Les observations réalisées au MEB sur le béton **CEMI-RSI-Ca** sont également en accord avec la théorie de Brunetaud (Brunetaud, 2005). Avec les granulats calcaires, l'ettringite se développe aussi en premier lieu à l'interface pâte/granulat, dans les grains de Hadley et dans la porosité (figure III-9a, III-9b et III-9c). Lorsque l'expansion se poursuit, l'ettringite différée continue à se propager dans ces zones (figure III-9d, III-9e et III-9f). Lorsque ces zones préférentielles commencent à être complètement remplies d'ettringite, ce composé se retrouve dans la fissuration (figure III-9e et III-9f).

La figure III-10 montre la présence de soufre pour le béton **CEMI-RSI-Ca** à l'échéance de 239 jours (expansion de 0,55%). La présence de Portlandite autour des granulats calcaires est observée dans la figure III-10a. En effet, une auréole plus claire que les granulats et la pâte de ciment est observée tout autour des granulats calcaires. Des analyses EDS ont confirmées la présence de Portlandite dans cette zone. La fissure remplie d'ettringite différée, marquée en jaune sur la figure III-13b, montre que contrairement au cas du béton **CEMI-RSI-Si**, cette fissuration ne passe pas forcément par l'ITZ du fait de la meilleure liaison entre la pâte et les granulats (Grattan-Bellew et al., 1998 ; Yang et al., 1999 ; Bentz et al., 2015). Dans le cas du

béton **CEMI-RSI-Ca**, aucun décollement de granulat avec la matrice cimentaire n'a été observé, contrairement au béton **CEMII-RSI-Si**. Ces constatations sont en accord avec les explications proposées précédemment (cf. III.3.1.1).



*Figure III-10: Analyse MEB du béton **CEMI-RSI-Ca** (a) image initiale et (b) cartographie du soufre*

Ces résultats montrent que pour chaque béton et malgré la différence de nature minéralogique des inclusions granulaires, la présence d'ettringite différée se retrouve en premier lieu à l'interface pâte/granulat, dans les grains de Hadley et dans les pores. L'ettringite semble ensuite se propager dans et entre ces zones préférentielles générant de plus en plus de fissuration. Cette fissuration marque l'accélération de l'expansion. Cependant, les observations réalisées sur le béton **CEMI-RSI-Ca** montrent la présence d'une auréole de Portlandite autour des granulats calcaires conduisant à une plus forte adhérence entre la pâte de ciment et les granulats, ce qui n'est pas le cas avec les observations réalisés dans le cas de granulats siliceux. Comme il a également été observé dans de précédentes études, l'utilisation de granulats calcaires semble permettre de réduire la fissuration à l'ITZ (Grattan-Bellew et al., 1998 ; Yang et al., 1999).

III.3.2 Cas de la RAS

III.3.2.1 Variation de longueur et de masse

Les résultats d'expansion en fonction du temps pour les bétons développant la RAS et leurs références sont présentés dans la figure III-11. La (méthode n°44, 1997) de l'IFSTTAR portant sur la mesure d'expansion résiduelle d'éprouvettes de bétons fait référence à des niveaux de gonflement pour qualifier l'expansion obtenue. Ces niveaux correspondent aux valeurs de gonflement obtenu uniquement par la formation du gel c'est-à-dire sans prendre en compte le gonflement lié à la reprise d'eau lors de la conservation (tableau III-4). Dans notre cas, le gonflement mesuré prend en compte l'expansion liée à la reprise d'eau. Le seuil

critique où l'on considère que le gonflement est significatif vis-à-vis du développement de la RAS sera pris à 0,04% comme dans le cas de la RSI.

Valeur	Qualification
< 0,01%	Négligeable
0,01 à 0,05%	Modérée
> 0,05%	Importante

Tableau III-4 : Critère de l'expansion résiduelle (méthode n°44, 1997)

Le béton de référence **CEMI-RAS-réf** ne dépasse pas ce seuil critique et montre un gonflement maximum de 0,03% (figure III-11).

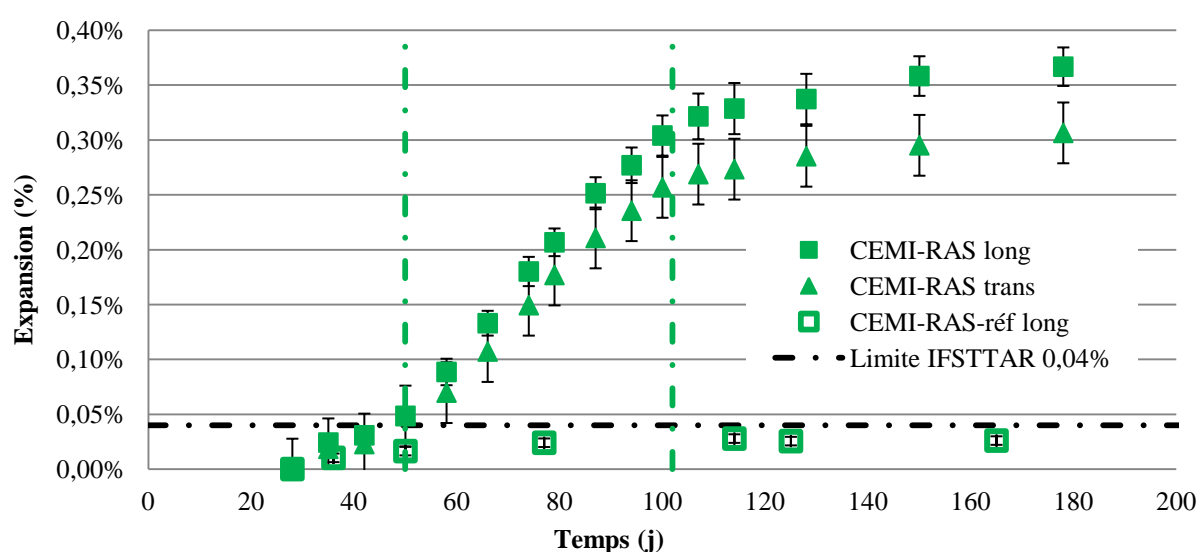


Figure III-11: Evolution de l'expansion en fonction du temps : cas de la RAS

Le béton **CEMI-RAS** montre un gonflement significatif car l'expansion longitudinale maximale obtenue au bout de 150 jours est de 0,36%. Le premier point d'inflexion se situe à 50 jours (premier trait vert). Il marque la fin de la période latente qui semble débiter, lors de la mise en réacteur à 38°C, à l'échéance de 28 jours. Le deuxième point d'inflexion marquant la fin de la phase d'accélération de la pathologie est atteint au bout de 100 jours (second trait vert) pour un gonflement de 0,3%. L'expansion finale du béton **CEMI-RAS**, d'environ 0,36%, est plus faible que celle mesurée sur les bétons développant la RSI (0,76 et 0,95%). Ces tendances sont également observées dans la littérature (Jabbour, 2018). Par ailleurs, la cinétique de développement de la RAS est supérieure à celle observée dans le cas de la RSI (cf III.3.1.1). La différence de température de conservation des bétons, qui est plus élevée dans le cas de la RAS (38°C), est probablement à l'origine de ce phénomène.

Les mesures de déformations transversales font apparaître une légère anisotropie du gonflement dès le début de la phase d'accélération qui se poursuit tout le long de la dégradation. La déformation transversale en fin d'expansion correspond à 84% de celle mesurée longitudinalement. Cependant, cette différence est faible. Des études précédentes (Larive, 1997 ; Multon, 2004) montrent une plus forte anisotropie du gonflement lors du développement de la RAS (cf. I.2.3.3.7). L'expansion transversale mesurée correspond à la moitié du gonflement longitudinal.

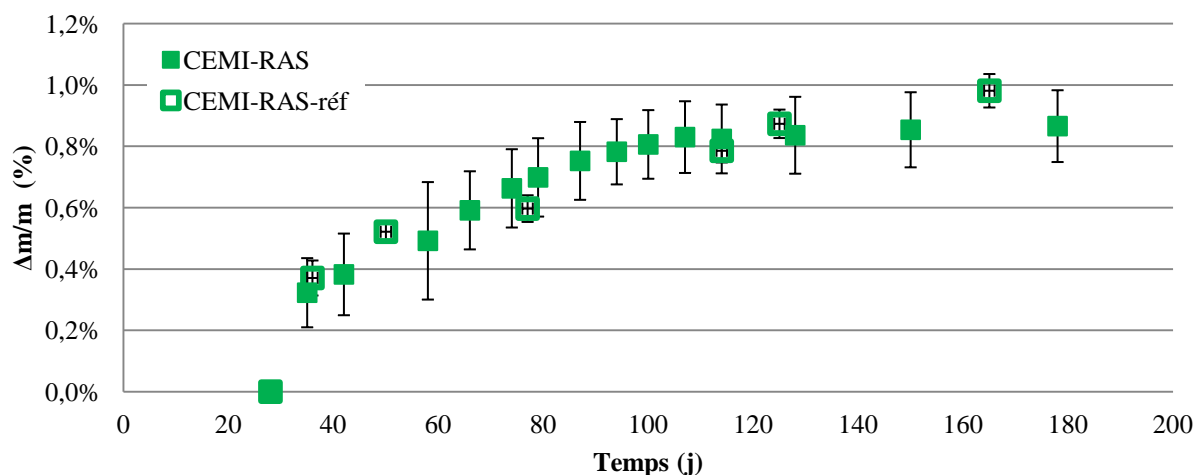


Figure III-12: Evolution du gain de masse en fonction du temps : cas de la RAS

La figure III-12 fait apparaître des prises de masse similaires entre le béton pathologique **CEMI-RAS** et le béton de référence **CEMI-RAS-réf**. Les prises de masse de ces deux bétons atteignent 0,85% à 150 jours. Pour rappel, le béton **CEMI-RAS-réf** présente une porosité à l'eau plus importante (cf. II.5.2.2.3.2); une prise de masse supérieure devrait donc être observée pour ce béton. Cependant, la dégradation du béton **CEMI-RAS** provoqué par le développement de la pathologie a généré de la fissuration. Le remplissage de la fissuration par l'eau ainsi que la consommation d'eau pour la formation du gel silico-alcalin a fait augmenter la quantité d'eau présente dans le béton. Cela peut expliquer la prise de masse identique observée pour les deux bétons. Pour de faibles expansions, il devient alors difficile de corréler l'augmentation de la masse par un apport d'eau extérieur avec la présence de pathologie dans le matériau. Cependant, comme dans le cas de la RSI, une proportionnalité est obtenue entre la prise de masse et l'expansion (figure III-13).

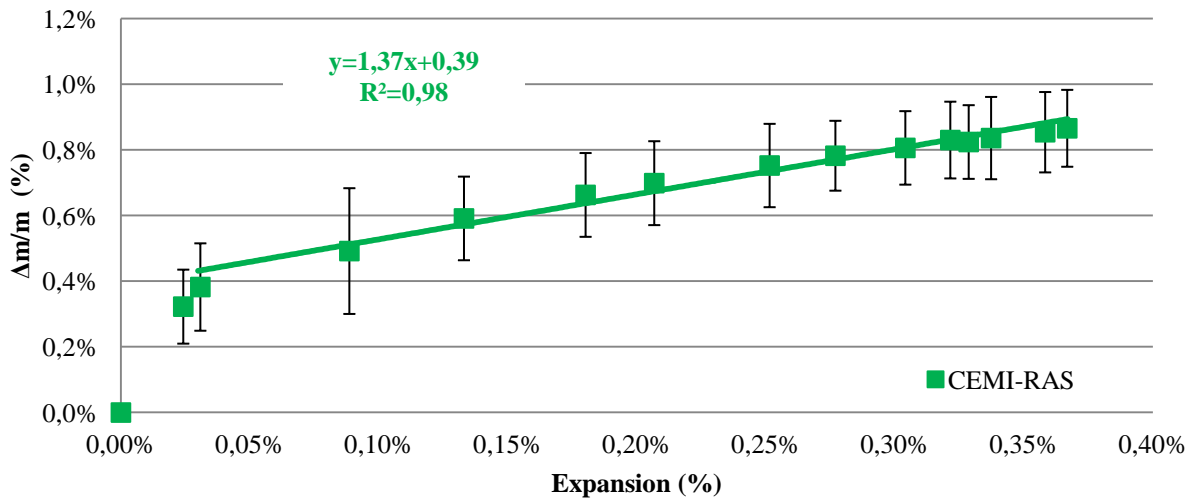


Figure III-13: Evolution du gain de masse en fonction de l'expansion : cas de la RAS

III.3.2.2 Evolution de la microstructure et des produits formés

La présence de gel silico-alcalin a été observée au MEB sur des échantillons polis et sur fracture fraîche à différents niveaux d'expansion (figure III-14). Les échelles ont été adaptées pour mettre clairement en évidence la présence de gel dans le béton.

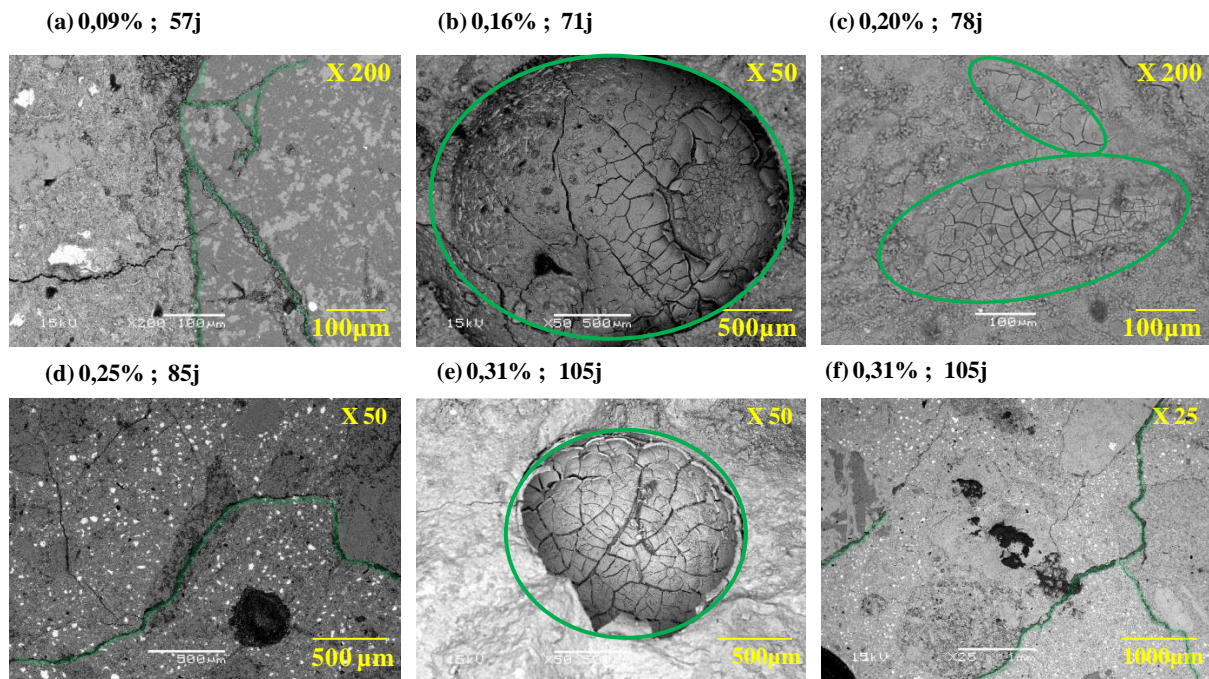


Figure III-14: Images MEB du béton CEMI-RAS

Pour confirmer la présence de gel silico-alcalin dans ces observations, des analyses EDS ont été réalisées systématiquement. Un exemple est présenté sur la figure III-15, permettant

d'identifier les trois principaux éléments entrant dans la composition du gel silico-alcalin : la silice (Si), les alcalins (Na et K), et le Calcium (Ca).

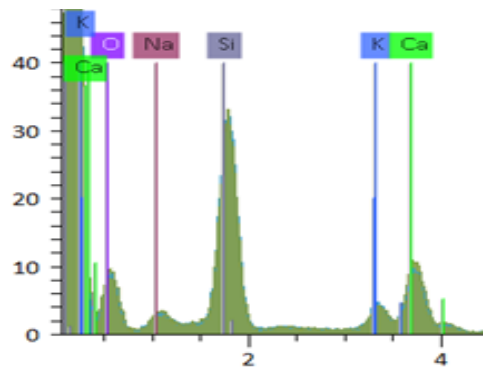


Figure III-15: Exemple de spectre obtenu par l'analyse EDS : cas du gel silico-alcalin

La présence de gel, surlignée en vert, est observée dans un premier temps dans et autour des granulats (figure III-14a). Pour une expansion mesurée de 0,09%. Ces observations, effectuées sur un échantillon poli, ne permettent pas de savoir si le gel a commencé à se former autour des granulats, dans les granulats ou dans ces deux zones simultanément. Lorsque l'expansion se poursuit la présence de gel devient de plus en plus marquée autour des granulats comme le montrent les figures III-14b, III-14c et III-14e. La fissuration créée par la présence du gel dans ces zones va ensuite se propager dans la pâte de ciment et se remplir progressivement de gel (figure III-14d et III-14f).

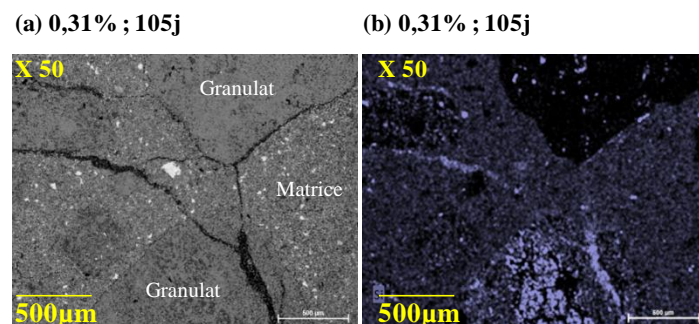


Figure III-16: Analyse MEB du béton CEMI-RAS (a) image initiale et (b) cartographie de la silice

La présence de gel dans la fissuration a été confirmée par des analyses chimiques ainsi que le montre la figure III-16 révélant des traces de silice observée en bleu sur la figure III-16b. La silice présente dans les granulats est également observée.

III.3.3 Cas du couplage

III.3.3.1 Variation de longueur et de masse

Les résultats des mesures d'expansion en fonction du temps pour le béton développant à la fois la RAS et la RSI et le béton de référence correspondant sont présentés en figure III-17. Le béton de référence **CEMI-RAS-réf** ne dépasse pas le seuil de 0,04% (Méthode n°66, 2007) et montre un gonflement maximal de 0,03%. Le béton pathologique **CEMI-RAS&RSI** montre une cinétique d'expansion rapide par rapport aux bétons développant la RSI seule. Il faut noter que, la période latente se termine à 47 jours (premier trait violet), ce qui est similaire au cas de la RAS (50 jours). Il s'en suit une phase d'accélération qui se termine rapidement et atteint 0,77% d'expansion à 93 jours (second trait violet), correspondant au deuxième point d'inflexion de la courbe. Cette cinétique rapide est due au fait que la conservation dans l'eau a été réalisée à 38°C ; contrairement aux bétons développant la RSI seule (conservation à 20°C). Ainsi, la différence de cinétique est attribuée à l'augmentation de température accélérant les phénomènes de transferts ioniques et de lixiviation des alcalins dans le béton (Lawrence, 1995 ; Leklou, 2013). En parallèle, l'effet de la thermo-activation accélérant la formation de gel alcali-silice a probablement diminué la concentration en alcalin, favorisant la recristallisation de l'ettringite (Larive, 1997).

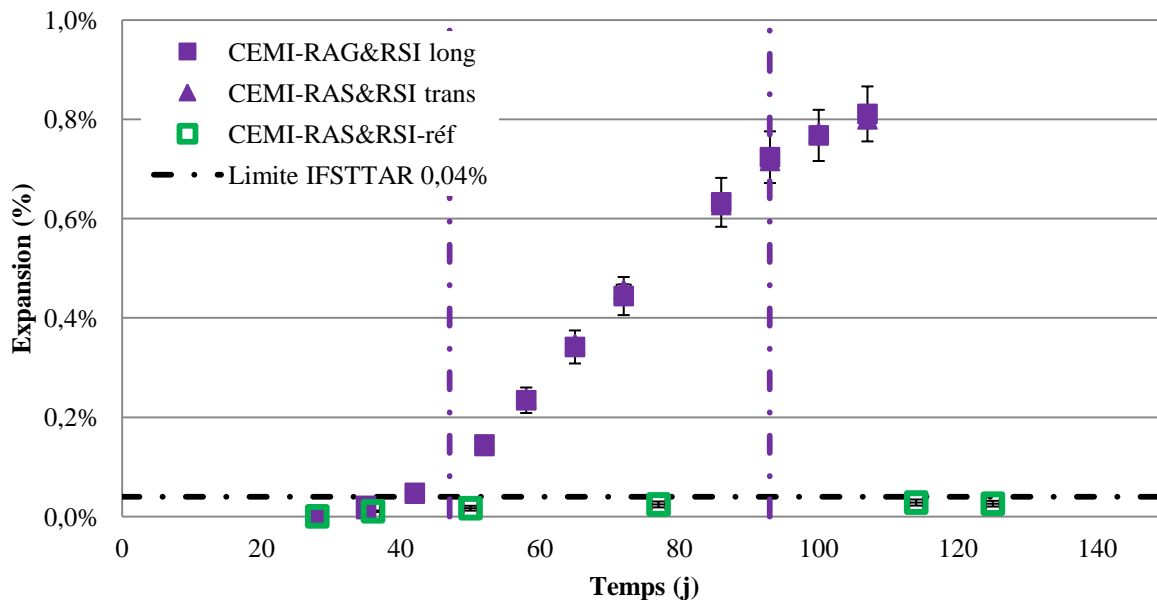


Figure III-17: Evolution de l'expansion en fonction du temps : cas du couplage

Les mesures d'expansion pour ce béton se sont arrêtées à 107 jours. Un problème est survenu au niveau du capteur de température ce qui a fait augmenter la température de l'eau à 90°C. Le temps d'échauffement n'a pu être quantifié. L'expansion finale obtenue, d'environ 0,8%,

se rapproche de celle mesurée sur le béton **CEMII-RSI-Si** et montre que la pathologie dominante dans le cas du couplage des RGI est bien la RSI.

L'évolution de la prise de masse en fonction du temps pour ces bétons est présentée dans la figure III-18. Le béton de référence **CEMI-RAS-réf** présente une forte augmentation durant les sept premiers jours de conservation dans l'eau et atteint un gain de 0,85% à 120 jours.

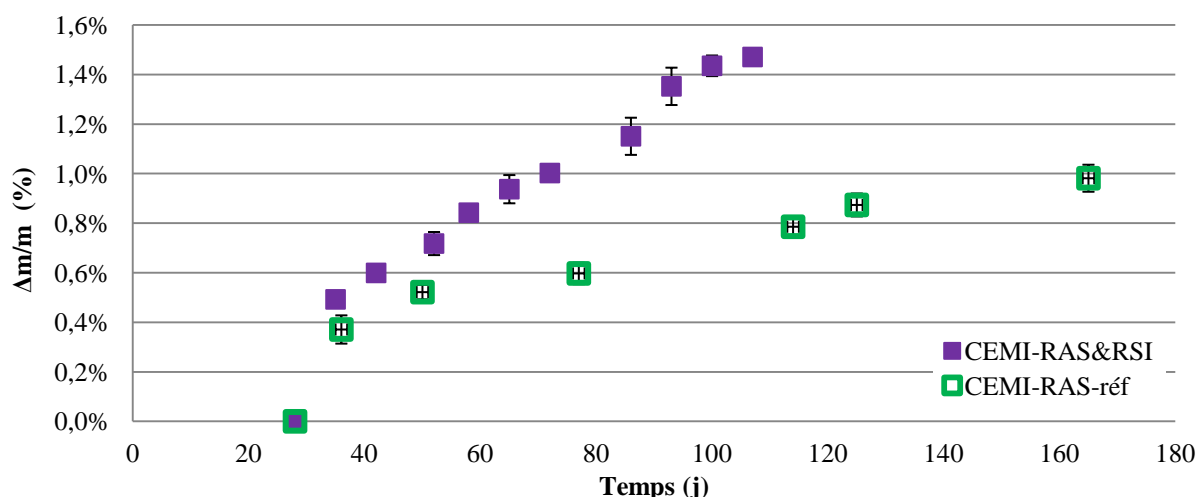


Figure III-18: Evolution du gain de masse en fonction du temps : cas du couplage

Le béton pathologique **CEMI-RAS&RSI** présente une prise de masse légèrement supérieure à celle mesurée sur le béton **CEMI-RAS-réf** durant les sept premiers jours de conservation dans l'eau, respectivement de 0,5 et 0,37%. Par la suite, la prise de masse du béton pathologique dépasse largement celle du béton de référence et atteint 1,47% à 110 jours. Ce gain est la conséquence du remplissage de la porosité et de la fissuration par l'eau et provient également de la consommation d'eau pour la formation de gel silico-alcalin et d'ettringite différée.

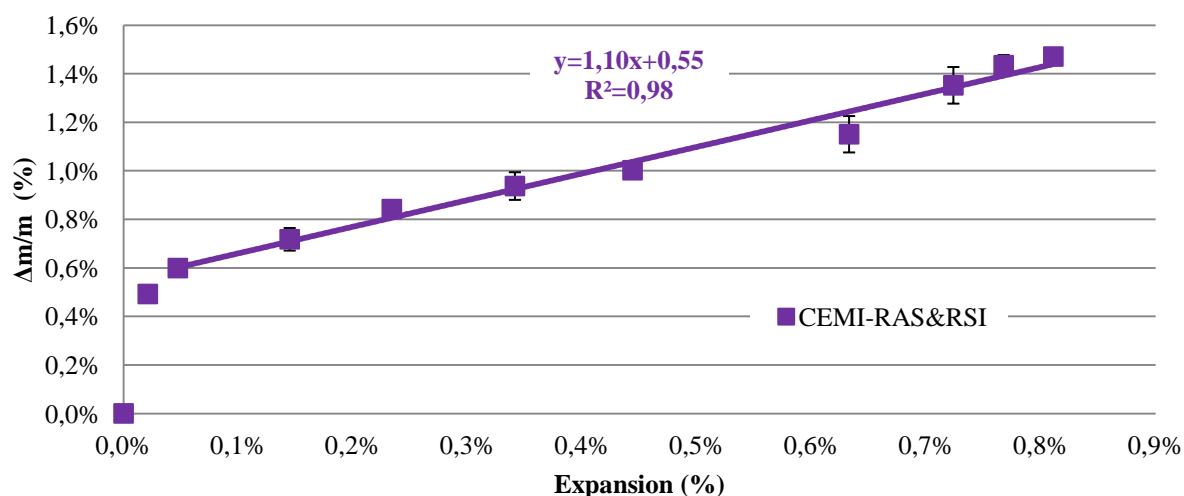


Figure III-19: Evolution du gain de masse en fonction de l'expansion : cas du couplage

Le gain de masse, représenté en fonction de l'expansion sur la figure III-19, fait apparaître une proportionnalité. La linéarité est observée à partir d'environ 0,02% d'expansion, soit après l'importante reprise d'eau qui a lieu lors de la mise en conservation. Ce phénomène est également observé dans le cas des bétons atteints de RSI et de RAS.

III.3.3.2 Evolution de la microstructure et des produits formés

Dans le cas du couplage des pathologies, la présence d'ettringite différée et de gel alcali-silice a été observée au MEB sur des échantillons polis et sur fracture fraîche pour chaque niveau d'expansion (figure III-17).

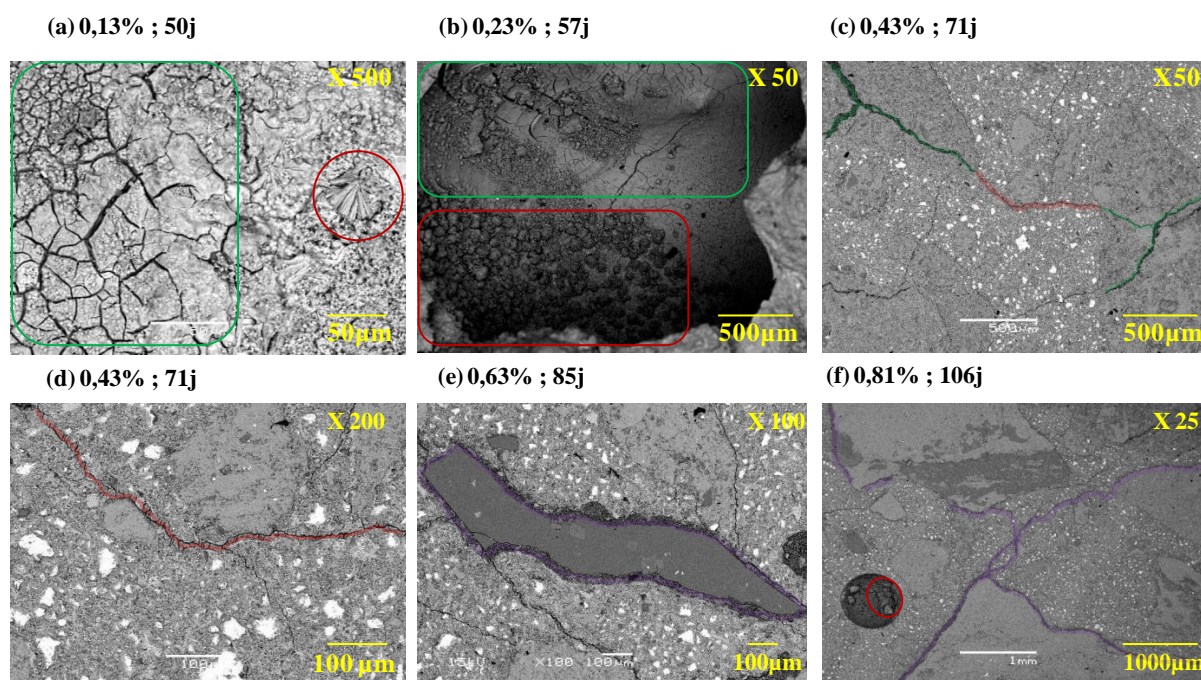


Figure III-20: Image MEB du béton CEMI-RAS&RSI

Les observations effectuées lors de la première échéance d'essai montrent à la fois la présence d'ettringite différée (en rouge) et de gel (en vert) autour des granulats (figure III-17a). Dans cette phase d'incubation, ces observations ne permettent pas de savoir quelle pathologie a été développée en premier. Néanmoins, certains auteurs pensent que le gel se formerait dans un premier temps lors du traitement thermique, engendrant une pré-fissuration du matériau (Shayan et al., 1996 ; Yang et al., 1999), ce que semble également montrer les résultats obtenus lors de la caractérisation physique des bétons présentés précédemment (cf. II.5.2.2.3.3). Cette formation de gel entrainerait par la suite une diminution de la concentration en alcalins favorisant le développement de l'ettringite différée (Poyet et al., 2007). La présence de gel est observée dans et autour des granulats (figure III-17b et III-17c).

L'ettringite différée est également observée dans un premier temps à l'interface pâte/granulats (figure III-20a et III-20b) puis dans la fissuration (figure III-20c et III-20d). Lorsque l'expansion se poursuit, la présence de gel et d'ettringite, surlignée en violet sur la figure III-20f, a été identifiée dans les fissures traversant la matrice cimentaire. La présence d'un granulat strictement siliceux, observé sur la figure III-20e, montre la présence d'ettringite différée et de gel silico-alcalin tout autour de ce dernier.

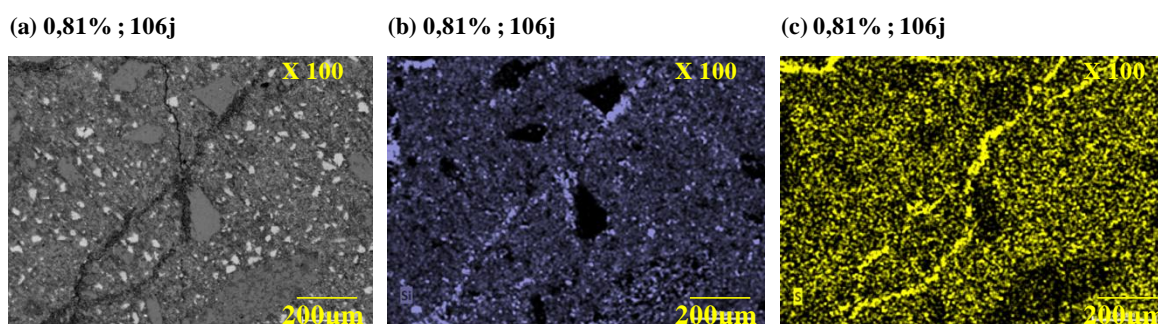


Figure III-21: Analyse MEB du béton CEMI-RAS&RSI (a) image initiale, (b) cartographie de la silice et (c) cartographie du soufre

Des analyses complémentaires ont été effectuées en fin d'expansion, pour un gonflement de 0,81% (figure III-21). Les figures III-21b et III-21c présentent respectivement les traces de silice et de soufre dans la fissuration. En effet, lors du couplage des pathologies, la fissuration semble être remplie à la fois par le gel (RAS) et l'ettringite différée (RSI). Deux explications peuvent être avancées. D'une part la consommation d'alcalin lors de la formation de gel peut favoriser le développement de la RSI et d'autre part la fissuration engendrée par une pathologie devient une zone préférentielle pour le développement des pathologies.

III.3.4 Synthèse

Cette première partie dédiée à l'avancement des RGI a permis, pour chaque cas étudié, de s'assurer de la présence des pathologies dans les bétons. Les protocoles de dégradation accélérés ont permis de générer des expansions rapides et significatives. Les expansions mesurées sur les bétons développant la RSI et les deux pathologies couplées (RAS-RSI) sont bien plus importantes que celles obtenues dans le cas de la RAS. La pathologie dominante dans le cas du couplage des RGI semble donc être la RSI. Les observations effectuées sur les bétons, dans le cas de la RSI, semblent montrer que l'utilisation de granulats calcaires permet de réduire la fissuration à l'interface pâte/granulats, engendrant une diminution de la période latente ainsi qu'une plus faible expansion finale. Pour la RAS, la présence de gel a pu être

observée dans les granulats, autour des granulats et dans la fissuration. Dans le cas du couplage, les observations microscopiques n'ont pas permis d'identifier si le développement de la RAS a eu lieu avant celui de la RSI. Cependant, l'apparition d'une pathologie semble favoriser le développement de l'autre dans la même zone.

III.4 EVOLUTION DES PROPRIETES PHYSICO-CHIMIQUES ET MECANQUES SOUS DEGRADATION DE RGI

Pour analyser l'impact des réactions de gonflement interne sur les propriétés du béton et ainsi permettre leur détection, nous avons réalisé :

- des analyses chimiques afin d'obtenir des informations sur la modification ou la création de phases lors de la dégradation,
- des essais physiques pour étudier l'impact du développement des RGI sur les propriétés de transfert du milieu,
- des essais mécaniques pour quantifier la dégradation, engendrée par le développement des pathologies.

La démarche détaillée précédemment, utilisant un critère (cf. III.2), est employée ici pour permettre la détection des pathologies dans le béton.

III.4.1 Evolution des propriétés chimiques

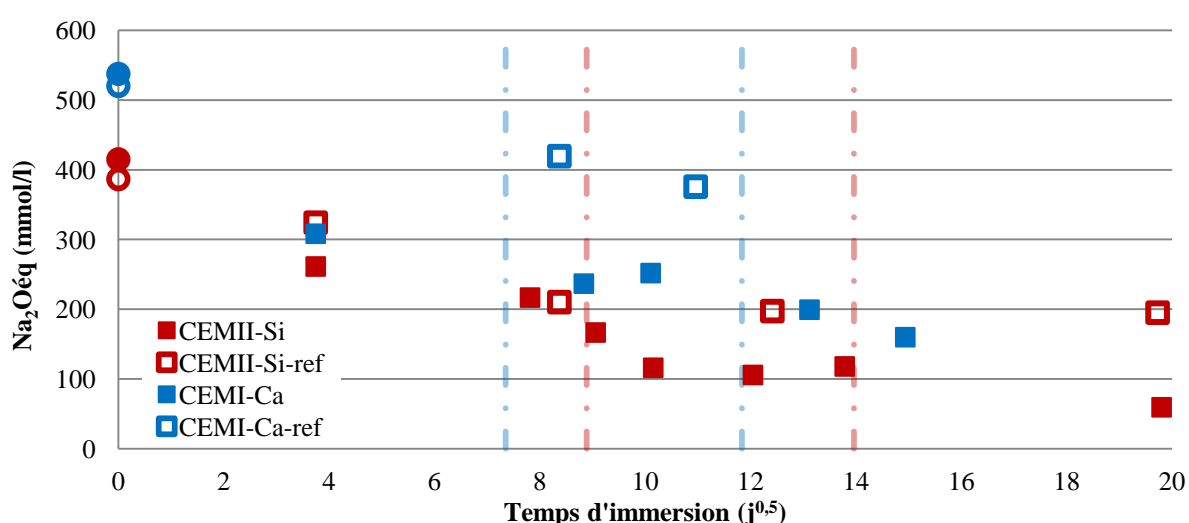
Cette partie présente l'évolution des propriétés chimiques des bétons sous dégradation. Toute une série d'analyse a été réalisée : la mesure du pH de la solution interstitielle, la concentration en alcalin, la teneur en Portlandite et les analyses DRX. Un seul échantillon de béton est utilisé pour réaliser les différents essais chimiques, le critère de détection n'est donc pas employé ici.

III.4.1.1 Teneur en alcalin

La teneur en alcalin équivalent des bétons, déterminée à partir des concentrations en sodium et potassium ($\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} = \text{Na}_2\text{O} + 0,658\text{K}_2\text{O}$), a été mesurée sur les mêmes solutions que celles utilisées pour la mesure du pH. La solution interstitielle est extraite par pression mécanique (cf. II.4.2.2). La concentration en alcalin du béton est un des paramètres d'entrée utilisé dans la modélisation des RGI. Il est donc essentiel de quantifier la lixiviation de ces espèces au cours de la dégradation.

III.4.1.1.1 Cas de la RSI

La figure III-22 présente l'évolution de la concentration en alcalin équivalent, exprimée en mmol/l, contenu dans la solution interstitielle pour les bétons pathologiques et les bétons de référence en fonction de la racine carrée du temps de conservation dans l'eau. Les traits verticaux en bleu et en rouge représentent les points d'inflexion des courbes de gonflements respectivement pour les bétons **CEMI-RSI-Ca** et **CEMII-RSI-si**. Pour rappel, ces bétons ont suivi des cycles d'humidification/séchage pendant la cure. Le temps d'immersion dans l'eau a été de 14 jours. La teneur en alcalin n'a pas été mesurée avant la mise en eau. Cependant, elle a pu être estimée théoriquement (cf. II.5.2.1.1.1). Les points correspondant aux valeurs théoriques sont représentés par un rond sur la figure III-22 pour un temps d'immersion nul.



*Figure III-22: Evolution de la teneur en alcalins équivalent dans la solution interstitielle des bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca***

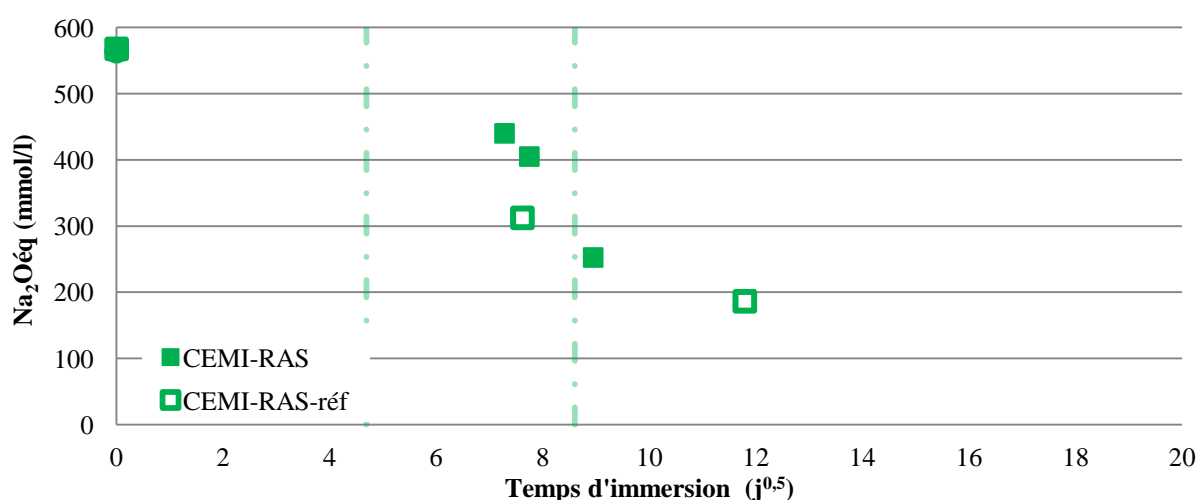
La lixiviation générée durant les premiers jours a considérablement diminué la concentration en alcalin. La concentration en $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ des bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca** est respectivement de 261 et 308 mmol/l à seulement 14 jours de conservation sous eau. La lixiviation des alcalins continue à diminuer fortement par la suite. D'après le calcul théorique, la quantité d'alcalins lessivé mesurée au bout de 80 jours de conservation sous eau pour les bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca** est respectivement de 60 et 56% par rapport à la valeur initiale. Les bétons de référence **CEMII-RSI-Si-réf** et **CEMI-RSI-Ca-réf** présentent à la même échéance une diminution de la concentration moins importante, respectivement de 46 et 21% par rapport à la valeur initiale. L'écart important de lixiviation entre le béton **CEMI-RSI-Ca** et sa référence observé à cette échéance provient principalement de la forte diminution des alcalins qui a eu lieu lors des cycles d'humidification et séchage pour le béton pathologique (cf. II.5.2.2.1).

La quantité d'alcalins lessivé en fin d'expansion (200 jours d'immersion), pour les bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca** est respectivement de 78 et 70%. Ces résultats sont en accord avec ceux proposés dans la littérature malgré les différences entre les matériaux utilisés et les conditions de cure. En effet, (Al Shamaa, 2012) observe une lixiviation des alcalins d'environ 75% à 590 jours de conservation sous eau. (Martin, 2011) met en évidence un lessivage d'environ 80% au bout de 270 jours de conservation sous eau. La concentration en alcalins a également été mesurée dans l'eau de conservation des bétons (cf. Annexe 4).

Comme en témoigne les courbes d'expansion (cf. III.3.1.1), une importante lixiviation des alcalins a permis de favoriser le développement rapide de la RSI dans le béton.

III.4.1.1.2 Cas de la RAS

L'évolution de la teneur en alcalin équivalent contenu dans la solution interstitielle pour le béton **CEMI-RAS** est présentée sur la figure III-23. Les traits verticaux en vert représentent les points d'inflexion de la courbe de gonflements pour ce béton. La concentration calculée théoriquement pour ce béton est de 564mmol/l à l'échéance initiale (figure III-23). Lors de la mise en conservation sous eau à 28 jours, une lixiviation importante des alcalins est observée. Au bout de 80 jours de conservation, la quantité d'alcalin lessivé atteint 55%, ce qui est proche des valeurs obtenues sur les bétons atteint de RSI (56 et 60%), malgré la différence de température de conservation. Le béton **CEMI-RAS-réf** présente à la même échéance une lixiviation des alcalins similaire, de 52%. La concentration en alcalins a également été mesurée dans l'eau de conservation des bétons (cf. Annexe 4).



*Figure III-23: Evolution de la teneur en alcalins équivalent dans la solution interstitielle du béton **CEMI-RAS***

Les alcalins étant un des principaux réactifs pour la formation du gel silico-alcalin, l'importante lixiviation observée durant les premiers jours a générée un arrêt rapide de l'expansion. Pour rappel, l'expansion du béton CEMI-RAS s'est stabilisé à environ 70 jours de conservation dans l'eau, correspondant au second trait vertical sur la figure III-23.

III.4.1.1.3 Cas du couplage

L'évolution de la concentration en alcalin de la solution interstitielle en fonction de la racine carré du temps pour le béton CEMI-RAS&RSI est présentée sur la figure III-24. Les traits verticaux en vert représentent les points d'inflexion de la courbe de gonflements pour ce béton. Comme il est observé dans le cas de la RAS et de la RSI, la lixiviation des alcalins diminue fortement lors du début de la mise en eau et s'atténue par la suite. Le taux d'alcalin lessivé au bout de 80 jours de conservation dans l'eau est de 63%, ce qui est similaire à ce qui mesuré dans le cas de la RSI et de la RAS (55 et 60%). L'endommagement engendré par le développement des pathologies semble donc avoir peu d'impact sur la lixiviation des alcalins. En effet, peu de différence ont été observées entre les bétons pathologiques et les bétons de référence. La concentration en alcalins a également été mesurée dans l'eau de conservation des bétons (cf. Annexe 4).

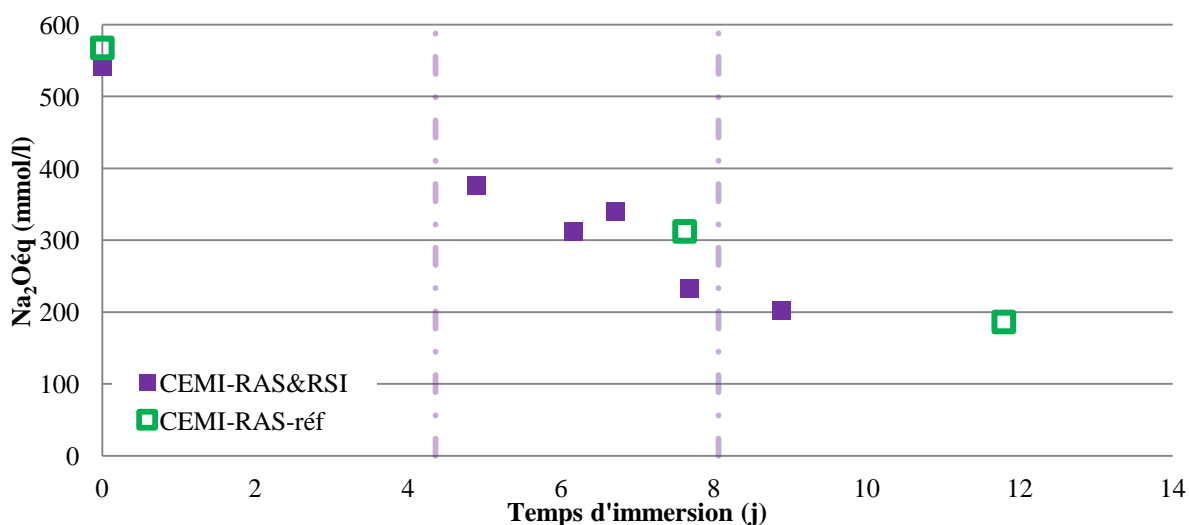


Figure III-24: Evolution de la teneur en alcalins équivalent dans la solution interstitielle du béton CEMI-RAS&RSI

Cette lixiviation a permis de favoriser le développement de l'ettringite différée dans le béton. De plus, il semblerait qu'une quantité suffisante d'alcalins soit présente pour le développement du gel silico-alcalin tout au long de l'expansion, la lixiviation des alcalins étant similaire au cas de la RAS (concentration en alcalin d'environ 200 mmol/l en fin d'expansion).

III.4.1.2 *pH de la solution interstitielle*

L'analyse du pH de la solution interstitielle a été effectuée pour différents niveaux d'expansion. La figure III-25 présente l'évolution du pH en fonction de l'expansion mesurée sur tous les bétons pathologiques. Malgré l'importante lixiviation des alcalins observée, le pH de la solution interstitielle de chaque béton est compris en 13 et 13,5 et reste constant tout le long de la dégradation. Les bétons de référence ont montré les mêmes tendances (cf. II.5.2.1.1.2). La lixiviation de ces espèces provoquée par la conservation sous eau aurait pu amener à une diminution du pH de la solution interstitielle au cours du temps. Les conditions d'essais pourraient en partie expliquer la tendance observée (cf. II.5.2.1.1.2.). Cependant, il est également probable que la lixiviation des espèces ne soit pas assez importante pour engendrer une diminution du pH au cours du temps. Dans le cas de la RAS, une diminution du pH aurait pu être causée par la dissolution de la Portlandite comme source de calcium pour la formation du gel (Baroghel-Bouny, 2004).

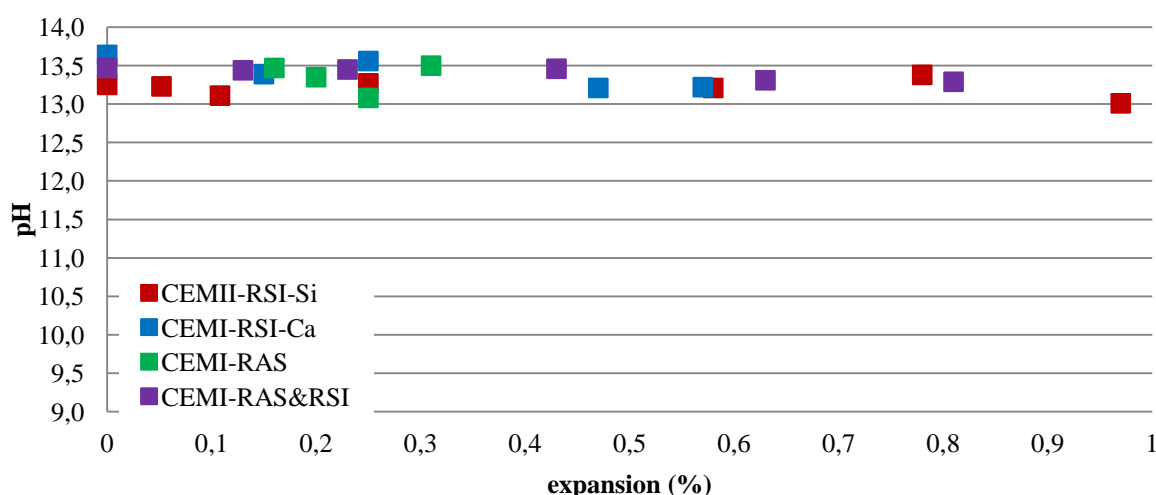


Figure III-25: Evolution du pH en fonction de l'expansion pour les bétons pathologiques

La mesure du pH semble donc être insensible à la présence des pathologies dans le béton. Cette mesure n'est donc pas pertinente pour la détection et le suivi des RGI.

III.4.1.3 *Teneur en Portlandite*

La teneur en Portlandite mesurée au cours du développement des RGI est présentée sur la figure III-26 pour tous les bétons pathologiques. Cette teneur en Portlandite a été mesurée sur un seul échantillon. Afin de ramener la quantité de Portlandite à celle du ciment il a été nécessaire d'estimer la part de granulat dans l'échantillon (cf. II.5.2.1.1.3). La teneur en Portlandite des bétons pathologiques est comprise entre 12 et 16% et semble rester constante au cours de la dégradation. La dispersion des valeurs observée au cours de l'expansion pour

tous les bétons provient probablement de l'évaluation faite sur la quantité de granulats présente dans l'échantillon. La même tendance a été observée pour les bétons de référence (cf. II.5.2.1.1.3).

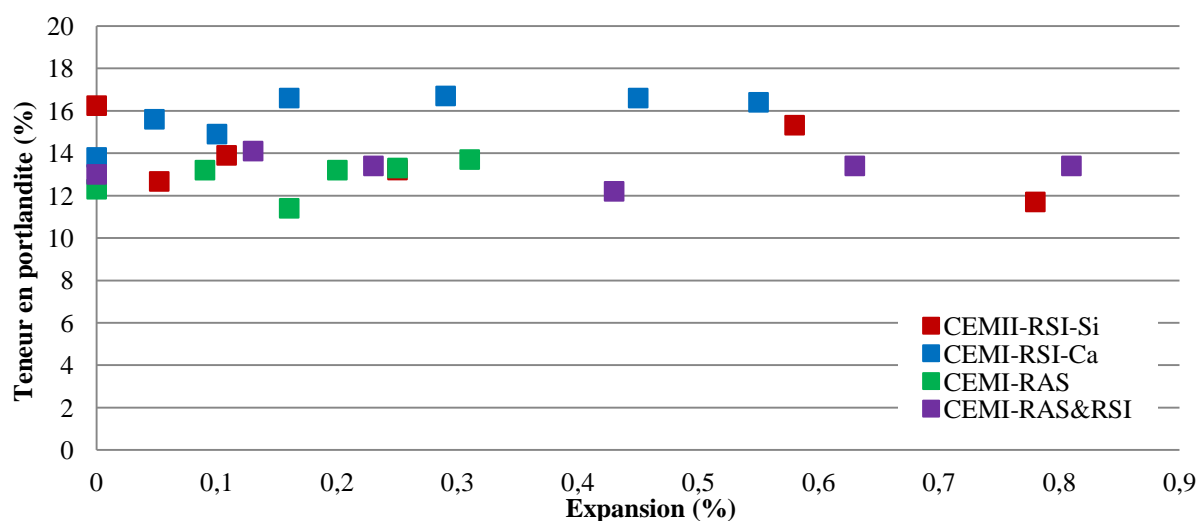


Figure III-26: Evolution de la teneur en Portlandite en fonction de l'expansion pour les bétons pathologiques

La teneur en Portlandite est proposée comme étant un indicateur de durabilité général et est utilisée pour la prévention de la réaction alcali-silice (Baroghel-Bouny, 2004). En effet, le rôle du calcium dans la formation d'un gel silico-alcalin dit expansif a fait l'objet de plusieurs études (Wang et al., 1991 ; Dron et al., 1998). La source de calcium et d'hydroxyles permettant respectivement la stabilisation du gel et la dissolution de la silice réactive proviennent de la dissolution de la Portlandite (Baroghel-Bouny, 2004). Cependant, les résultats obtenus ne montrent pas de dissolution de la Portlandite. La teneur en Portlandite reste stable au cours de la dégradation et la présence du gel silico-alcalin a été montrée. Cependant, il se peut qu'il y ait une faible dissolution de la Portlandite lors de la formation du gel non détectable par cet essai réalisé sur des échantillons de bétons.

III.4.1.4 Diffraction aux Rayons X

Des essais de DRX ont été menés sur chaque béton pathologique à différents niveaux d'expansion. Les graphes de diffraction pour les différents bétons sont disponibles en annexe 5. Les pics de haute intensité de quartz et de calcite marquent la présence de granulats dans les échantillons. Seulement une phase hydratée a pu être détectée : la Portlandite.

Pour le cas de la RSI et du couplage, aucune trace d'ettringite différée n'a été observée sur les spectres de DRX. Pour rappel, les essais effectués sur les bétons de référence n'ont également

pas permis de détecter la présence d'ettringite primaire (cf. 5.2.1.1.4). La présence de granulats semble donc masquer une partie des pics de faible intensité. Cependant, d'autres études effectuées sur mortier et béton ont montré la présence d'ettringite différée dans les spectres de DRX (Yang et al., 1999 ; Grattan-Bellew et al., 1998). Dans le cas de la RAS, la présence du gel silico-alcalin n'a également pas été détectée (phase amorphe). Pour tous les bétons caractérisés, aucune évolution entre les spectres obtenus aux différentes échéances n'a été observée.

III.4.1.5 Synthèse

La démarche proposée pour la détection en début de chapitre n'a pas été utilisée ici car les essais ont été réalisés sur un seul échantillon de béton. La caractérisation des propriétés chimiques des bétons dégradés par les RGI a permis de mettre en évidence que les mesures de pH de la solution interstitielle, effectuées par extraction, ne permettent pas la détection des pathologies. En effet, pour chaque cas, aucune évolution du pH n'a été observée au cours de la dégradation malgré l'importante lixiviation des alcalins. Pour le cas de la RSI cette lixiviation a permis de favoriser le développement de la pathologie. Pour la RAS, la lixiviation engendrée a eu pour effet d'arrêter à court terme la formation de gel silico-alcalin. Ces résultats pourront servir par la suite à la modélisation des RGI.

La mesure de la teneur en Portlandite n'a pas montré d'évolution au cours de la dégradation. Ces essais étant réalisés sur des échantillons de béton, la proportion de granulats dans l'échantillon a dû être estimée afin de ramener la quantité de Portlandite à la masse de ciment. Dans ce cas, il a été difficile d'obtenir une grande précision sur la mesure. Une diminution de la teneur en Portlandite, comme source de calcium et d'ions hydroxydes, était pourtant attendue lors du développement de la RAS. Les essais de DRX n'ont également pas permis de détecter la création de nouvelles phases, seule la Portlandite a été détectée. Les pics de haute intensité, générés par la présence des granulats masquent les pics de plus faible intensité.

III.4.2 Evolution des propriétés mécaniques

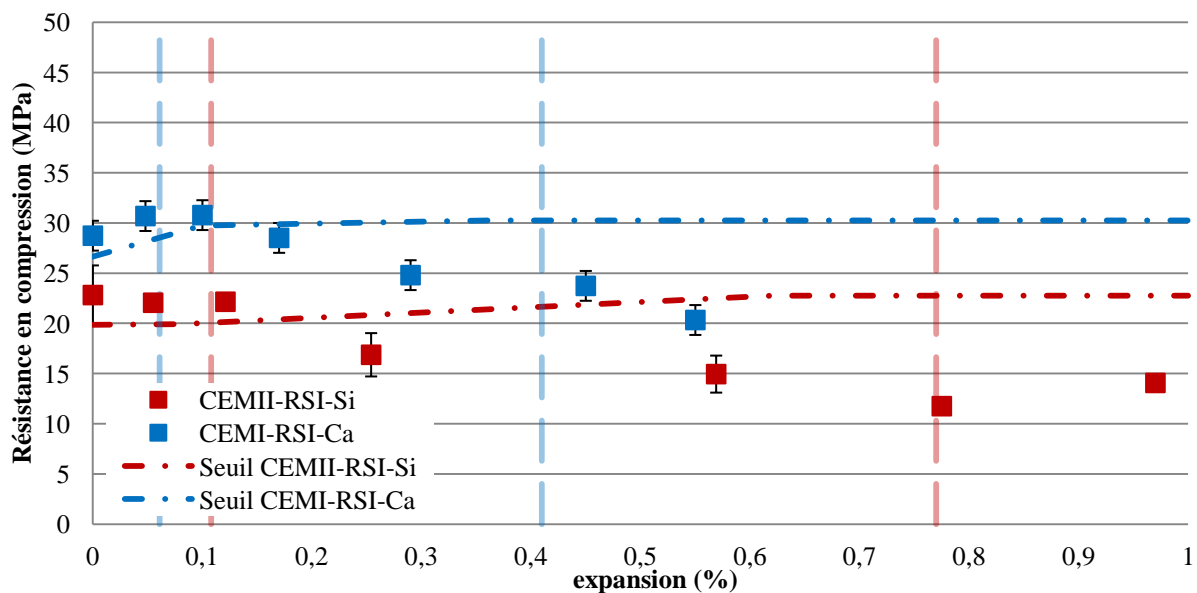
Cette partie présente l'évolution des propriétés mécaniques des bétons sous dégradation de RGI. La démarche établie en début de section est adoptée ici en se basant sur le critère de détection. Les essais concernent : la résistance en compression, le module statique et le module dynamique. Deux méthodes de mesures du module dynamique sont utilisées : la mesure en acoustique linéaire réalisée en transmission et réception d'onde (cf. II.4.4.2) et la

mesure en acoustique non-linéaire effectuée par la mise en résonance du matériau (cf. II4.4.3). Les essais sont réalisés sur les mêmes éprouvettes.

III.4.2.1 *Resistance en compression*

III.4.2.1.1 *Cas de la RSI*

Les mesures de résistance en compression réalisées lors du développement de la RSI sont présentées sur la figure III-27. Les traits horizontaux en bleu et en rouge représentent le seuil de détection respectivement pour les bétons **CEMI-RSI-Ca** et **CEMII-RSI-Si**.



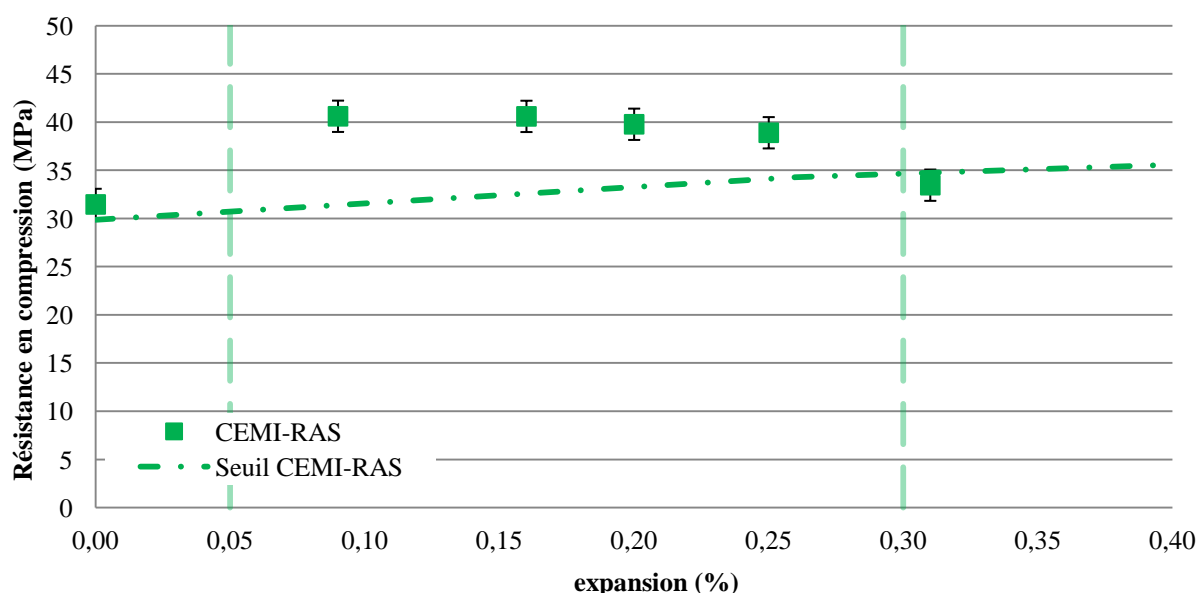
*Figure III-27: Evolution de la résistance en compression en fonction de l'expansion des bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca***

Pour les deux bétons étudiés, la résistance en compression reste stable en début d'expansion. La résistance chute ensuite progressivement lors de la phase d'accélération. La chute de la résistance en compression est respectivement de 36 et 29% pour les bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca** en fin d'expansion. Le développement de la RSI en début d'expansion ne semble pas impacter la résistance en compression. En revanche, lors de la phase d'accélération, une chute de la résistance est observée, qui est probablement due à la présence d'un réseau de fissures de plus en plus développé. Pour les deux bétons, la détection a lieu pour une expansion comprise entre 0,17 et 0,25%, c'est à dire lors de la phase d'accélération. D'autres auteurs ont également réalisés des essais de résistance en compression sur des bétons atteints de RSI. L'étude de (Al Shamaa, 2012), réalisée sur des bétons représentatifs d'une enceinte de confinement, montre des résultats similaires avec une chute de 23% pour une expansion proche de 0,2%. (Brunetaud, 2005 ; Pavoine, 2007) ont également observé une

chute importante de la résistance pour des bétons atteint de RSI, allant jusqu'à 75% pour une expansion de 1,6%. (Brunetaud et al., 2008) ont établi une relation linéaire entre la résistance en compression, mesurée en fin d'expansion, et l'expansion finale. Mais, il précise qu'une expansion inférieure à 0,2% n'engendre pas de modification significative de la résistance en compression. Dans notre étude cette relation surestime la résistance en compression mesurée en fin d'expansion, respectivement de 54 et 33% pour les bétons **CEMI-RSI-Ca** et **CEMII-RSI-Si**. (Bouzabata et al., 2012) observent également une chute progressive de la résistance en compression qui atteint 40% à 0,7% d'expansion.

III.4.2.1.2 Cas de la RAS

Les mesures de résistance en compression réalisées sur le béton **CEMI-RAS** au cours de l'expansion sont présentées sur la figure III-28. Le trait horizontal vert représente le seuil de détection.



*Figure III-28: Evolution de la résistance en compression en fonction de l'expansion du béton **CEMI-RAS***

La résistance en compression mesurée sur le béton **CEMI-RAS** au cours de la dégradation montre une légère augmentation en début d'expansion qui pourrait se traduire par une densification du matériau liée à la poursuite des réactions d'hydratation. La résistance en compression se stabilise par la suite et semble diminuer en fin de période d'accélération pour une expansion de 0,25%. D'autres auteurs (Larive, 1997 ; Multon, 2003) ont réalisé des essais de résistance en compression sur des bétons atteints de RAS. Aucune chute de résistance n'a été observée malgré des expansions finales atteignant 0,3%.

Selon la démarche employée, la détection a lieu lors de la phase de stabilisation pour une expansion mesurée de 0,31%. Cependant, il faut noter que la valeur de la résistance en compression, mesurée lors de la détection, se situe proche de la valeur seuil et reste légèrement supérieure à la valeur mesurée à 28j.

III.4.2.1.3 Cas du couplage

L'évolution de la résistance en compression au cours du développement des deux RGI est présentée sur la figure III-29. Le trait horizontal violet représente le seuil de détection du béton CEMI-RAS&RSI.

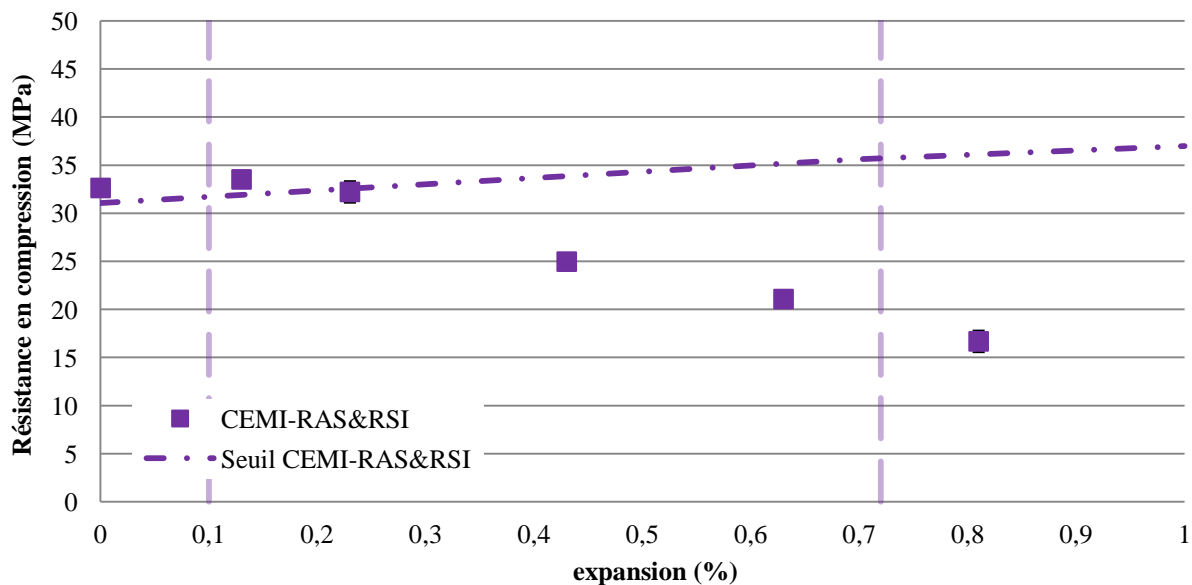


Figure III-29: Evolution de la résistance en compression en fonction de l'expansion du béton CEMI-RAS&RSI

La résistance en compression, mesurée sur le béton CEMI-RAS&RSI, reste stable au début de la dégradation jusqu'à une expansion d'environ 0,2%. La résistance chute ensuite progressivement avec une perte de 46% observée en fin d'expansion. Ces résultats sont donc en accord avec ceux obtenus précédemment. Il semblerait qu'une expansion minimale (d'environ 0,2%) soit nécessaire pour commencer à observer une diminution de la résistance en compression lors de la dégradation des bétons par RGI. Par conséquent, dans le cas de la RAS, la détection a lieu tardivement, lors de la phase de stabilisation pour une expansion d'environ 0,3%. Cette chute importante serait donc la conséquence du développement de la RSI. En effet, les bétons CEMI-RSI-Ca, CEMII-RSI-Si et CEMI-RAS&RSI montrent une diminution de la résistance en compression similaire respectivement de 29, 34 et 33% à

0,55% d'expansion. Ces résultats montrent que quelle que soit la pathologie développée, la chute de résistance en compression intervient pour une même expansion.

Selon la démarche proposée, la détection s'observe à 0,23% d'expansion en début de phase d'accélération.

III.4.2.2 Module statique

III.4.2.2.1 Cas de la RSI

Les résultats des essais de module d'élasticité (module statique) réalisés au cours du développement de la RSI, sont représentés sur la figure III-30.

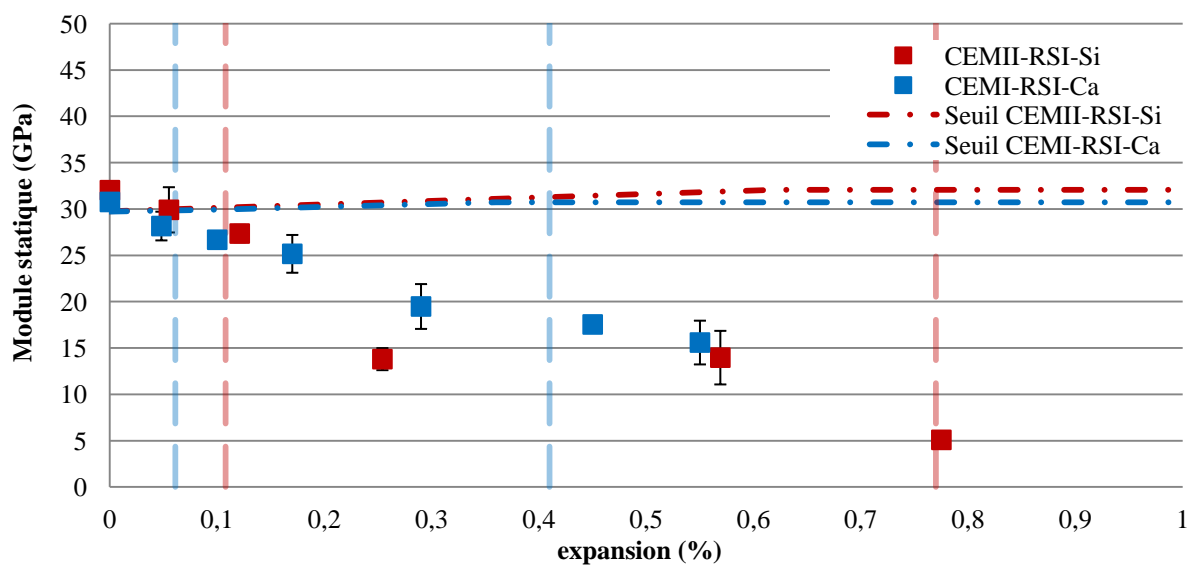


Figure III-30: Evolution du module statique en fonction de l'expansion des bétons CEMII-RSI-Si et CEMI-RSI-Ca

L'évolution de ce module semble identique pour les deux bétons atteints. La fissuration engendrée par le développement de la RSI semble avoir fortement diminué la rigidité du béton. Une diminution progressive du module est observée dès le début de l'expansion. Les valeurs semblent ensuite se stabiliser en fin de période d'accélération. Cette stabilisation pourrait être la conséquence de l'équilibre créé entre l'ouverture de nouvelles fissures et le remplissage de la fissuration par l'ettringite différée. Cependant, la valeur du module, mesuré lors de la phase de stabilisation, sur le béton **CEMII-RSI-Si** pour une expansion de 0,78% atteint 5GPa. Cette valeur paraît très faible, d'autant que les deux précédentes mesures semblent montrer une stabilisation du module statique autour de 14 GPa. La contrainte exercée lors de cet essai atteint le tiers de la résistance en compression soit 5MPa à 0,78% d'expansion. Il faut en revanche noter qu'une pré-charge de 3MPa est appliquée au début de

la mesure. A un tel niveau de dégradation, la valeur du module devient alors difficilement quantifiable. Les bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca** révèlent respectivement une perte de 56 et 49% de module pour une expansion de 0,55%. Il existe peu de résultats sur l'évolution du module statique de bétons dégradés par RGI dans la littérature. En effet, les essais de module dynamique étant non destructifs, ils sont davantage employés. Cependant, une caractérisation du module statique lors du développement de la RSI a récemment été réalisée par (Al Shamaa, 2012) sur un béton représentatif d'une enceinte de confinement. L'auteur observe une diminution du module pour des expansions plus avancées, entre 0,08 et 0,2%. Une légère hausse du module a ensuite lieu en fin d'expansion. Ces résultats ne sont pas en accord avec ceux obtenus dans notre étude. D'une part, la diminution du module semble avoir lieu dès le début de l'expansion. D'autre part, aucun gain de module n'a été observé en fin d'expansion.

Selon la démarche exposée, pour les deux bétons, la détection a lieu pendant la période latente pour une expansion de 0,05%.

III.4.2.2.2 Cas de la RAS

L'évolution du module statique du béton **CEMI-RAS** au cours de la dégradation est présentée sur la figure III-31.

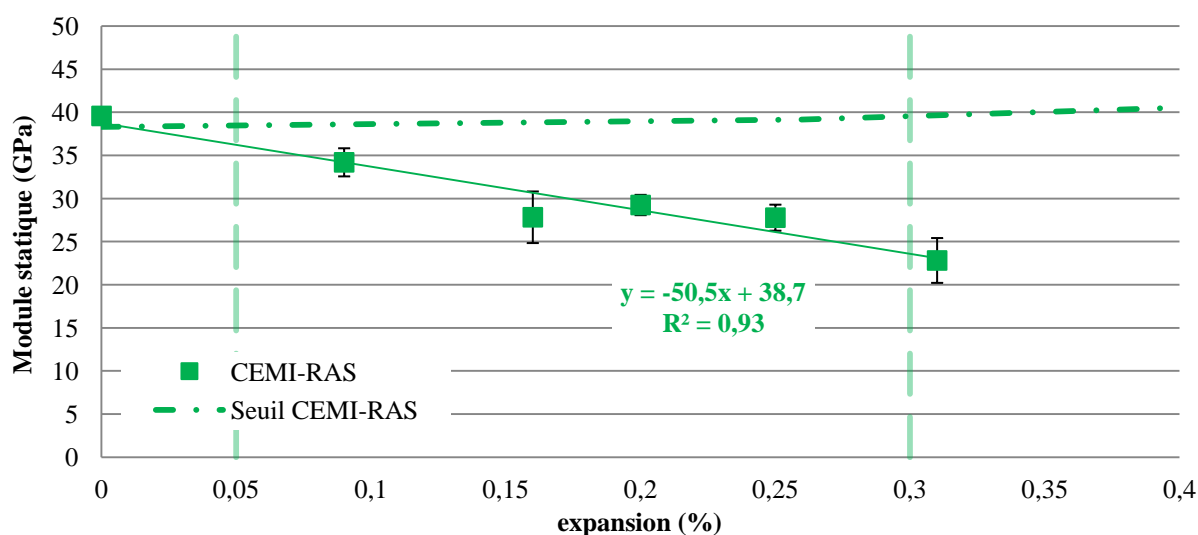


Figure III-31: Evolution du module statique en fonction de l'expansion du béton CEMI-RAS

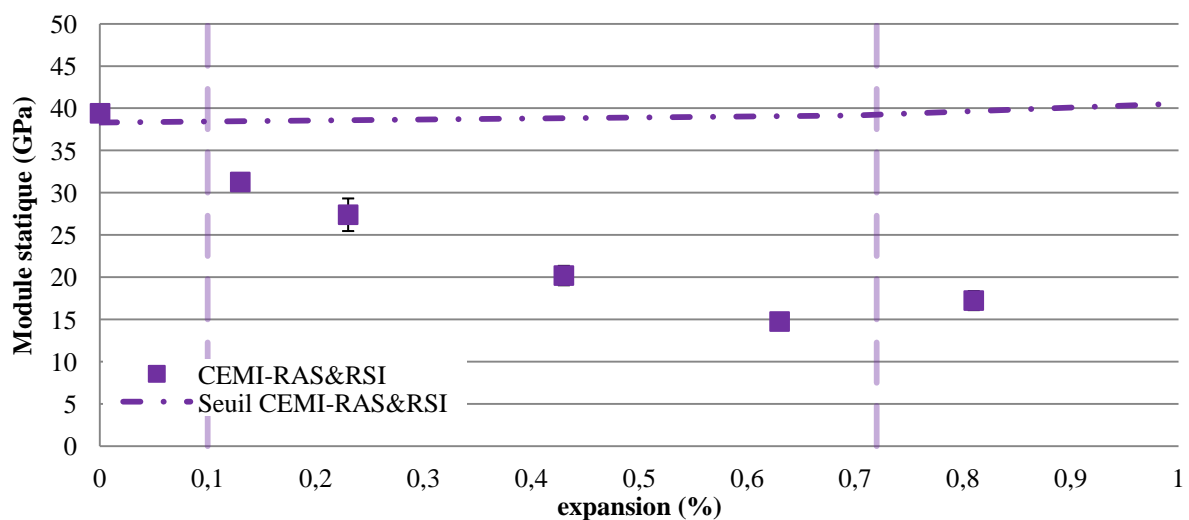
La diminution du module statique observée sur le béton **CEMI-RAS** au cours de la dégradation semble indiquer que la rigidité du béton est fortement impactée par la fissuration générée lors du développement de la RAS. Une diminution du module est visible dès le début

de l'expansion avec une perte de module de 44% pour une expansion de 0,31%. Pour une même expansion, la diminution de module semble similaire quelle que soit la pathologie développée. D'autres auteurs précisent que contrairement à ce qui est observée dans le cas de la résistance en compression, la perte de module associé au développement de la RAS semble proportionnelle à l'expansion générée (Giaccio et al., 2008). Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus sur le béton **CEMI-RAS**. En effet, une relation linéaire est obtenue entre la perte de module et l'expansion générée par la RAS (figure III-31).

Selon la démarche proposée, la détection a lieu en début de phase d'accélération pour une expansion inférieure à 0,09%.

III.4.2.2.3 Cas du couplage

Les mesures de module statique réalisées au cours de l'expansion du béton lors du développement des deux RGI sont présentées sur la figure III-32.



*Figure III-32: Evolution du module statique en fonction de l'expansion du béton **CEMI-RAS&RSI***

Le béton **CEMI-RAS&RSI** présente une diminution du module dès le début de l'expansion, pendant la phase latente et se poursuit jusqu'à 0,63% d'expansion. Ces résultats confirment le fait que la rigidité du béton est fortement impactée par la fissuration développée lors de la dégradation par RGI. Par la suite, une stabilisation du module est visible, à une valeur de 15GPa. Cependant, comme il est précisé dans le cas de la RSI, à un tel niveau de dégradation la valeur du module devient difficilement quantifiable. La perte de module associée au développement des RGI est de 63% pour une expansion de 0,63%. Ces résultats sont donc en accord avec les observations précédentes. Pour une même expansion, la diminution de module

semble identique quelle que soit la pathologie développée. En effet, dans le cas de la RAS, une diminution de 42% s'observe pour une expansion de 0,31%. Pour une même expansion, le béton CEMI-RAS&RSI présente une chute similaire, d'environ 38%. Il en est de même pour les bétons CEMII-RSI-Si et CEMI-RSI-Ca qui montrent respectivement une diminution du module statique de 56 et 49% pour une expansion de 0,55%. Ces pertes sont en accord avec la chute d'environ 55% observée à la même expansion pour le béton CEMI-RAS&RSI. On peut remarquer que (Martin et al., 2013) ont également observé une diminution précoce du module d'élasticité, lors de la phase latente, causée par la concomitance de la RAS et de la RSI.

Selon le critère utilisé, la détection a lieu en début de phase d'accélération pour une expansion inférieure à 0,13%.

III.4.2.3 Module dynamique en acoustique linéaire

Les mesures de module dynamique réalisées par la méthode d'acoustique linéaire ont été effectuées pour chaque béton pathologique. Les résultats sont présentés en fonction de l'expansion sur la figure III-33.

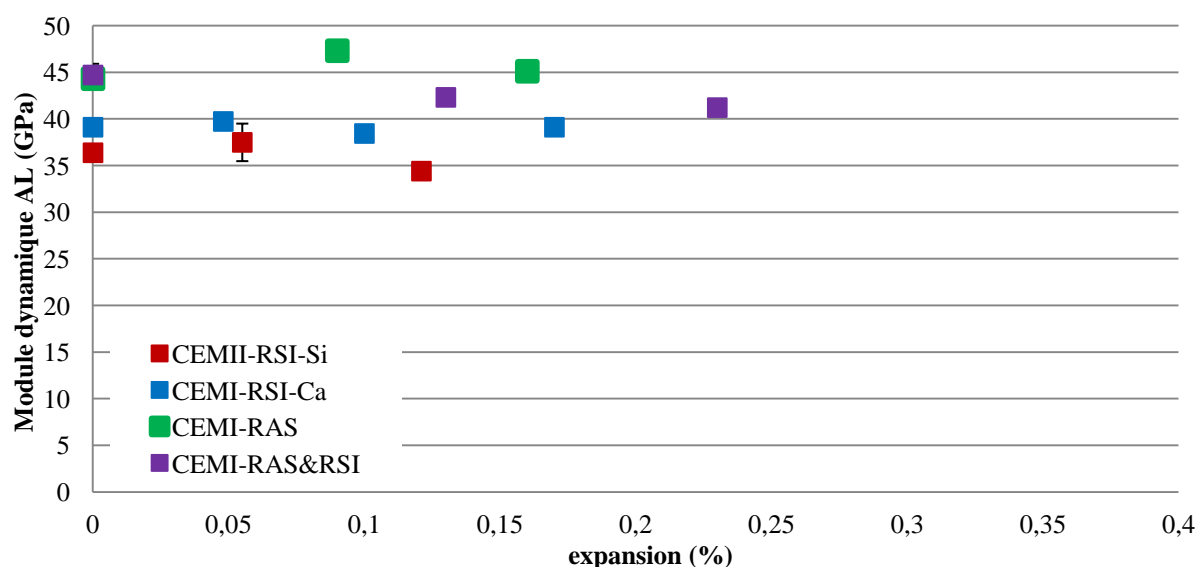


Figure III-33: Evolution du module dynamique en acoustique linéaire en fonction de l'expansion pour les bétons pathologiques

Pour les quatre bétons étudiés, aucune évolution significative du module dynamique n'est observée au cours de la dégradation (figure III-33). Cependant, une forte atténuation du signal en réception est apparue, pour chaque béton étudié. Cette perturbation du signal n'a pas permis d'accéder au temps d'arrivée des ondes, pour une expansion supérieure à 0,23%.

Lorsque la fissuration s'initie dans le béton, il se peut que l'ouverture des fissures soit assez faible pour laisser passer le train d'onde. La présence de produits de réaction dans la fissuration peut également aider cette transmission. Lorsque l'expansion se poursuit, l'ouverture de la fissuration a probablement générée une perturbation dans la transmission de ces ondes, engendrant un affaiblissement du signal reçu (NF EN 12504-4, 2005). Une récente étude (Ouvrier-Bufferet, 2020) a fait l'objet d'un suivi du développement de la RSI par cette méthode d'essai. L'auteur n'a également pas observé d'évolution du module lors du développement de la pathologie. Cependant, la dernière échéance de mesure a été réalisée pour une expansion de 0,21%.

La mesure du module dynamique, par la méthode d'acoustique linéaire proposée, ne permet pas la détection des RGI dans le béton.

III.4.2.4 Module dynamique en acoustique non linéaire

III.4.2.4.1 Cas de la RSI

Les mesures de module dynamique en acoustique non linéaire réalisées lors du développement de la RSI sont présentées sur la figure III-34.

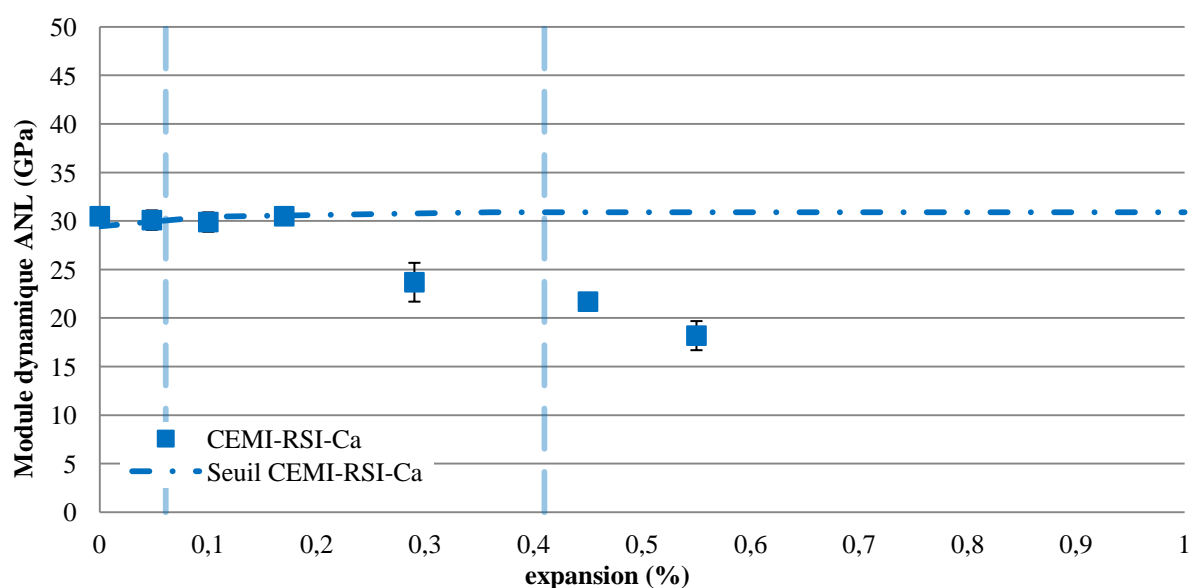


Figure III-34: Evolution du module dynamique en acoustique non linéaire en fonction de l'expansion du béton [CEMI-RSI-Ca](#)

La mesure du module dynamique semble sensible au développement de la RSI. Cette mesure n'a pas été faite sur le béton **CEMII-RSI-Si** suite à un problème organisationnel. Comme il a été évoqué lors des mesures de modules statiques, la rigidité du béton est fortement impactée

par la fissuration développée par la présence des pathologies. Cependant, le module dynamique du béton **CEMI-RSI-Ca** semble rester stable lors de l'initiation de l'expansion. Une forte diminution du module est observée pour une expansion de 0,29%. A cette échéance, la fissuration engendrée par le développement de la RSI semble importante. En effet, la forte atténuation des ondes dans le cas de l'acoustique linéaire, provoquée par cette fissuration, n'a pas permis la détermination du module dynamique. La perte de module dynamique à 0,55% d'expansion est estimée à 40%. Pour rappel, celle mesurée lors de l'essai de module statique est de 49%. (Zhang et al., 2002) ont observé une diminution linéaire du module dynamique, mesuré sur mortier, en fonction de l'expansion générée par la RSI. La diminution du module a débuté pour une expansion de 0,13%. Cette tendance semble en accord avec les résultats obtenus sur le béton **CEMI-RSI-Ca**, qui montre une diminution linéaire du module à partir d'environ 0,16% d'expansion. En fin d'expansion (1,7%), la diminution du module a été estimée à 38% (Zhang et al., 2002). (Bruneteaud et al., 2008) ont également observé, sur tous les bétons de l'étude, une diminution du module dès 0,1% d'expansion. Cette perte atteint 60% pour une expansion de 1%. Une augmentation du module dynamique est ensuite observée lors de la phase de stabilisation. Les auteurs attribuent cette augmentation au remplissage de la fissuration par l'ettringite différée (Bruneteaud et al., 2008). D'autres auteurs ont également observé une hausse du module dynamique lors de la phase de stabilisation (Pavoine et al., 2012 ; Al Shamaa et al., 2014 et 2015). L'évolution du module dynamique mesurée sur le béton **CEMI-RSI-Ca** n'a pas montré d'augmentation en fin d'expansion. Cependant, la dernière échéance de mesure a été réalisée au début de la phase de stabilisation, il est alors possible qu'une augmentation du module ait lieu plus tardivement.

Selon la démarche proposée, la détection a lieu entre 0,17 et 0,29% d'expansion, au début de la phase d'accélération.

III.4.2.4.2 Cas de la RAS

Les résultats des mesures de module dynamique, effectuées dans le cas de la RAS sont présentés sur la figure III-35. Une forte diminution du module est observée sur le béton **CEMI-RAS** au cours de la dégradation et dès le début d'expansion. Cependant, la mesure à 0,05% d'expansion n'a pu être réalisée. La diminution atteint 53% à 0,31% d'expansion. Pour rappel, à la même échéance la perte du module statique était de 44%. Comme pour la RSI, les résultats obtenus à partir des deux méthodes (acoustique non linéaire et statique) semblent concordantes.

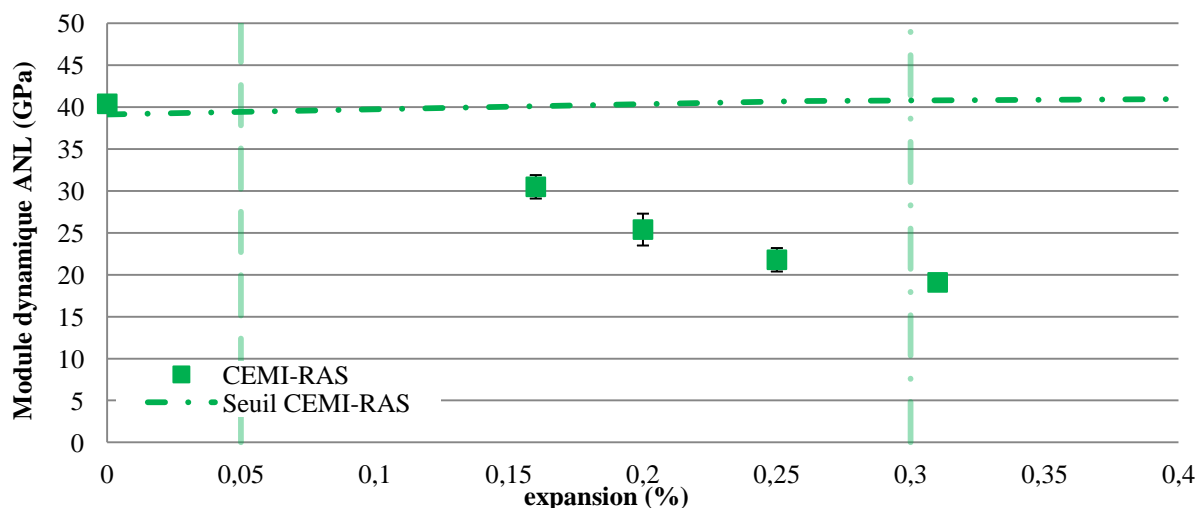


Figure III-35: Evolution du module dynamique en acoustique non linéaire en fonction de l'expansion du béton CEMI-RAS

Selon la démarche employée, la détection est visible lors de la phase d'accélération avant 0,16% d'expansion. D'autres auteurs ont également montré la sensibilité des mesures d'acoustique non-linéaire lors du développement de la RAS (Lesnicki et al., 2011 ; Boukari et al., 2013). Une détection de la RAS à partir de 0,06% d'expansion est proposée par (Boukari et al., 2013).

III.4.2.4.3 Cas du couplage

Les mesures de module dynamique réalisées au cours du développement des deux RGI sont présentées sur la figure III-36.

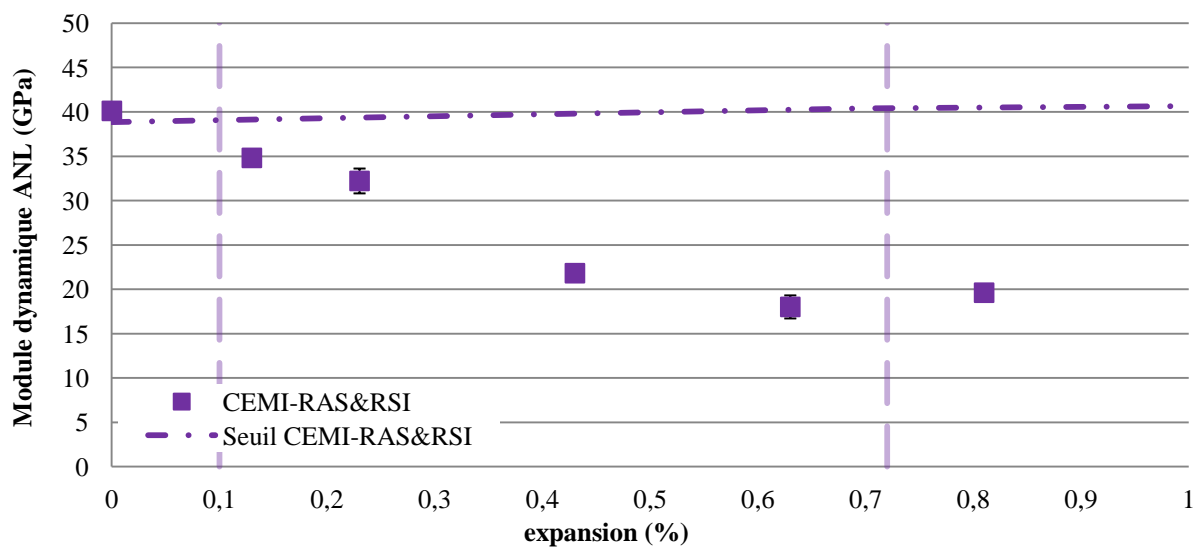


Figure III-36: Evolution du module dynamique en acoustique non linéaire en fonction de l'expansion du béton CEMI-RAS&RSI

Une diminution du module dynamique est observée au cours de l'expansion du béton. Cette chute du module semble avoir lieu en début d'expansion et se poursuit jusqu'à la fin de la période d'accélération pour une expansion d'environ 0,63%. Une stabilisation du module dynamique semble avoir lieu lors de la phase de stabilisation, comme pour le module statique. La chute de module est estimée à 55% pour une expansion de 0,63%. Notons que, la mesure du module statique a montré une diminution de 63% à la même échéance. Ces résultats confirment également la concordance entre les valeurs de module obtenues par ces deux méthodes de mesures. Selon le critère employé, la détection a lieu en début de phase d'accélération pour une expansion inférieure à 0,13%.

III.4.2.5 Synthèse

Le suivi des propriétés mécaniques des bétons lors du développement des RGI, a permis de quantifier l'impact de la fissuration générée lors de l'expansion sur la résistance en compression et le module d'élasticité du béton. Les résultats obtenus montrent que pour chaque pathologie développée, la diminution de la résistance en compression semble avoir lieu pour une même expansion, autour de 0,2%. Il devient alors difficile de détecter la présence de la RAS, qui génère de faibles expansions. La mesure de la résistance en compression a permis de détecter la présence de RSI lors de la phase d'accélération pour une expansion comprise entre 0,17 et 0,23%. Lors du couplage, la détection s'est produite pour une expansion similaire (0,23%), durant la phase d'accélération. Dans le cas de la RAS, l'expansion finale étant plus faible, la détection intervient lors de la phase de stabilisation pour une expansion de 0,31%. En revanche, le module d'élasticité semble plus sensible à la présence des pathologies. Les mesures de module statique ont permis de détecter la RSI pendant la phase latente pour une expansion de 0,05%. La RAS a été détecté en début de phase d'accélération pour une expansion inférieure à 0,09%. Dans le cas du couplage des pathologies, la mesure du module statique a permis de détecter la présence des pathologies, en début de phase d'accélération pour une expansion inférieure à 0,13%. La mesure du module d'élasticité en acoustique non linéaire a également permis une détection précoce des désordres. La RSI a été détectée en début de phase d'accélération pour une expansion comprise entre 0,17 et 0,25%. La RAS a également été détectée en début de phase d'accélération, pour une expansion inférieure à 0,16%. Dans le cas du couplage, la détection survient pour une expansion inférieure à 0,13%. De plus, les résultats obtenus montrent que la mesure du module par les deux méthodes (statique et acoustique non linéaire) donne des

valeurs similaires tout au long de la dégradation. La mesure par la méthode d'acoustique non linéaire étant non destructive, elle peut être envisagée dans le cas d'ouvrage nucléaire.

Cependant, les essais de module d'élasticité réalisés en acoustique linéaire n'ont pas permis de détecter la présence des pathologies. Le module est resté stable en début de dégradation. Ensuite, la forte atténuation du signal reçu liée à la présence d'un réseau de fissures de plus en plus développé n'a pas permis d'accéder à la mesure du module. L'atténuation s'observe, pour chaque cas étudié, autour de 0,2% d'expansion. Ces résultats semblent donc en accord avec la chute de résistance en compression également observée pour une expansion d'environ 0,2%. Ces résultats mettent en évidence que quelle que soit la pathologie développée, la diminution des propriétés mécaniques semble dépendre uniquement de l'expansion générée.

III.4.3 Evolution des propriétés physiques

Cette partie présente l'évolution des propriétés physiques des bétons en phase de dégradation. Les essais réalisés font partie des indicateurs de durabilité généraux: la porosité accessible à l'eau, la perméabilité apparente aux gaz, le coefficient de migration des ions chlore et la résistivité électrique. La démarche décrite en début de chapitre est utilisée ici pour identifier la détection des RGI dans le béton.

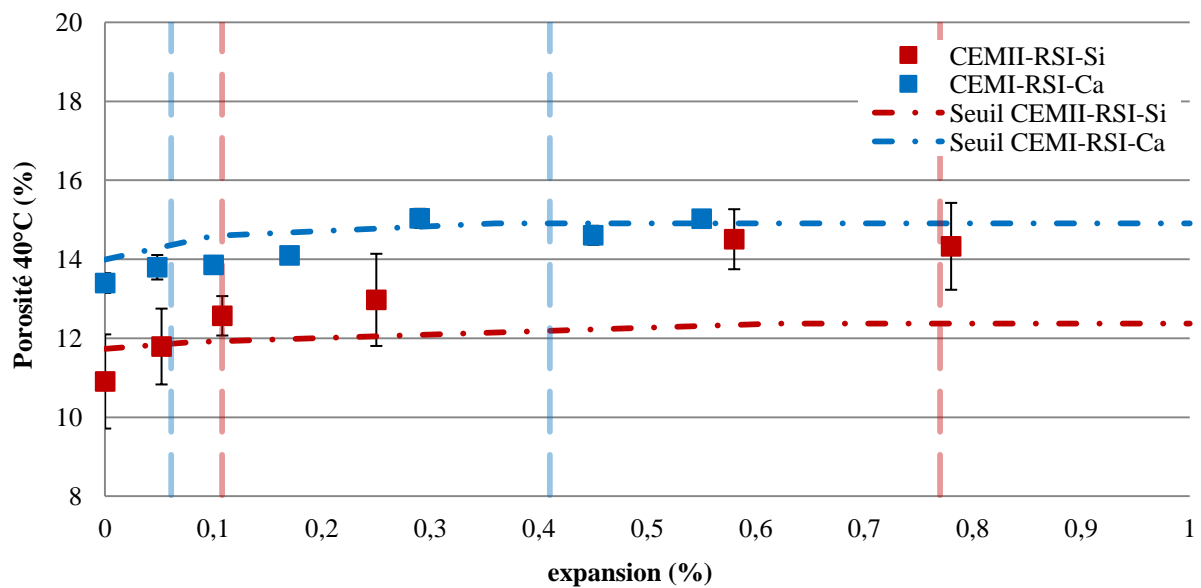
III.4.3.1 Porosité accessible à l'eau

Les échantillons utilisés pour la mesure de la porosité à l'eau ont été séchés dans une enceinte climatique contrôlée à 40°C et 20%HR, jusqu'à stabilisation de la masse. Le degré de saturation des échantillons est estimé à 20%. Ce séchage a été utilisé pour éviter la décomposition de l'ettringite ainsi qu'un surplus de fissuration engendré par une température de séchage plus importante, ce qui pourrait fortement impacter la mesure de la perméabilité apparente, réalisée sur les mêmes échantillons. Les éprouvettes sont ensuite séchées à 105°C, pour réaliser une seconde mesure de porosité à l'eau.

III.4.3.1.1 Cas de la RSI

La figure III-37 présente l'évolution de la porosité accessible à l'eau obtenue par un séchage des échantillons à 40°C en fonction de l'expansion provoquée par la RSI. Quel que soit le matériau d'étude, la porosité a tendance à augmenter au cours de la dégradation. En effet, le béton **CEMI-RSI-Ca** montre une augmentation de la porosité d'environ 1,6% à 0,55% d'expansion. Celle mesurée sur le béton **CEMII-RSI-Si** est bien plus importante, une augmentation de 3,6% a lieu pour une même expansion. La différence observée pourrait être

due à la présence d'un réseau de fissures plus important et connecté dans le béton **CEMII-RSI-Si**. En effet, la caractérisation des bétons à l'état sain (cf. II.5.2.2.2) a mis en évidence que le traitement thermique effectué au jeune âge a généré une baisse significative du module d'élasticité et de la résistance en compression pour ce béton, signe d'un endommagement important. Une plus faible adhérence entre les granulats siliceux et la matrice cimentaire semble être à l'origine de la différence observée. Les analyses microscopiques ont également permis de conforter ces explications. Un décollement total des granulats siliceux avec la matrice cimentaire a été observé au MEB (cf. III.3.1.2).



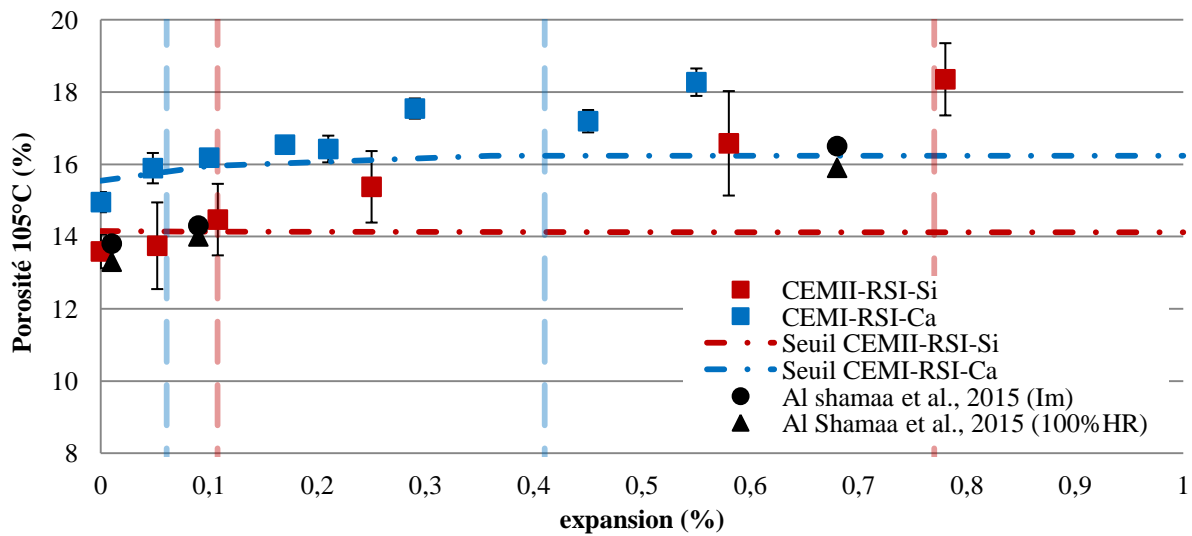
*Figure III-37: Evolution de la porosité accessible à l'eau (séchage à 40°C) en fonction de l'expansion des bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca***

Cependant, l'évolution de la porosité mesurée après un séchage à 105°C, présentée sur la figure III-38 montre une augmentation similaire de la porosité au cours de la dégradation pour ces deux bétons. La porosité augmente d'environ 3,2% à 0,55% d'expansion. L'augmentation de cette porosité observée au cours de la dégradation peut être due à deux phénomènes. Le remplissage de la fissuration par l'eau et la consommation d'eau pour la formation d'ettringite différée, qui a été déstabilisée lors du séchage à 105°C. La plus forte augmentation de la porosité observée pour le béton **CEMI-RSI-Ca** lors du séchage à 105°C pourrait en partie être expliquée par la dissolution de l'ettringite différée lors du séchage. Cependant, aucune augmentation supplémentaire de la porosité n'a été observée pour le béton **CEMII-RSI-Si** lors du séchage à 105°C. Il est alors peu probable que la dissolution de l'ettringite provoquée par la température de séchage influe sur les valeurs de porosité mesurées. L'augmentation du

volume apparent du béton « ε_v » peut être calculée à partir de l'expansion longitudinale « ε_l » et transversale « ε_t » selon l'équation III-4 :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_l + 2\varepsilon_t \quad (\text{III-4})$$

Ainsi pour une expansion de 0,55%, l'augmentation de volume liée à la dégradation est de 1,65%, ce qui est inférieur à l'augmentation de porosité mesurée sur les bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca**, qui est d'environ 3,6%.



*Figure III-38: Evolution de la porosité accessible à l'eau (séchage à 105°C) en fonction de l'expansion des bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca***

Ces résultats sont en accord avec les mesures de porosité à l'eau (séchage à 105°C) effectués par (Al Shamaa et al., 2015) qui montrent une augmentation continue de la porosité au cours de l'expansion. Une augmentation d'environ 4% est atteinte pour un gonflement de 1,22% ; les résultats ont été ajoutés sur la figure III-38. Les bétons « Im » et « 100%HR » de l'étude d'Al Shamaa sont similaires au béton **CEMII-RSI-Si** confectionné dans cette étude. Le béton « Im » a été conservé dans de l'eau à 20°C, le béton « 100% HR » a été conservé à 100 % d'humidité relative à 20°C.

Aucune détection de la RSI n'a pu être établie pour le béton **CEMI-RSI-Ca** dans le cas du séchage à 40°C. Cependant, la présence de la RSI a pu être détectée à 0,1% d'expansion pour le béton **CEMII-RSI-Si**. La mesure de la porosité à l'eau après un séchage à 105°C a permis de détecter la présence de la RSI à 0,1% d'expansion pour les deux bétons étudiés, lors du passage à la phase d'accélération de la pathologie.

III.4.3.1.2 Cas de la RAS

Les résultats de porosité à l'eau réalisés après un séchage à 40°C, lors du développement de la RAS sont présentés sur la figure III-39.

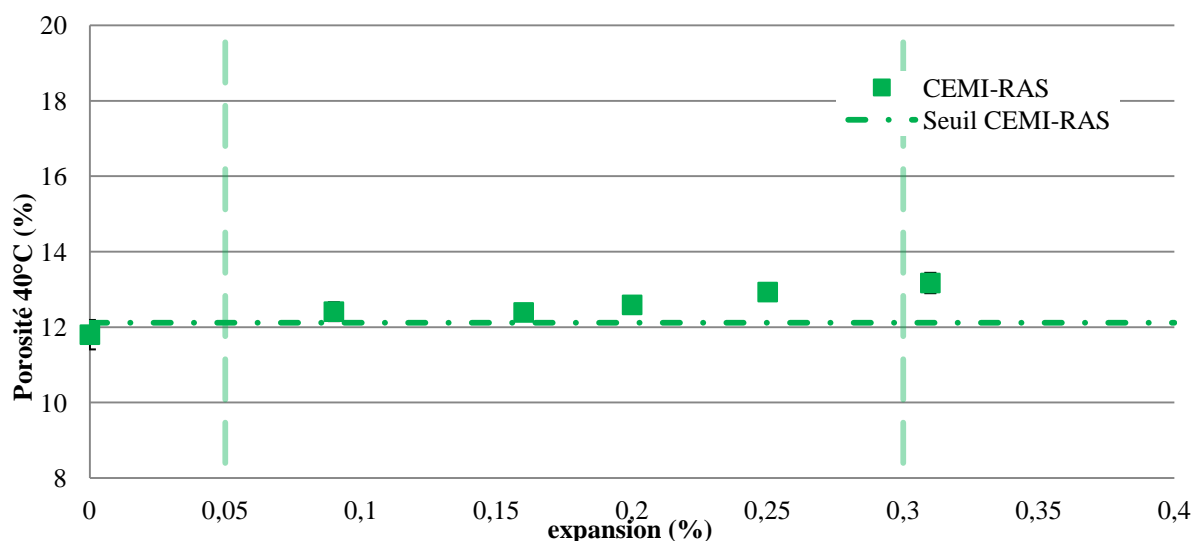
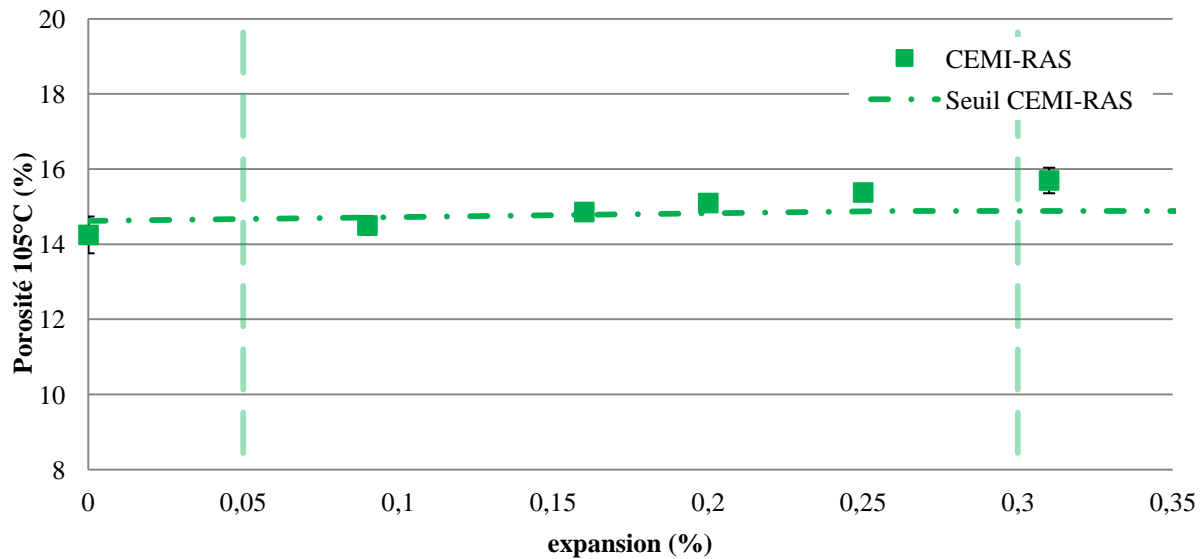


Figure III-39: Evolution de la porosité accessible à l'eau (séchage à 40°C) en fonction de l'expansion du béton CEMI-RAS

Le béton CEMI-RAS présente une augmentation continue de la porosité au cours de la dégradation, liée au remplissage de la fissuration par l'eau. Une augmentation de 1,4% est atteinte à 0,31% d'expansion. Ces résultats semblent cohérents avec ceux obtenus dans le cas de la RSI. En effet, le béton CEMI-RSI-Ca présente une augmentation similaire à la même échéance, d'environ 1,6%.

L'évolution de la porosité à l'eau au cours de l'expansion, après un séchage à 105°C, pour le béton CEMI-RAS est présentée sur la figure III-40. Dans ce cas aussi, une augmentation continue de la porosité est observée au cours de la dégradation. L'évolution de la porosité mesurée sur le béton CEMI-RAS en fonction de l'expansion semble identique pour les deux températures de séchage. En effet, une augmentation similaire a été mesurée, pour un séchage à 105°C, d'environ 1,4% à 0,31% d'expansion. Les bétons CEMI-RSI-Ca et CEMI-RSI-Si présente une augmentation légèrement supérieure, d'environ 2% à 0,31% d'expansion. Dans ce cas aussi, l'augmentation de la porosité au cours de la dégradation est supérieure à celle estimée théoriquement à partir de l'expansion (cf. III.4.3.1.1) qui est de 0,83% pour une expansion longitudinale de 0,31%. Il est donc peu probable que la présence de gel engendre une modification de la valeur de cet indicateur lors du développement de la pathologie.

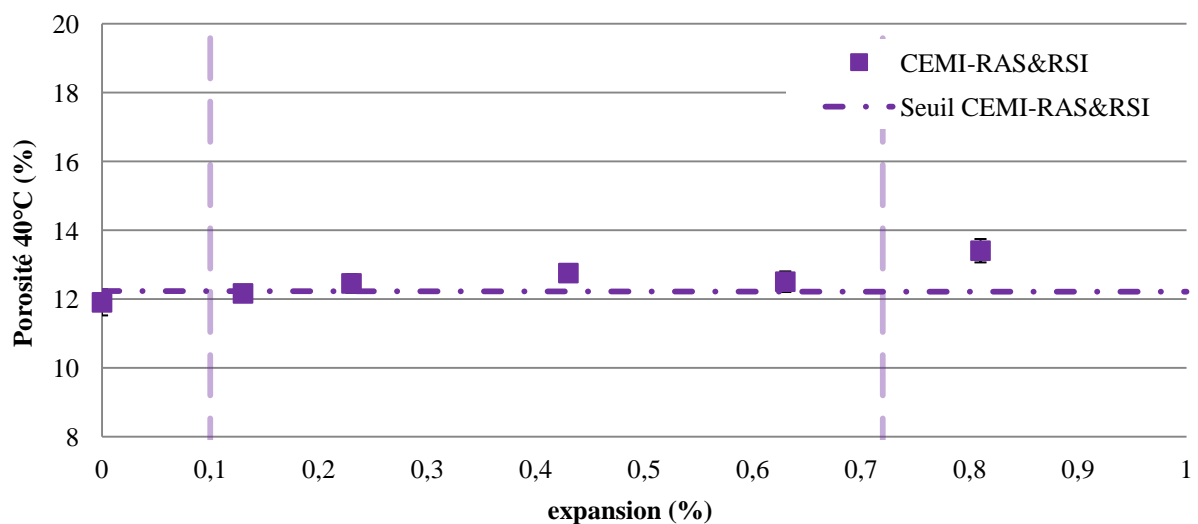


*Figure III-40: Evolution de la porosité accessible à l'eau (séchage à 105°C) en fonction de l'expansion du béton **CEMI-RAS***

Dans le cas de la RAS, la détection a lieu pour une expansion de 0,17% lors de la phase d'accélération quelle que soit la température de séchage. Cependant, il faut rester prudent sur ces résultats car comme dans le cas de la RSI, l'augmentation de la porosité reste faible au cours de la dégradation.

III.4.3.1.3 Cas du couplage

La figure III-41 présente l'évolution de la porosité à l'eau mesurée après un séchage à 40°C pour le béton **CEMI-RAS&RSI**, développant les deux pathologies.

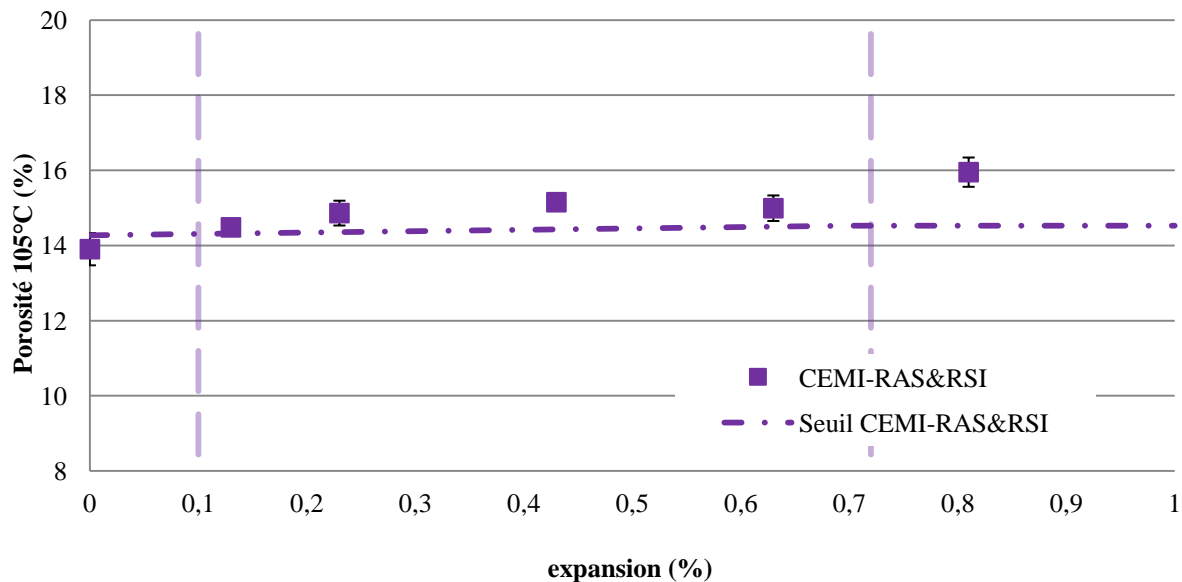


*Figure III-41: Evolution de la porosité accessible à l'eau (séchage à 40°C) en fonction de l'expansion du béton **CEMI-RAS&RSI***

Une augmentation de 1,5% de la porosité est observable pour une expansion de 0,81%. Si l'on compare ce cas à celui de la RSI et de la RAS, pour une même expansion (0,55%), les bétons **CEMI-RSI-Ca** et **CEMI-RAS&RSI** montre respectivement une augmentation de la porosité de 1,6 et 0,9%. Dans le cas de la RAS, une augmentation de 1,4% de la porosité intervient pour une expansion de 0,31%. Pour une même expansion, le béton **CEMI-RAS&RSI** présente une plus faible augmentation, d'environ 0,5%.

Dans ce cas, la détection a lieu pour une expansion d'environ 0,23%. Cependant, devant la faible augmentation de la porosité, la détection des RGI par la mesure de cette propriété avec un séchage à 40°C paraît délicate.

L'évolution de la porosité à l'eau pour un séchage à 105°C (figure III-42), montre la même tendance. Une augmentation de 2% de la porosité est observée pour une expansion de 0,81%.



*Figure III-42: Evolution de la porosité accessible à l'eau (séchage à 105°C) en fonction de l'expansion du béton **CEMI-RAS&RSI***

Si l'on compare ces résultats au cas de la RSI, pour une expansion de 0,55%, les bétons **CEMI-RSI-Ca** et **CEMI-RAS&RSI** présentent respectivement une augmentation de la porosité de 3,3 et 1,3%. L'augmentation de la porosité du béton **CEMI-RAS&RSI** est bien plus faible. Il est peu probable que la présence de gel dans le réseau poreux soit à l'origine de cette différence. En effet, pour une même expansion (0,31%), le béton **CEMI-RAS** présente une augmentation de 1,4%, ce qui est également plus élevée que ce qui est mesuré sur le béton **CEMI-RAS&RSI** (0,5%). L'augmentation de la porosité au cours de la dégradation est assez

proche de celle estimée à partir de l'expansion (cf. III.4.3.1.1) qui est de 1,65% pour une expansion de 0,55%.

La détection s'observe lors du passage à la phase d'accélération, pour une expansion de 0,13%. Cependant, devant la faible augmentation de la porosité, quantifiée lors du développement des RGI et estimée à partir de l'expansion du béton. La mesure de la porosité à l'eau ne paraît pas être un indicateur fiable pour détecter et suivre l'évolution des RGI (RSI, RAS et couplage) dans le béton.

III.4.3.2 Perméabilité aux gaz

Les échantillons utilisés pour les essais de perméabilité au gaz sont les mêmes que ceux utilisés pour les essais de porosité à l'eau. La perméabilité est mesurée après le séchage des échantillons à 40°C et 20%HR.

III.4.3.2.1 Cas de la RSI

La figure III-43 présente l'évolution du rapport entre la perméabilité apparente à l'air mesuré au cours de la dégradation et celle mesurée initialement à 35j (cf. II.5.2.2.3.1) en fonction de l'expansion générée par la RSI.

Les bétons pathologiques révèlent une forte augmentation de la valeur de perméabilité au cours de la dégradation. La perméabilité mesurée à 0,6% d'expansion sur le béton **CEMII-RSI-Si** est 115 fois plus importante que la valeur initiale et l'augmentation de la perméabilité apparaît très rapidement, en début de période latente.

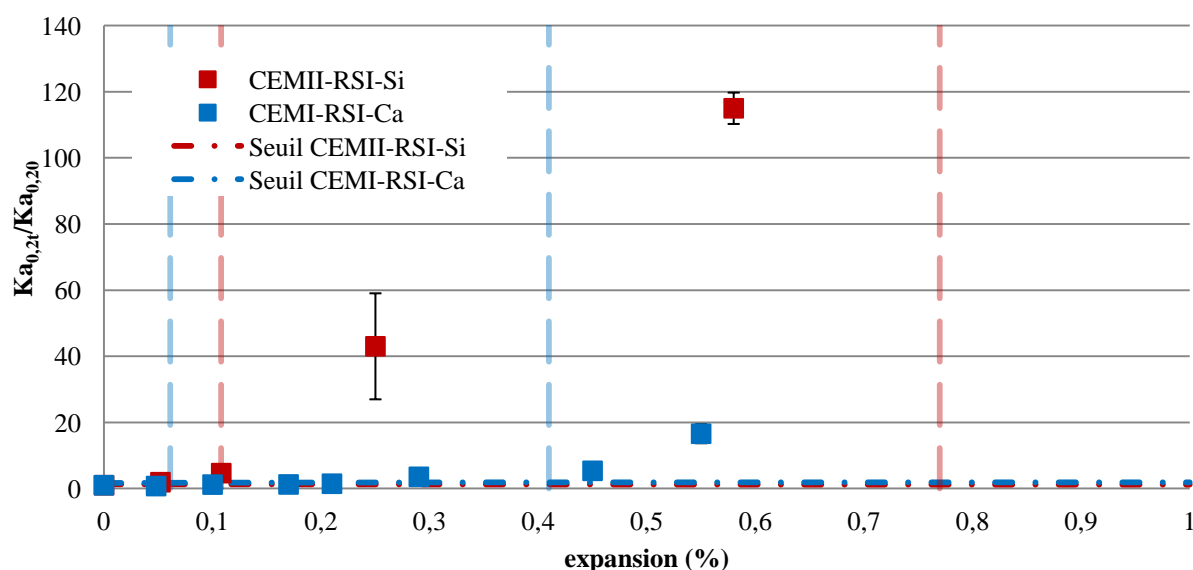
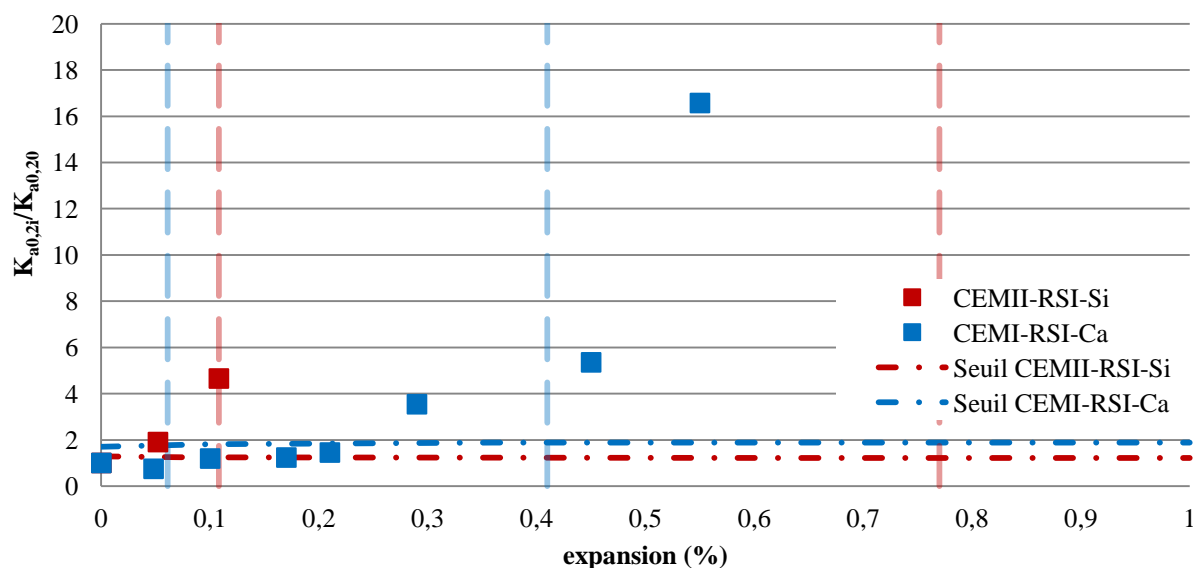


Figure III-43: Evolution du rapport de perméabilité apparente au gaz en fonction de l'expansion des bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca**

Afin de mieux observer l'évolution de perméabilité en début d'expansion, ces résultats sont également présentés avec une échelle plus adaptée, sur la figure III-44. La perméabilité mesurée sur le béton **CEMII-RSI-Si** double dès le début de la période latente pour une expansion de 0,05%. Le béton **CEMI-RSI-Ca** montre une évolution différente. En effet, la perméabilité est 1,5 fois plus importante en milieu de la phase d'accélération, correspondant à une expansion de 0,21%. Jusqu'à atteindre une perméabilité 16 fois plus importante lors de la phase de stabilisation, à 0,55% d'expansion.



*Figure III-44: Evolution du rapport de perméabilité apparente au gaz en fonction de l'expansion des bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca***

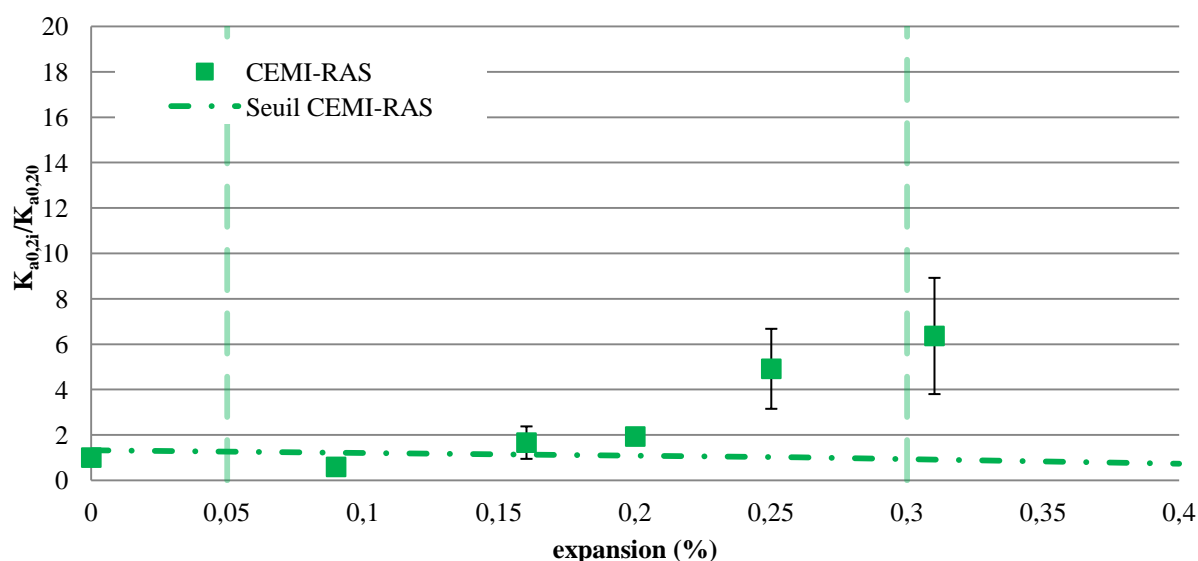
Cette différence peut être due à la plus faible résistance en compression mesurée sur le béton **CEMII-RSI-Si** mais également à la nature minéralogique des granulats utilisés. Pour rappel, l'interface pâte/granulats du béton **CEMI-RSI-Ca**, contenant des granulats calcaires, semble être améliorée (Grattan-Bellew et al., 1998 ; Yang et al., 1999 ; Bentz et al., 2015). En effet, le béton **CEMII-RSI-Si** a été fortement endommagé lors du traitement thermique, une chute importante du module d'élasticité a été observée (cf. II.5.2.2.2.1). Cet endommagement a été attribué à la plus faible liaison à l'interface pâte/granulats dans le cas de granulats siliceux, générant un surplus de fissuration dans cette zone. Les analyses microscopiques ont également permis de conforter ces explications. Un décollement total des granulats siliceux avec la matrice cimentaire a été observé au MEB (cf. III.3.1.2). Dans ce cas, la fissuration semble suffisamment importante pour engendrer une forte augmentation de cet indicateur, dès le début de l'expansion. Parallèlement, ces résultats semblent cohérents avec la plus forte augmentation de porosité (séchage à 40°C) observée pour ce béton (cf. III.4.3.1.1).

Ces résultats sont en accord avec ceux réalisés par (Al Shamaa et al., 2015), qui montrent un fort accroissement de la perméabilité au cours de l'expansion. Cependant, ses résultats, effectués sur des bétons contenant des granulats calcaires et des granulats siliceux, montrent une augmentation deux fois plus importante de la perméabilité apparente à 0,05% d'expansion pour chaque béton (Al Shamaa, 2012 ; Al Shamaa et al., 2014). Le séchage des échantillons a été effectué à une température de 105°C, ce qui peut être à l'origine d'un surplus de microfissuration et de l'altération de l'ITZ par un effet de dilatation thermique différentiel entre la pâte et les granulats (Ladaoui et al., 2013 ; Cagnon et al., 2015 ; Al Shamaa et al., 2016).

Selon le critère choisi, la détection a lieu pendant la période latente pour une expansion de 0,05% pour le béton **CEMII-RSI-Si** et au milieu de la phase d'accélération à environ 0,25% d'expansion pour le béton **CEMI-RSI-Ca**.

III.4.3.2.2 Cas de la RAS

Les mesures de perméabilité au gaz réalisées dans le cas de la RAS sont représentées sur la figure III-45.



*Figure III-45: Evolution du rapport de perméabilité apparente au gaz en fonction de l'expansion du béton **CEMI-RAS***

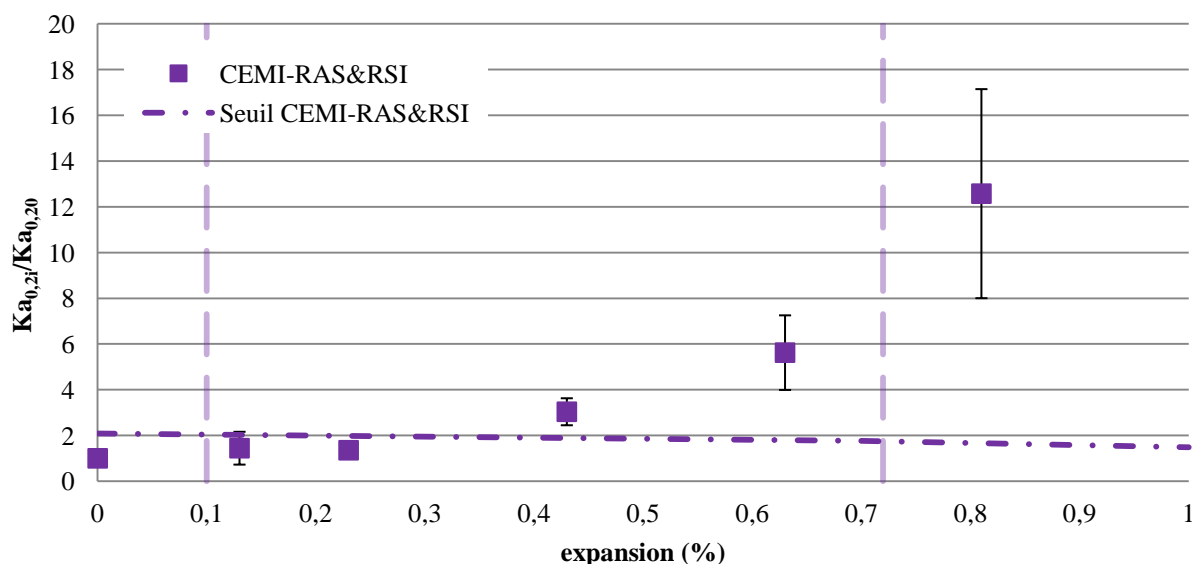
Le béton **CEMI-RAS** présente également une forte augmentation de la perméabilité apparente au cours de l'expansion. En effet, la perméabilité mesurée à 0,20% est 1,9 fois plus importante que celle mesurée initialement. En fin d'expansion, la perméabilité devient environ 6 fois plus importante. Ces résultats semblent être cohérents avec ce qui a été mesuré

sur le béton **CEMI-RSI-Ca**. Pour ce béton, la perméabilité s'est révélée 1,5 fois plus importante à 0,21% d'expansion. De plus, pour une même expansion (0,31%), les bétons **CEMI-RAS** et **CEMI-RSI-Ca** montrent respectivement une perméabilité environ 6 et 4 fois plus importante que celle mesurée initialement. Ces résultats semblent mettre en évidence que quelle que soit la pathologie développée, l'augmentation de perméabilité se produit pour une même expansion (0,2%).

Selon le critère choisi, la détection se produit pour une expansion de 0,16% lors de la phase d'accélération.

III.4.3.2.3 Cas du couplage

La figure III-46 présente les résultats de perméabilité au gaz mesurée sur le béton **CEMI-RAS&RSI** au cours du développement des deux RGI.



*Figure III-46: Evolution du rapport de perméabilité apparente au gaz en fonction de l'expansion du béton **CEMI-RAS&RSI***

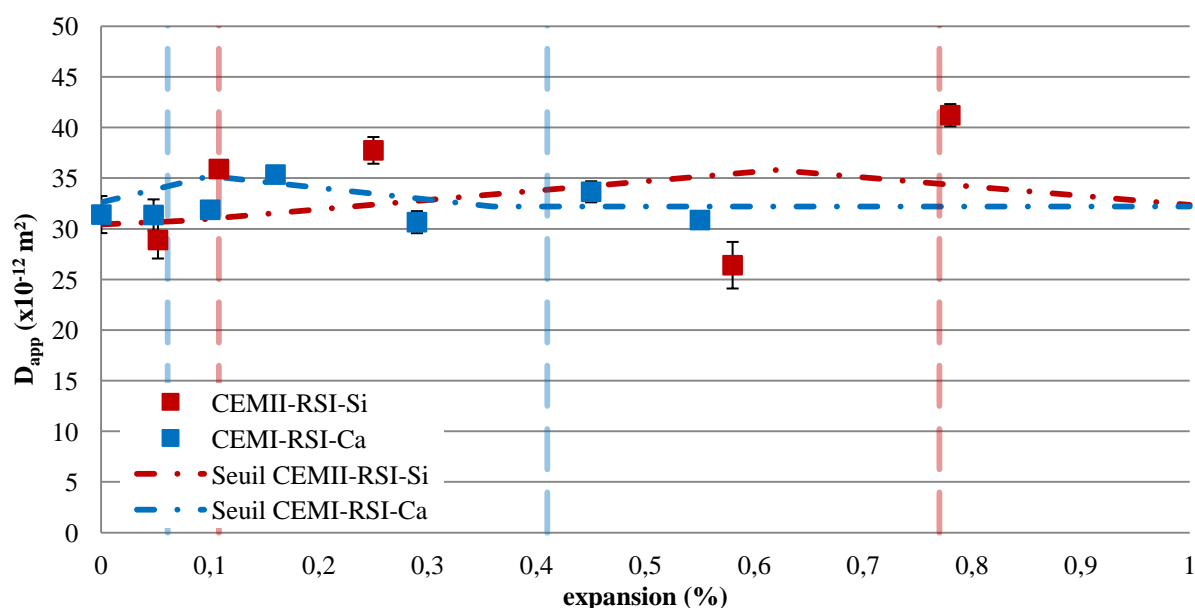
Le béton **CEMI-RAS&RSI** présente également une forte augmentation de la perméabilité apparente au gaz au cours de l'expansion. En effet, une augmentation significative de la perméabilité est observée entre 0,23 et 0,43% d'expansion, ce qui est en accord avec l'augmentation de perméabilité des bétons **CEMI-RSI-Ca** et **CEMI-RAS**, qui intervient pour une même expansion (entre 0,21 et 0,29%). Ces résultats confirment le fait que quelle que soit la pathologie développée (RSI, RAS et couplage) l'augmentation de perméabilité est visible pour une même expansion.

Selon la démarche adoptée, la détection survient entre 0,23 et 0,43% d'expansion pendant la phase d'accélération de la pathologie.

III.4.3.3 Migration des ions chlore

III.4.3.3.1 Cas de la RSI

Les essais de migration des ions chlore en régime non stationnaire ont été effectués sur les mêmes éprouvettes que celles utilisées pour les essais de résistivité électrique. La figure III-47 présente l'évolution du coefficient apparent en fonction de l'expansion générée par la RSI.



*Figure III-47: Evolution du coefficient de migration des ions chlore en fonction de l'expansion des bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca***

Les bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca** présentent un coefficient de migration des ions chlore de $30 \times 10^{-12} m^2$. Aucune augmentation significative de cet indicateur n'est observée lors de la dégradation. En effet, le béton **CEMII-RSI-Si** semble présenter une légère augmentation du coefficient lors de la dégradation, cependant la mesure à 0,58% d'expansion montre une diminution du coefficient de migration. Le coefficient est donc considéré comme stable au cours du développement de la RSI. Les résultats obtenus sur le béton **CEMI-RSI-Ca** confirment le fait que ce coefficient ne semble pas évoluer lors de la dégradation. Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que les ions chlore vont diffuser uniformément dans la pâte de ciment à travers la porosité et la microfissuration. Ce qui engendre un front de pénétration linéaire malgré la présence de fissures percolant le matériau, notamment observé par une forte augmentation de la perméabilité au gaz (cf. III.4.3.2.1). En effet, pour tous les échantillons caractérisés le front de pénétration des ions chlore s'est révélé linéaire quel que

soit le niveau de gonflement. De plus, il est possible que le développement de l'ettringite différée dans le béton bloque en partie la diffusion des ions dans la matrice cimentaire malgré la dégradation engendrée. La mesure du coefficient de migration des ions chlore ne permet donc pas de détecter la présence de la RSI dans le béton.

III.4.3.3.2 Cas de la RAS

Les résultats des essais de migration des chlorures effectués sur le béton CEMI-RAS sont représentés sur la figure III-48.

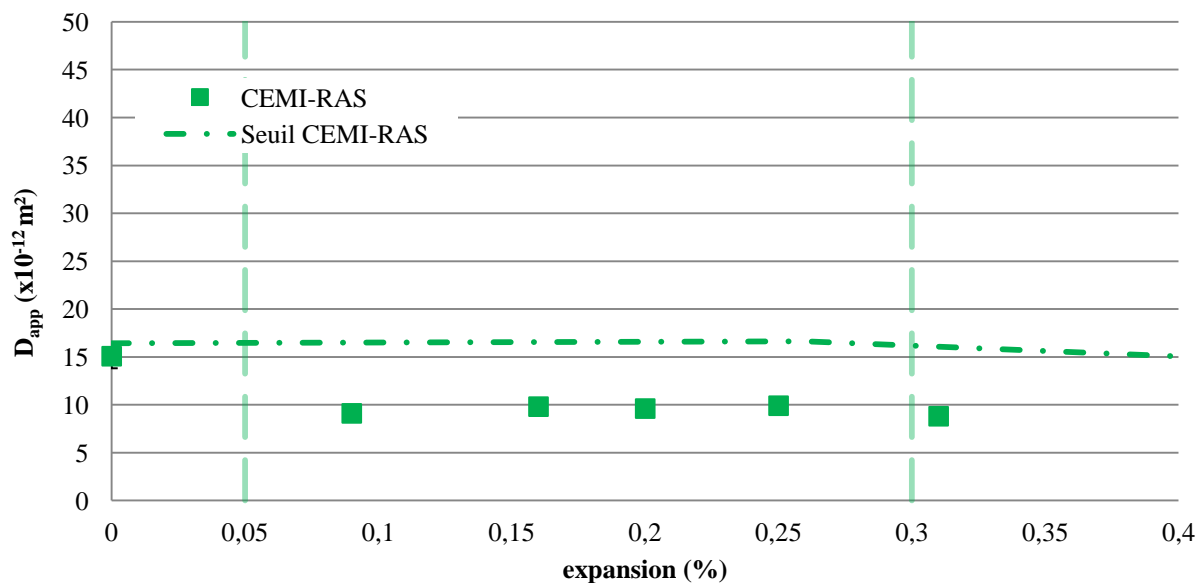
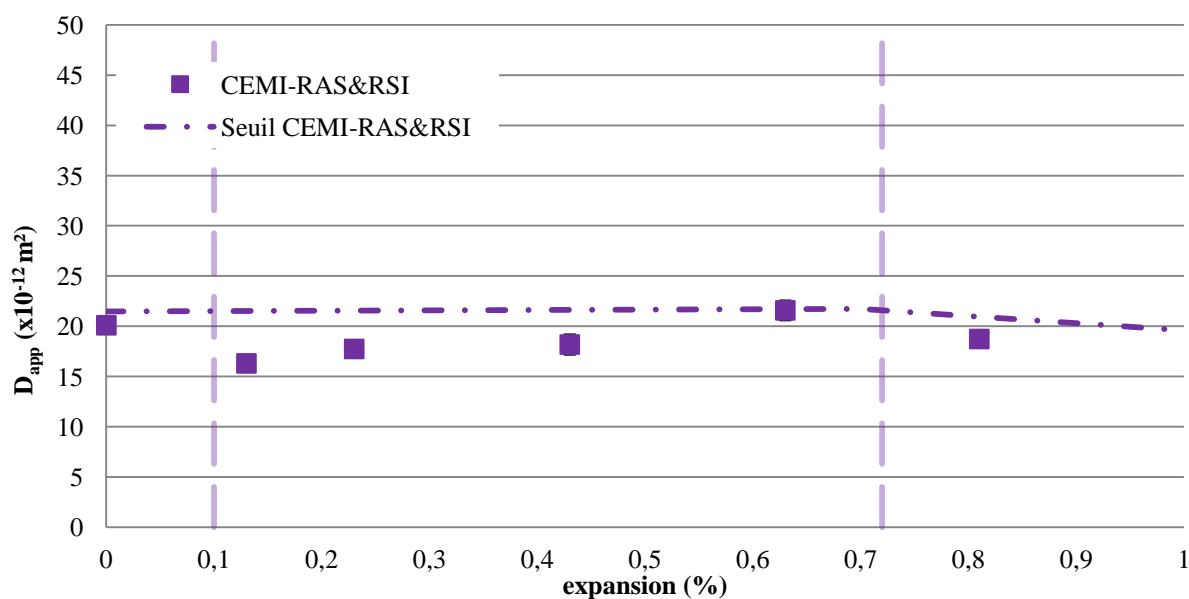


Figure III-48: Evolution du coefficient de migration des chlorures en fonction de l'expansion du béton CEMI-RAS

Le coefficient de migration, mesuré sur le béton CEMI-RAS, semble diminuer dès le début de l'expansion puis se stabilise à une valeur d'environ $10 \times 10^{-12} m^2$ malgré la fissuration générée par la RAS. Cette diminution pourrait être due au colmatage de la fissuration par le gel silico-alcalin qui est mobile lorsqu'il n'est pas encore stabilisé par la présence de calcium (Diamond, 1997). Cependant, il faut rester prudent sur ces conclusions étant donné que dans le cas de la RSI une dispersion importante des valeurs de ce coefficient a été observée. De plus, les mesures de perméabilité au gaz réalisés sur ce béton ont montré une forte augmentation de la perméabilité au cours de l'expansion (cf. III.4.3.2.2). La mesure du coefficient de migration ne semble donc pas pertinente pour la détection et le suivi de la RAS dans le béton.

III.4.3.3 Cas du couplage

Les résultats des mesures du coefficient de migration des ions chlore, effectuées sur le béton **CEMI-RAS&RSI** sont représentés dans la figure III-49.



*Figure III-49: Evolution du coefficient de migration des chlorures en fonction de l'expansion du béton **CEMI-RAS&RSI***

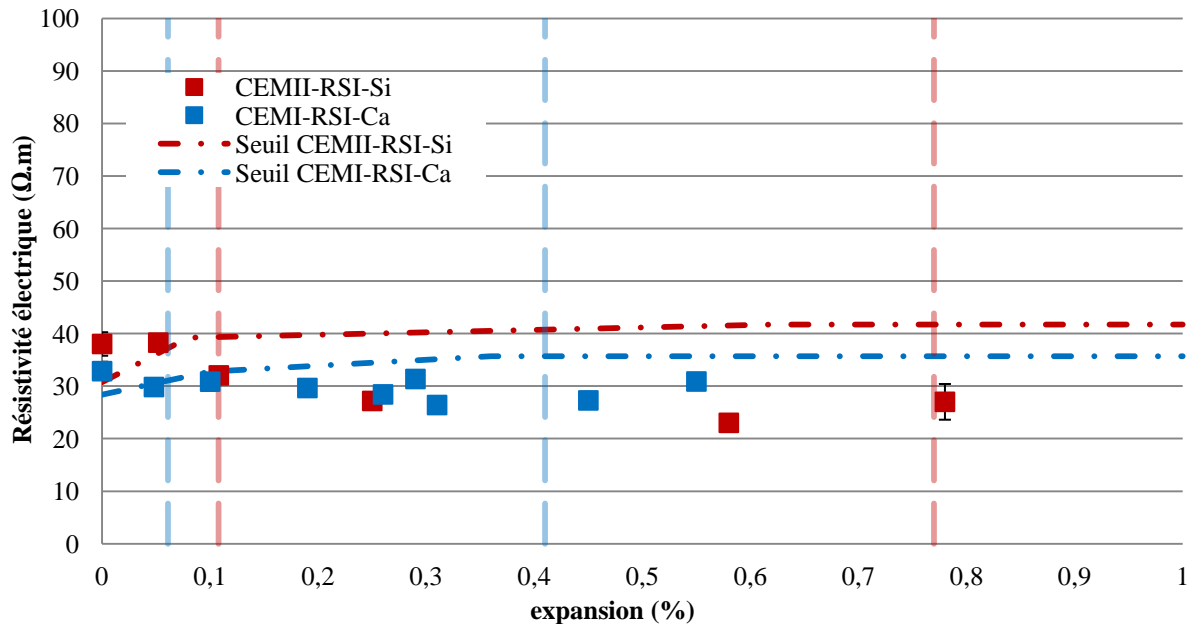
Une légère diminution du coefficient de migration est observée lors de la période latente. Comme dans le cas de la RAS, il se peut que le réseau poreux soit en partie comblé par les produits pathogènes formés lors de la dégradation. Cependant, lorsque l'expansion se poursuit le coefficient de migration a tendance à remonter jusqu'à sa valeur initiale. De plus, les résultats présentés dans le cas de la RSI révèlent une dispersion non négligeable des valeurs de coefficient de migration, mesurées au cours de l'expansion. Ces résultats montrent que quelle que soit la pathologie développée, la mesure du coefficient de migration des ions chlore n'est pas un indicateur fiable pour détecter et suivre les pathologies au cours de leur développement.

III.4.3.4 Résistivité électrique

III.4.3.4.1 Cas de la RSI

La figure III-50 présente les résultats obtenus dans le cadre de la résistivité électrique pour les bétons développant la RSI. Les essais de résistivité électrique montrent une sensibilité importante. En effet, une diminution progressive de la résistivité au cours de la dégradation est observée. Une diminution légèrement plus importante est observée pour le béton **CEMII-RSI-Si** par rapport à la valeur initiale. Par la suite, une stabilisation se produit au milieu de la

phase d'accélération pour les deux bétons. Ce phénomène pourrait être dû à un équilibre entre l'ouverture des fissures et leur remplissage par l'ettringite différée. Pour rappel, une augmentation de la résistivité a été observée sur les bétons de référence lors de la maturation. Cette augmentation est représentée par une augmentation du seuil de détection au cours de l'expansion.

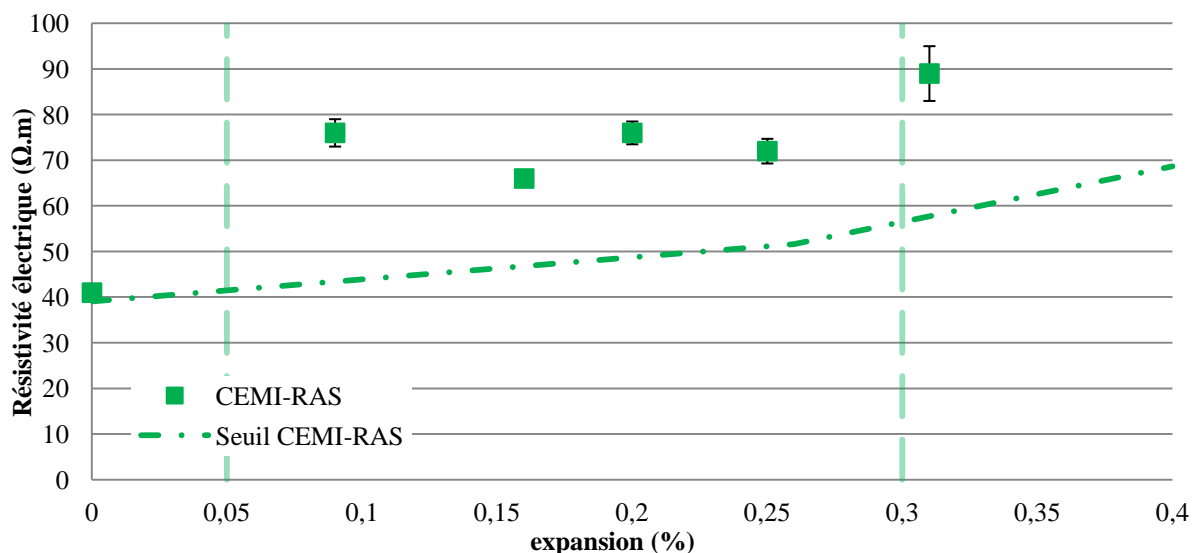


*Figure III-50: Evolution de la résistivité électrique en fonction de l'expansion des bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca***

Selon le critère choisi, la détection a lieu entre 0,05 et 0,1%, pour les deux bétons, lors du passage de la période latente à la phase d'accélération.

III.4.3.4.2 Cas de la RAS

La figure III-51 présente les résultats de résistivité électrique obtenus sur le béton **CEMI-RAS**. Une forte augmentation de la résistivité électrique est observée dès le début de l'expansion puis se stabilise au cours de la dégradation. Il se peut que cette augmentation de la résistivité soit due au remplissage de la fissuration par le gel silico-alcalin, le gel étant lui-même résistif (Rivard et al, 2003). Cette tendance rejoindrait l'explication apportée pour les résultats de migration des ions chlore effectués dans le cas de la RAS (cf. III.4.3.3.2), ce qui conforte également l'hypothèse d'une formation de gel lors du traitement thermique pour le béton **CEMI-RAS&RSI** (cf. II.5.2.2.3.3).



*Figure III-51: Evolution de la résistivité électrique en fonction de l'expansion du béton **CEMI-RAS***

Une augmentation plus importante de la résistivité pour des mortiers développant la RAS par rapport à des mortiers non réactifs a également été observée par (Tashiro C. et Yamada K., 1989). Cependant, une étude plus récente de (Rivard et Saint-Pierre, 2009), effectuée sur des échantillons de béton, ne montre aucune différence entre la résistivité mesurée sur les bétons développant la RAS et les bétons sains de référence. Concernant la détection, il paraît difficile d'attribuer une augmentation de la résistivité électrique à la présence d'un produit pathogène générant un endommagement important du béton. Dans ce cas, la mesure de la résistivité électrique ne paraît pas être un indicateur pertinent pour la détection et le suivi de la RAS dans le béton.

III.4.3.4.3 Cas du couplage

La figure III-52 présente les résultats de résistivité électrique menés sur le béton **CEMI-RAS&RSI**. Une légère augmentation de la résistivité est observée en début de gonflement, jusqu'à environ 0,25% d'expansion. D'après les résultats obtenus dans le cas de la RAS, cette augmentation est probablement due au développement du gel silico-alcalin. Lorsque l'expansion atteint 0,3%, la résistivité électrique diminue progressivement jusqu'à atteindre 52Ω.m puis se stabilise. Cette diminution est attribuée au développement de la fissuration générée par le couplage des RGI. Il semblerait donc, qu'à partir de 0,3% d'expansion, la fissuration soit trop développée faisant chuter la valeur de résistivité, malgré la présence du gel silico-alcalin. Les résultats des essais de migration des ions chlore, obtenus dans le cas du

couplage (cf. III.4.3.3.3) semblent également en accord avec ces résultats, ce qui permet de conforter les explications proposées.

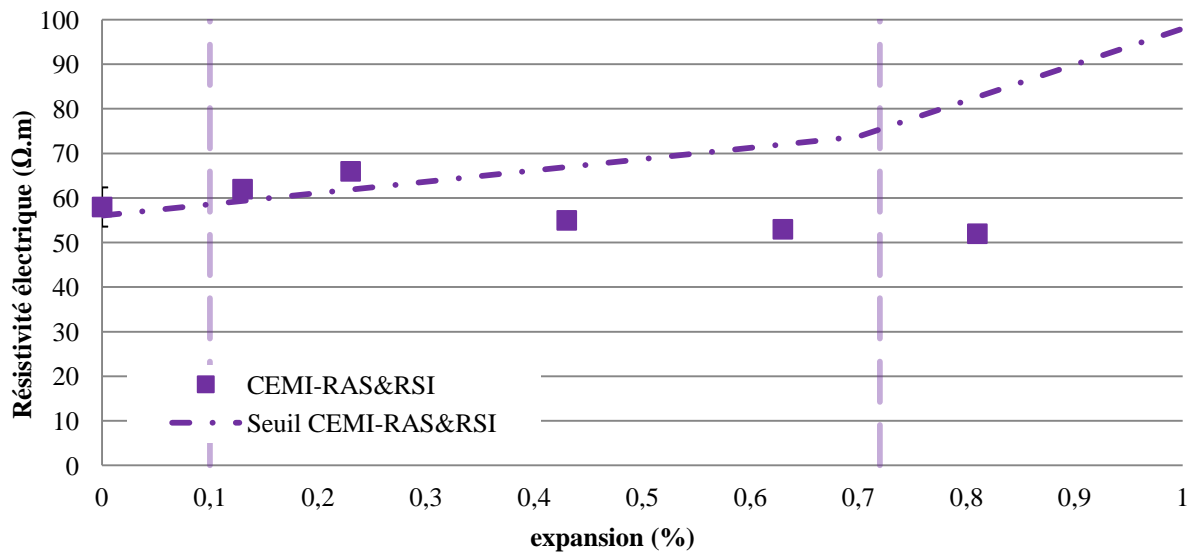


Figure III-52: Evolution de la résistivité électrique en fonction de l'expansion du béton CEMI-RAS&RSI

Ainsi, la détection de la RSI dans le cas du couplage des RGI est retardée par la présence du gel silico-alcalin. La détection a lieu pour une expansion de 0,3% lors de la phase d'accélération.

III.4.3.5 Synthèse

La démarche proposée en début de chapitre a été utilisée dans cette partie pour permettre la détection des RGI dans le béton. La caractérisation physique des bétons sous dégradation a permis de faire émerger des propriétés sensibles au développement des pathologies étudiées. Les essais de porosité accessible à l'eau effectués après un séchage des échantillons à 40 et 105°C ont permis de détecter la présence des RGI à environ 0,15% d'expansion pour chaque matériau caractérisé. Cependant, pour chaque cas, une faible augmentation de la porosité a été observée au cours de la dégradation. Cette augmentation a pu être estimée à partir des résultats d'expansion et confirme la faible augmentation de porosité engendrée par l'expansion. Dans ce cas, la mesure de la porosité à l'eau ne paraît pas être un indicateur fiable pour la détection et le suivi des RGI dans le béton.

La mesure de la perméabilité à l'air réalisée sur les mêmes échantillons, séchés à 40°C, s'est révélée sensible au développement des pathologies. La détection de la RSI s'est produite lors de la période latente pour le béton **CEMII-RSI-Si** pour une expansion de 0,05%. Cependant,

la détection a été plus tardive pour le béton **CEMI-RSI-Ca** à 0,25% d'expansion. Cette différence est attribuée à la plus faible résistance en compression mesurée sur le béton **CEMII-RSI-Si** mais également à la nature minéralogique des granulats utilisés. En effet, dans le cas de granulats siliceux la plus faible adhérence avec la matrice cimentaire semble être à l'origine du surplus d'endommagement observé. Le béton **CEMII-RSI-Si** a été fortement endommagé lors du traitement thermique (cf. II.5.2.2.2.1). La présence de la RAS a été détectée lors de la phase d'accélération de la pathologie pour une expansion de 0,16%. Lors du couplage des RGI, la détection survient entre 0,23 et 0,43% d'expansion, pendant la phase d'accélération. Ces résultats ont permis de mettre en évidence que l'augmentation de la perméabilité semble se produire pour une même expansion, quelle que soit la pathologie développée, hormis pour le béton **CEMII-RSI-Si** qui est le seul béton à avoir été fortement endommagé lors du traitement thermique (cf. II.5.2.2.2).

Les essais de migration des ions chlore n'ont pas permis de détecter la présence des RGI dans le béton car la présence de chemin percolant n'est pas décelable sur le front de pénétration des ions. Les mesures de résistivité électrique réalisées sur les mêmes échantillons se sont révélées nettement plus sensibles à la présence des pathologies. En effet, cette mesure a permis de détecter la RSI lors de la période latente pour une expansion comprise entre 0,05 et 0,1%. Dans le cas de la RAS, le gel étant résistif (Rivard et al, 2003), une augmentation de la résistivité électrique a été observée au cours de la dégradation. Cette augmentation s'est révélée plus importante que celle observée sur les bétons de référence. La présence de gel semble donc combler en partie la fissuration générée. Le cas du couplage des pathologies a également permis de mettre en évidence ce phénomène. La présence de gel dans le béton n'a pas fait chuter la résistivité électrique en début d'expansion comme dans le cas de la RSI seule. La détection s'est donc produite plus tardivement, lors de la phase d'accélération pour une expansion comprise entre 0,23 et 0,43%.

III.5 CONCLUSION

Ce chapitre a permis de quantifier l'évolution des propriétés physico-chimiques et mécaniques au cours du développement des RGI. Une démarche a été proposée pour permettre la détection des RGI, un critère de détection a été établi. Le seuil proposé a permis de prendre en compte à la fois la valeur de la propriété mesurée initialement, l'effet de l'hydratation ainsi que les erreurs expérimentales. Ce dernier a été utilisé lors de la caractérisation des propriétés physiques et mécaniques du béton dégradé par les RGI. La caractérisation des bétons a été

réalisée selon 6 niveaux d'expansion, à l'état initial, lors de la phase latente, pendant la période d'accélération ainsi que lors de la phase de stabilisation des pathologies.

Dans un premier temps, le suivi de l'avancement des RGI a permis de s'assurer de la présence des pathologies dans le béton. Les expansions mesurées ont montré un fort potentiel de gonflement de ces bétons. L'étude de deux bétons contenant des granulats de nature minéralogique différente, dans le cas de la RSI a également permis de confirmer que l'utilisation de granulats calcaires permet de réduire le gonflement provoqué. En effet, l'utilisation de granulats calcaires semble réduire la fissuration générée à l'interface pâte/granulats. Un décollement des granulats siliceux avec la matrice cimentaire a été observé. Les observations microscopiques ont également permis d'identifier le gel silico-alcalin développé dans le cas de la RAS. Dans le cas du couplage des pathologies, la présence de gel et d'ettringite a été identifiée dans les mêmes zones, il semblerait que l'endommagement engendré par l'apparition d'une pathologie favorise le développement des pathologies au même endroit.

La caractérisation des propriétés chimiques au cours du développement des RGI a révélé que malgré la lixiviation importante des alcalins observée, les mesures de pH n'ont montré aucune évolution lors de cette dégradation. Les essais de teneur en Portlandite n'ont également pas montré d'évolution au cours du développement des pathologies. Une diminution de la teneur en Portlandite, comme source de calcium et d'ions hydroxydes, était pourtant attendue lors du développement de la RAS (Baroghel-Bouny, 2004). Aucune différence entre les spectres de DRX n'a été observée entre les échéances de caractérisation. Les essais chimiques réalisés ne sont donc pas pertinents pour suivre et détecter la présence de RGI dans le béton.

En revanche, le suivi des propriétés mécaniques a permis de détecter la présence des RGI dans le béton. Pour chaque pathologie développée, la chute de la résistance en compression s'est produite pour une même expansion (0,2%). La détection de la RSI a donc eu lieu lors de la phase d'accélération pour une expansion comprise entre 0,17 et 0,23%. Pour la RAS, la détection s'est produite lors de la phase de stabilisation (à 0,31% d'expansion) et lors de la phase d'accélération (à 0,23% d'expansion) dans le cas du couplage. Les mesures de module dynamique en acoustique linéaire n'ont pas permis de détecter la présence des RGI. Le module est resté stable en début de dégradation. Ensuite, la forte atténuation du signal reçu en raison d'un réseau de fissures de plus en plus développé n'a pas permis d'accéder à la mesure du module. En revanche, les essais de module statiques et dynamique en acoustique non linéaire ont révélé que la rigidité du béton est fortement impactée par le développement des

RGI. Les mesures de module statique ont montré que pour chaque pathologie, une diminution du module survient dès le début de l'expansion, ce qui a permis de détecter la présence des pathologies en fin de période latente. Une corrélation entre la mesure du module statique et dynamique (acoustique non linéaire) a été observée, tout au long de la dégradation. Cependant, une stabilisation du module apparaît en début d'expansion dans le cas de la RSI (acoustique non linéaire). La détection s'est produite en début de phase d'accélération pour une expansion entre 0,17 et 0,25%. La RAS a pu être détectée en début de phase d'accélération pour une expansion inférieure à 0,16%. Dans le cas du couplage, la détection des RGI par la mesure du module dynamique en acoustique linéaire s'est produite pour une expansion inférieure à 0,13%. Ces résultats mettent en évidence le fait que, pour un même béton, la diminution des propriétés mécaniques a lieu pour une même expansion, quelle que soit la pathologie développée.

La caractérisation physique des bétons sous dégradation a également permis de faire émerger des propriétés sensibles au développement de RGI. Les essais de porosité accessible à l'eau ne se sont pas révélés pertinents pour la détection et le suivi des pathologies dans le béton. En effet, une faible augmentation de la porosité a été observée au cours de la dégradation, ce qui semble être cohérent avec la faible augmentation du volume engendré par l'expansion. Les mesures de perméabilité au gaz ont permis de détecter la présence des RGI à environ 0,2% d'expansion, quelle que soit la pathologie développée. Cependant la détection s'est révélée plus précoce à 0,05% d'expansion pour le béton **CEMII-RSI-Si**. L'endommagement important engendré par le traitement thermique, observé par une forte diminution du module d'élasticité (cf. II.5.2.2.2), semble être à l'origine de la différence observée. Ce plus fort endommagement a été attribué d'une part à la plus faible adhérence des granulats siliceux avec la matrice cimentaire, confirmé par les observations microscopiques. D'autre part la plus faible résistance en compression de ce béton pourrait également expliquer en partie la différence observée. Les essais de migration des ions chlore n'ont pas permis de détecter la présence des RGI dans le béton, la présence de chemin percolant n'étant pas décelable sur le front de pénétration. Cependant, les mesures de résistivité électrique réalisées sur les mêmes échantillons se sont révélées sensibles et ont permis de détecter la RSI lors de la période latente pour une expansion inférieure à 0,1%. Dans le cas de la RAS au contraire, le gel étant résistif (Rivard et al., 2003), la propagation du gel dans la fissuration semble avoir généré une augmentation de la résistivité électrique au cours de la dégradation. Ce phénomène a retardé la détection lors du couplage des pathologies, entre 0,23 et 0,43% d'expansion.

IV. CHAPITRE IV : PROPOSITION D'UN INDICATEUR DE DURABILITE

IV.1 INTRODUCTION

Pour rappel, l'objectif de cette étude est d'identifier des propriétés capables de détecter et de suivre la présence des RGI au cours de leur développement. La démarche adoptée lors du chapitre précédent a permis de faire émerger les propriétés physico-chimiques et mécaniques qui sont sensibles au développement de ces pathologies. Un critère permettant la détection des pathologies a été utilisé. Ce chapitre présente dans un premier temps un résumé des propriétés physico-chimiques et mécaniques pertinentes pour la détection et le suivi des RGI dans le béton. Les mesures réalisées ont également permis de faire émerger des corrélations entre l'expansion, l'endommagement et les indicateurs de durabilité ; ces dernières sont présentées. Une méthode de diagnostic permettant de détecter et de suivre l'évolution des RGI dans le béton est également proposée. La forte dépendance des RGI avec les facteurs environnementaux, notamment le degré de saturation en eau, et la présence d'armature dans les ouvrages existant rend le diagnostic complexe. Des modèles numériques ont donc été développés depuis plusieurs années pour prédire l'évolution des RGI dans les structures en béton. Dans les ouvrages nucléaires, outre la diminution des caractéristiques mécaniques du béton, une perte de confinement engendré par la fissuration lors du développement des pathologies n'est pas acceptable. La perméabilité au gaz fait partie des indicateurs de durabilité permettant de quantifier cette perte de confinement. Une modélisation de l'évolution de la perméabilité au gaz au cours de la dégradation engendrée par les RGI est proposée en fin de chapitre.

IV.2 INDICATEUR DE DURABILITE ET RGI

Cette première partie présente dans un premier temps un résumé des propriétés physico-chimiques et mécaniques qui se sont révélées sensibles au développement des pathologies. Des corrélations obtenues entre l'expansion, l'endommagement et les indicateurs de durabilités sont ensuite présentées.

IV.2.1 Détection des RGI

Pour rappel, lors du précédent chapitre une démarche a été proposée pour permettre la détection des RGI dans le béton. Plusieurs études associent la présence de fissuration visible à

la surface du béton pour une expansion comprise entre 0,1 et 0,13% (Zhang et al., 2002 ; Brunetaud et al., 2008). Les indicateurs de durabilité sélectionnés doivent donc permettre de détecter la présence des RGI avant l'apparition de ces désordres. Ainsi, on peut considérer que la détection est précoce si elle intervient lors de la phase latente, pour une expansion inférieure à 0,15%.

IV.2.1.1 Cas de la RSI

Le tableau IV-1 présente un résumé des essais chimiques réalisés permettant la détection de la RSI. Parmi tous ces essais chimiques, seules les observations microscopiques permettent de détecter la RSI. L'ettringite différée a été observée dès le début de la phase latente pour les deux bétons étudiés pour une expansion inférieure à 0,05%.

	Expansion à la detection		Phase de la RSI
	CEMII-RSI-Ca	CEMI-RSI-Ca	
MEB	< 0,05%	< 0,05%	Latente / Latente
pH	-	-	-
Teneur en Portlandite	-	-	-
DRX	-	-	-

Tableau IV-1 : Résumé des propriétés chimiques permettant la détection de la RSI

Un résumé de la détection de la RSI par les essais physiques est présenté dans le tableau IV-2. Deux grandeurs physiques permettent de détecter la RSI à court terme lors de la phase latente : la perméabilité au gaz et la résistivité électrique. Cependant, dans le cas du béton **CEMI-RSI-Ca**, contenant des granulats calcaires, la détection de la RSI par la mesure de la perméabilité au gaz a lieu plus tardivement, lors de la phase d'accélération. Pour rappel, le plus fort endommagement engendré par le traitement thermique pour le béton **CEMII-RSI-Si** semble être à l'origine de l'importante augmentation de la perméabilité en début d'expansion (cf. III.4.3.2.1). De plus, la forte augmentation de la perméabilité apparente à l'air lors de l'expansion, en fait un indicateur intéressant pour la détection et le suivi des RGI au cours de la dégradation. Les mesures de porosité à l'eau ont également permis de détecter la présence de la RSI. Cependant, contrairement à la mesure de la perméabilité au gaz, l'augmentation de la porosité lors de la dégradation reste faible, limitant son intérêt pour la détection et le suivi des RGI (cf. III.4.2.1).

	Expansion à la détection		Phase de la RSI
	CEMII-RSI-Ca	CEMI-RSI-Ca	
Porosité à 40 °C	<0,1%	-	Latente/Accélération
Porosité à 105°C	<0,1%	<0,1%	Latente/Latente
Perméabilité au gaz	<0,05%	<0,29%	Latente/Accélération
Migration des chlorures	-	-	-
Résistivité électrique	<0,1%	<0,1%	Latente/Latente

Tableau IV-2 : Résumé des propriétés physiques permettant la détection de la RSI

La mesure des propriétés mécaniques au cours de la dégradation a permis de mettre en évidence que seule la mesure du module statique permet de détecter la RSI à court terme lors de la phase latente. La détection a eu lieu pour une expansion inférieure à 0,05%. Le tableau IV-3 présente un résumé des propriétés mécaniques qui ont permis de détecter la présence de la RSI.

	Expansion à la détection		Phase de la RSI
	CEMII-RSI-Ca	CEMI-RSI-Ca	
Résistance en compression	<0,25%	<0,17%	Accélération/Accélération
Module statique	<0,05%	<0,05%	Latente/Latente
Module dynamique AL	-	-	-
Module dynamique ANL	-	<0,29%	Accélération

Tableau IV-3 : Résumé des propriétés mécaniques permettant la détection de la RSI

En résumé, 4 mesures se sont révélées pertinentes pour la détection et le suivi de la RSI dans le béton : les observations microscopiques, la perméabilité au gaz, la résistivité électrique et la mesure du module statique.

IV.2.1.2 Cas de la RAS

Les propriétés chimiques permettant de détecter la présence de gel silico-alkalin sont présentées dans le tableau IV-4. Dans le cas de la RAS, seules les observations microscopiques permettent de détecter la présence précoce de gel. La détection a eu lieu lors de la période latente pour une expansion inférieure à 0,09% (tableau IV-4).

	Expansion à la détection	Phase de la RAS
	CEMI-RAS	
MEB	< 0,09%	Latente
pH	-	-
Teneur en Portlandite	-	-
DRX	-	-

Tableau IV-4 : Résumé des propriétés chimiques permettant la détection de la RAS

Les propriétés physiques mesurées pour détecter la RAS sont présentées dans le tableau IV-5. La mesure de la porosité à l'eau semble permettre une détection précoce de la RAS.

Cependant, il faut rester prudent sur ces résultats car l'augmentation de la porosité à l'eau au cours de la dégradation s'est révélée très faible, inférieure à 1%. Cet essai ne sera donc pas sélectionné comme indicateur de durabilité pour la détection et le suivi de la RAS. Contrairement à la mesure de la porosité à l'eau, un fort accroissement de la perméabilité au gaz a été quantifié au cours de l'expansion. La détection s'est produite pour une expansion inférieure à 0,17%. La mesure de cette propriété paraît donc essentielle pour la détection et le suivi de la RAS.

	Expansion à la déttection	Phase de la RAS
	CEMI-RAS	
Porosité à 40 °C	<0,09%	Accélération
Porosité à 105°C	<0,17%	Accélération
Perméabilité au gaz	<0,17%	Accélération
Migration des chlorures	-	-
Résistivité électrique	-	-

Tableau IV-5 : Résumé des propriétés physiques permettant la détection de la RAS

Contrairement à ce qui est observé pour la RSI, la résistivité électrique ne permet pas de détecter la présence de RAS. En effet, la présence de gel silico-alcalin mobile dans le béton, lorsqu'il n'est pas encore stabilisé par les ions calcium (Diamond, 1997), semble limiter l'augmentation des propriétés de transfert au cours de la dégradation. Le gel étant résistif (Rivard et al., 2003), une augmentation de la résistivité a été quantifiée au cours de la dégradation.

Un résumé des caractéristiques mécaniques, permettant la détection de la RAS, est présenté dans le tableau IV-6. Deux essais permettent cette détection à cours terme en début de phase d'accélération : le module statique et le module dynamique mesuré par la méthode d'acoustique non linéaire.

	Expansion à la déttection	Phase de la RAS
	CEMI-RAS	
Résistance en compression	<0,31%	Stabilisation
Module statique	<0,09%	Accélération
Module dynamique AL	-	-
Module dynamique ANL	<0,17%	Accélération

Tableau IV-6 : Résumé des propriétés mécaniques permettant la détection de la RAS

Les résultats présentés montrent que seulement 4 mesures semblent pertinentes pour détecter et suivre la présence de la RAS : les observations microscopiques, la perméabilité au gaz, la

mesure du module statique et la mesure du module dynamique par la méthode d'acoustique non linéaire.

IV.2.1.3 Cas du couplage

Le tableau IV-7 présente un résumé des propriétés chimiques permettant la détection lors du couplage des RGI. Comme précédemment, seules les observations microscopiques permettent de détecter la présence des pathologies dans le béton. La détection a eu lieu lors de la période latente pour une expansion inférieure à 0,13%.

	Expansion à la détection	Phase du couplage
	CEMI-RAS&RSI	
MEB	<0,13%	Latente
pH	-	-
Teneur en Portlandite	-	-
DRX	-	-

Tableau IV-7 : Résumé des propriétés chimiques permettant la détection lors du couplage des RGI

Les caractéristiques physiques permettant la détection lors de la concomitance des pathologies sont résumées dans le tableau IV-8. Contrairement au cas de la RSI seule, la présence du gel dans le béton ne permet pas de détecter la RSI à court terme lors de la période latente dans le cas du couplage des RGI. La mesure de la porosité à l'eau a permis de détecter la présence des pathologies lors de la phase d'accélération. Cependant, là encore, devant la faible augmentation de cette propriété au cours de la dégradation cet essai ne sera pas sélectionné en tant qu'indicateur de durabilité pour la détection et le suivi des RGI. La mesure de la perméabilité au gaz a montré une forte augmentation au cours de la dégradation, la détection s'est produite entre 0,23 et 0,43% d'expansion. Devant les résultats obtenus dans le cas de la RAS et de la RSI, cette mesure paraît pertinente pour la détection et le suivi des RGI dans le béton. En effet, d'une part l'augmentation de la perméabilité apparente semble avoir lieu pour une même expansion quelle que soit la pathologie développée (CEMI-RSI-Ca, CEMI-RAS et CEMI-RAS&RSI) (cf. III.4.3.2). D'autre part, la forte augmentation de la perméabilité au cours de l'expansion témoigne de l'importante dégradation engendrée par le développement des RGI et paraît donc indispensable pour le suivi des pathologies. De plus, pour les ouvrages nucléaires, l'augmentation avérée de la perméabilité au gaz pourrait amener à une perte précoce du confinement du béton lors du développement des RGI.

	Expansion à la detection	Phase du couplage
	CEMI-RAS&RSI	
Porosité à 40 °C	<0,23%	Accélération
Porosité à 105°C	<0,13%	Accélération
Perméabilité au gaz	<0,43%	Accélération
Migration des chlorures	-	-
Résistivité électrique	<0,43%	Accélération

Tableau IV-8 : Résumé des propriétés physiques permettant la détection lors du couplage des RGI

Les propriétés mécaniques permettant la détection lors du couplage des deux RGI sont présentées dans le tableau IV-9. Deux mesures permettent une détection précoce des pathologies, en début de phase d'accélération, pour une expansion inférieure à 0,13% : la mesure du module statique et du module dynamique par la méthode d'acoustique non linéaire.

	Expansion à la detection	Phase du couplage
	CEMI-RAS&RSI	
Résistance en compression	<0,23%	Accélération
Module statique	<0,13%	Accélération
Module dynamique AL	-	-
Module dynamique ANL	<0,13%	Accélération

Tableau IV-9 : Résumé des propriétés physiques permettant la détection lors du couplage des RGI

Finalement, l'étude du couplage des pathologies a permis de montrer que seules les mesures permettant une détection à court terme à la fois de la RSI et de la RAS peuvent permettre une détection précoce lorsque les deux pathologies sont couplées. En effet, contrairement à ce qui est observée pour la RSI, la mesure de la résistivité électrique ne permet pas la détection en début d'expansion, lorsque les deux pathologies apparaissent simultanément dans le béton. Dans le cas du couplage des RGI, 4 mesures permettent une détection précoce des pathologies : les observations microscopiques, la perméabilité au gaz, le module statique et le module dynamique par la méthode d'acoustique non linéaire.

Finalement, ces résultats mettent en évidence que la détection des RGI par les propriétés qui se sont révélés sensibles à leur développement a lieu pour une même expansion, quelle que soit la pathologie développée (CEMI-RSI-Ca, CEMI-RAS et CEMI-RAS&RSI). Hormis pour la mesure de résistivité électrique, qui ne s'est montrée sensible uniquement pour la détection de la RSI, le gel silico-alcalin étant résistif (Rivard et al., 2003).

IV.2.2 Corrélations entre expansion, endommagement et indicateurs de durabilité

Afin de ne prendre en compte que les évolutions dues à la présence des pathologies, la part liée à la poursuite des réactions d'hydratation a été retranchée sur les valeurs des propriétés mesurées au cours de l'expansion. Les corrélations obtenues entre l'expansion et l'endommagement généré par la présence des RGI sont dans un premier temps présentées. D'autres corrélations ont été obtenues entre l'endommagement et les indicateurs de durabilité sensibles à la présence des RGI ; ces dernières sont également présentées.

IV.2.2.1 Corrélation entre l'expansion et l'endommagement

Il existe différentes manières de calculer l'endommagement du béton au cours d'une dégradation. Il peut être obtenu par la mesure du module d'Young, de la résistance en compression ou encore de la résistance en traction. Cette variable notée « d » est généralement déterminée à partir de la perte des propriétés mécaniques, elle peut être différente si elle est calculée à partir d'un essai de traction ou de compression (Sellier et Bary, 2002).

A partir des essais réalisés au cours de cette thèse, l'endommagement en compression est déterminé à partir de la résistance en compression, du module statique et du module dynamique (ANL). Il est défini par l'équation IV-1 :

$$d_c = 1 - \frac{X_{tpath}}{X_0} \quad (IV-1)$$

« X_{tpath} » correspond à la valeur de la propriété mesurée au cours de la dégradation liée uniquement au développement des pathologies, cette valeur est déterminée selon la relation IV-2 :

$$X_{tpath} = X_t - X_0 \frac{X_{tréf} - X_{oréf}}{X_{oréf}} \quad (IV-2)$$

« X_t » représente la valeur de la propriété mesurée au cours de la dégradation, « $X_{tréf}$ » correspond à la valeur de la propriété mesurée sur le béton de référence au cours du vieillissement. L'évolution de cette valeur est due à la poursuite de l'hydratation du ciment. Enfin, « $X_{oréf}$ » et « X_0 » représentent respectivement la valeur de la propriété mesurée initialement sur le béton de référence et sur le béton pathologique. Cette relation permet donc de retrancher la part de l'hydratation et ainsi révéler uniquement la part évolutive liée à la présence des RGI dans le béton (cf. III.2.2).

Les endommagements en compression déterminés à partir du module statique, dynamique (ANL) et de la résistance en compression sont respectivement notés « $d_c(E_s)$ », « $d_c(E_d)$ » et « $d_c(R_c)$ ».

Capra et Sellier (Capra et Sellier, 2003) ont développé une loi empirique reliant les déformations générées par la RAS, noté « ε_t », et l'endommagement qu'elle cause (équ. IV-3) :

$$\varepsilon_t = \varepsilon_0 \frac{d}{1-d} \quad (\text{IV-3})$$

« ε_0 » est un paramètre matériau qui a été déterminé à partir d'essais trouvés dans la littérature. Il a été évalué à 0,3% pour l'endommagement de traction « d_t » d'après les essais réalisés à l'ISE (ISE, 1992). Les auteurs proposaient une autre calibration pour l'endommagement de compression « d_c ».

Par ailleurs, Sellier et Bary (Sellier et Bary, 2002) ont analysé la combinaison entre l'endommagement de traction « d_t » et celui de compression « d_c » dans un essai de flexion en fonction de la direction du chargement. Ils ont ainsi montré que l'endommagement de compression était principalement impacté par l'endommagement de traction dans les deux directions perpendiculaires au chargement de compression. Dans le cas d'une RGI isotrope, le gonflement créé dans toutes les directions est identique. Il en résulte donc un endommagement de traction identique dans les trois directions. L'endommagement de compression peut alors se déduire de l'endommagement de traction par la relation suivante (équ. IV-4) :

$$d_c = 1 - (1 - d_t)^{2\alpha} \quad (\text{IV-4})$$

« α » est un paramètre permettant de prendre en compte l'effet de la fissuration de traction sur l'endommagement mesuré en compression. L'analyse inverse d'un essai de flexion a permis d'évaluer sa valeur à 0,15 (Sellier et Bary, 2002).

En se basant sur ces travaux, il est donc possible d'évaluer l'endommagement de traction à partir de la relation de (Capra et Sellier, 2003) ($\varepsilon_0=0,3\%$) et d'en déduire l'endommagement de compression induit par la relation inspirée des travaux de (Sellier et Bary, 2002) ($\alpha=0,15$). Cette approche peut être retenue pour la modélisation macroscopique de structures endommagées par des RGI (Morenon et al., 2017).

La figure IV-1 présente les résultats d'endommagement « $d_c(E_s)$ » calculés à partir du module statique au cours de l'expansion pour tous les bétons caractérisés. Les lois empiriques IV-3 et IV-4 sont également représentées sur la figure IV-1.

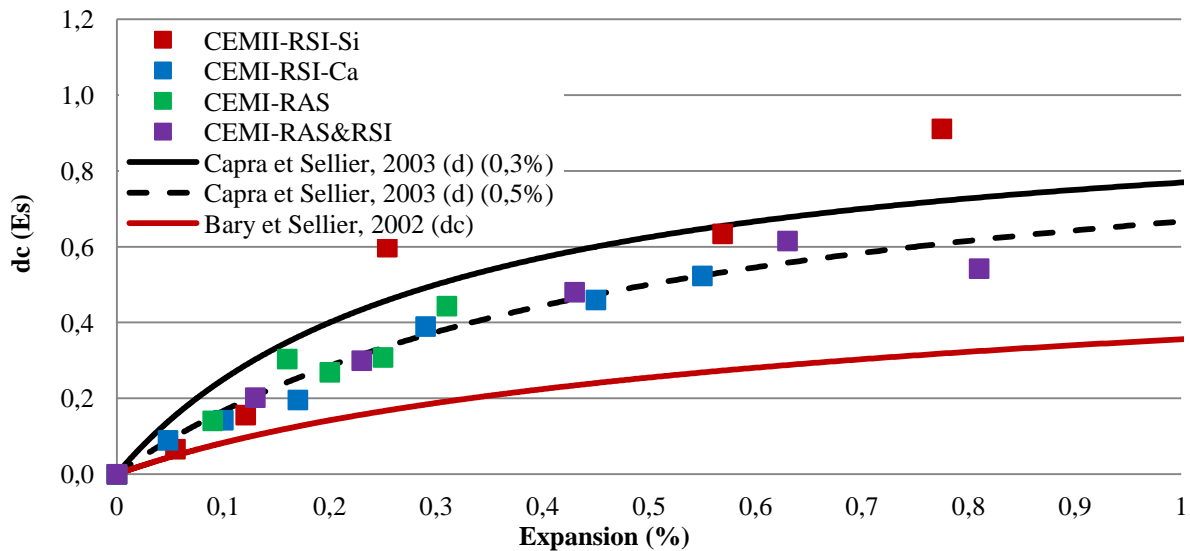


Figure IV-1 : Evolution de l'endommagement en compression en fonction de l'expansion : cas du module statique

Les résultats présentés sur la figure IV-1 mettent en évidence que quelle que soit la pathologie développée, l'endommagement semble être directement corrélé à l'expansion générée.

L'évolution de l'endommagement « $d_c(E_s)$ » semble suivre la loi décrivant l'évolution de l'endommagement en traction « d_t » proposée par Capra et Sellier (Capra et Sellier, 2003). Cependant, l'endommagement a été calculé par le module statique, générant des contraintes de compression lors de l'essai. Cet endommagement devrait donc être plutôt corrélé à la loi empirique décrivant l'endommagement en compression déduit de la relation proposée par Sellier et Bary (Sellier et Bary, 2002). Les résultats trouvés dans la littérature montrent également cette tendance. En effet, (Sanchez et al., 2014) ont calculé l'endommagement du béton, généré par le développement de la RAS, au cours de la dégradation et ont évalué l'endommagement en compression déduit de la loi IV-4. Comme il est observé sur la figure IV-1, la loi IV-4 sous-estime l'endommagement de compression mesuré par le module statique, tandis que celle proposée par Capra et Sellier (Capra et Sellier, 2003) l'évalue correctement pour une valeur de « ϵ_0 » de 0,5%. Une étude plus récente de (Martin et al., 2017) sur la RSI présente des résultats similaires : la loi empirique reliant l'endommagement en traction à l'expansion libre surestime la valeur de l'endommagement en compression mesuré par le module statique. (Martin et al., 2017) ont donc proposé de fixer le paramètre « ϵ_0 » à 0,6%. Dans cette étude, le paramètre « ϵ_0 » serait donc plutôt de l'ordre de 0,5% comme le montre la courbe en pointillé sur le graphe IV-1.

La figure IV-2 présente les résultats de l'endommagement « $d_c(R_c)$ » déterminé à partir des essais de résistance en compression en fonction de l'expansion générée par les RGI. Les deux lois empiriques IV-1 et IV-2 sont également représentées sur le graphe.

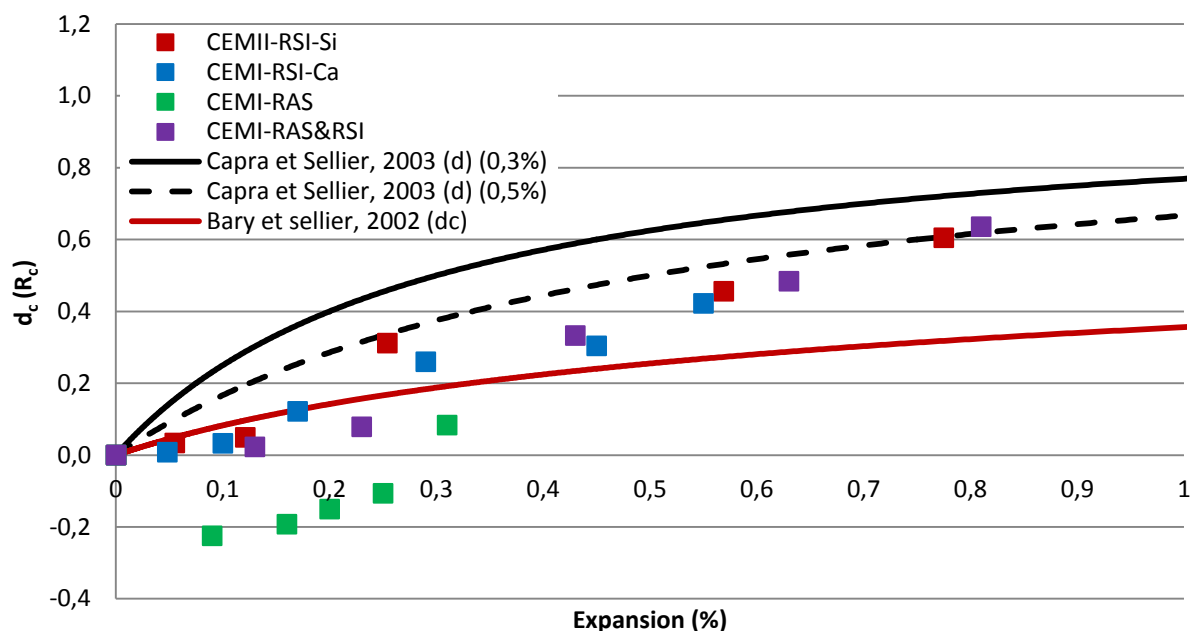


Figure IV-2 : Evolution de l'endommagement en compression en fonction de l'expansion : cas de la résistance en compression

Contrairement à ce qui est observé précédemment, l'endommagement mesuré par la résistance en compression semble être correctement décrit par la loi déduite de (Sellier et Bary, 2002) reliant l'endommagement mesuré en compression avec celui obtenu en traction, jusqu'à environ 0,5% d'expansion. Cependant, malgré la prise en compte de l'effet de l'hydratation sur la mesure de la résistance en compression, l'endommagement du béton CEMI-RAS est négatif en début d'expansion. (Martin et al., 2017) soulignent également que l'utilisation de la résistance en compression pour le calcul de l'endommagement peut conduire à des endommagements négatifs causés par la RAS en début d'expansion. Sanchez et al., ont également réalisé des mesures de résistance en compression sur des bétons atteints de RAS et ont déterminé l'endommagement à partir de ces essais (Sanchez et al., 2014) ; les résultats obtenus montrent une bonne corrélation avec la loi proposée par (Sellier et Bary, 2002).

Dans l'objectif de la détection des pathologies, les corrélations obtenues entre l'endommagement en compression mesuré par deux méthodes d'essais (module statique et résistance en compression) semblent mettre en évidence qu'il est préférable d'utiliser la mesure du module statique pour accéder à la valeur de l'endommagement. En effet, pour tout béton caractérisé, et quelle que soit la pathologie développée l'évolution de

l'endommagement au cours de la dégradation semble identique. De plus contrairement à l'endommagement obtenu à partir des essais de résistance en compression, l'endommagement augmente pour tous les bétons en début d'expansion. On note, pour ces deux variables « $d_c(E_s)$ » et « $d_c(R_c)$ », un endommagement de 60% pour une expansion d'environ 0,8%.

La figure IV-3 présente l'évolution de l'endommagement calculé par le module statique « $d_c(E_s)$ » en fonction de l'endommagement déterminé par le module dynamique (ANL) « $d_c(E_d)$ ». Tous les bétons pathologiques caractérisés par ces deux essais au cours de la dégradation sont présentés dans la figure IV-3 (CEMI-RSI-Ca, CEMI-RAS et CEMI-RAS&RSI).

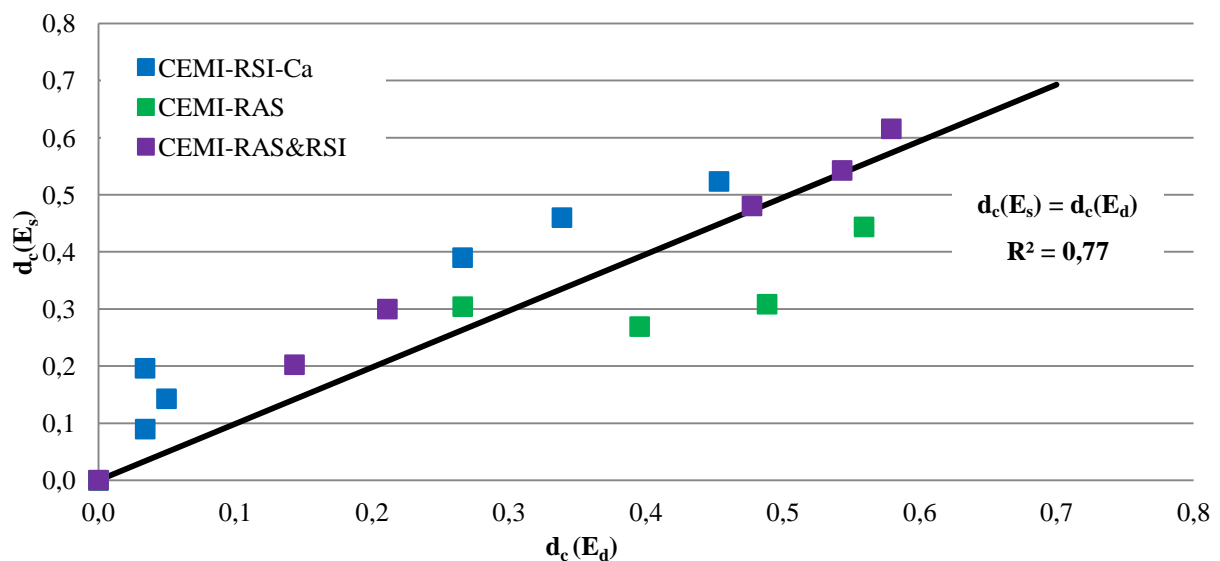


Figure IV-3 : Corrélation entre l'endommagement obtenu par la mesure du module statique et dynamique (ANL)

Ces résultats mettent en évidence que quelle que soit la pathologie développée, une corrélation linéaire est obtenue entre l'endommagement mesuré par le module statique et l'endommagement obtenu par le module dynamique (ANL). De plus, le coefficient directeur de la droite de corrélation est égal à 1, ce qui signifie que pour accéder à la variable d'endommagement « $d_c(E)$ » quel que soit le protocole d'essai employé, la valeur de l'endommagement sera similaire. La caractérisation du module dynamique (ANL) faisant partie des essais de contrôle non destructifs, l'utilisation de cette méthode de mesure peut se révéler essentielle dans le cas d'ouvrages nucléaires pour la détection des RGI dans le béton.

IV.2.2.2 Corrélation entre l'endommagement et les indicateurs de durabilité

Les résultats obtenus sur la caractérisation des propriétés physiques et mécaniques au cours de la dégradation a permis de faire émerger des corrélations entre les indicateurs de durabilités

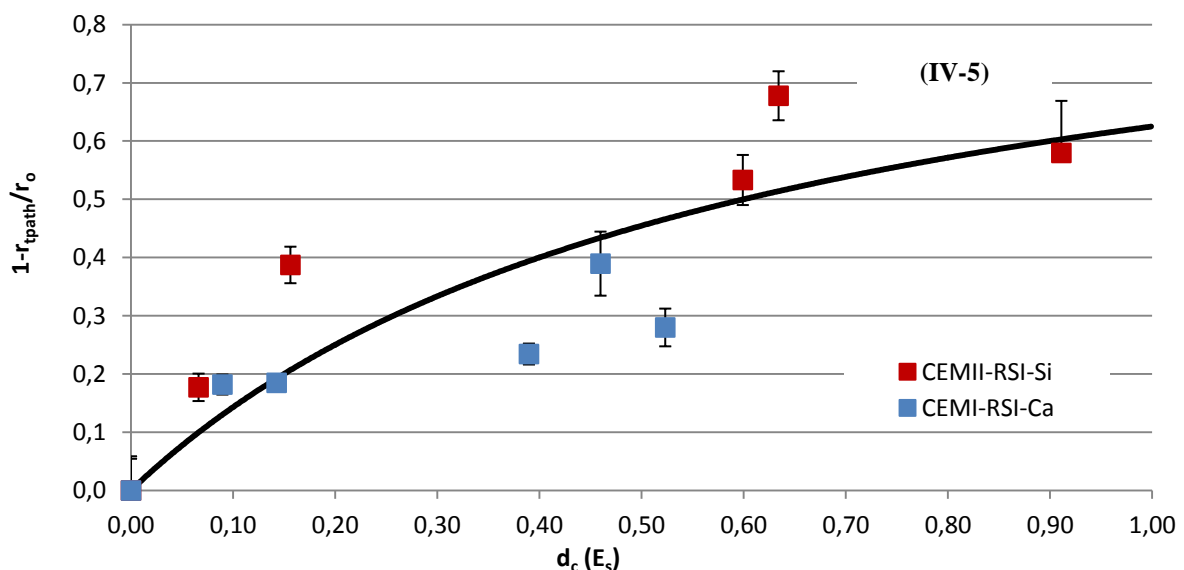
sélectionnés pour la détection des RGI et l'endommagement du béton. Une première corrélation a été obtenue entre l'évolution de la résistivité électrique et l'endommagement au cours de la dégradation du béton par la RSI ; cette dernière est présentée sur la figure IV-4.

L'équation empirique utilisée pour relier l'évolution de la résistivité électrique à l'endommagement « $d_c(E_s)$ » est calculée à partir du module statique, correspond à la relation IV-5 :

$$d_c(E_s) = \alpha \left(\frac{r_0 - r_{tpath}}{r_{tpath}} \right) \quad (IV-5)$$

« r_0 » correspond à la valeur de la résistivité électrique mesurée à l'état initial sur le béton pathologique et « r_{tpath} » à celle obtenue au cours de la dégradation à partir de l'équation IV-2.

La relation IV-5 est représentée par la courbe noire présente dans la figure IV-4. Le paramètre de calage α a été estimé à une valeur de 0,6 en minimisant l'erreur au carrée. Pour rappel, la détection des pathologies par la mesure de la résistivité électrique ne s'est révélée précoce que dans le cas de la RSI ; c'est pourquoi seuls les bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca** sont présentés dans la figure IV-4. La forte pente de la courbe observée en début d'endommagement conforte la sensibilité de cette mesure pour la détection précoce de la RSI. Par la suite, une stabilisation de la mesure de la résistivité électrique est observée. Pour rappel, cette stabilisation pourrait être la conséquence de l'équilibre créé entre l'ouverture des fissures et leur remplissage par l'ettringite différée (cf. III.4.3.4.1).



*Figure IV-4 : Corrélation entre le rapport de résistivité électrique et l'endommagement par RSI mesuré par le module statique (bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca**)*

La corrélation entre l'accroissement de la perméabilité et l'endommagement est présentée, pour tous les bétons étudiés, sur la figure IV-5.

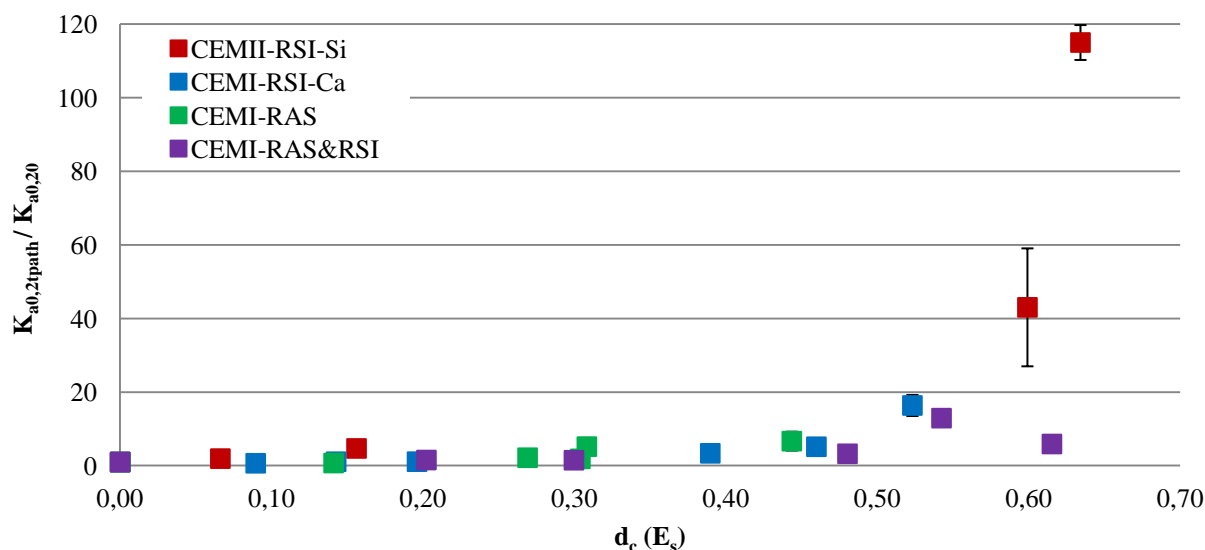


Figure IV-5 : Corrélation entre le rapport de la perméabilité apparente ($K_{a0,2tpath}/K_{a0,20}$) et l'endommagement mesuré par le module statique

Pour rappel, dans le cas de la RSI, la perméabilité du béton **CEMII-RSI-Si** s'est révélée fortement impactée en début de dégradation en comparaison au béton **CEMI-RSI-Ca**. En effet, l'endommagement important du béton **CEMII-RSI-Si** engendré par le traitement thermique a généré la présence de chemins percolant le matériau pour un plus faible taux d'endommagement, inférieur à 10%. Pour mieux voir cet effet, un zoom de la figure IV-5 est représenté sur la figure IV-6.

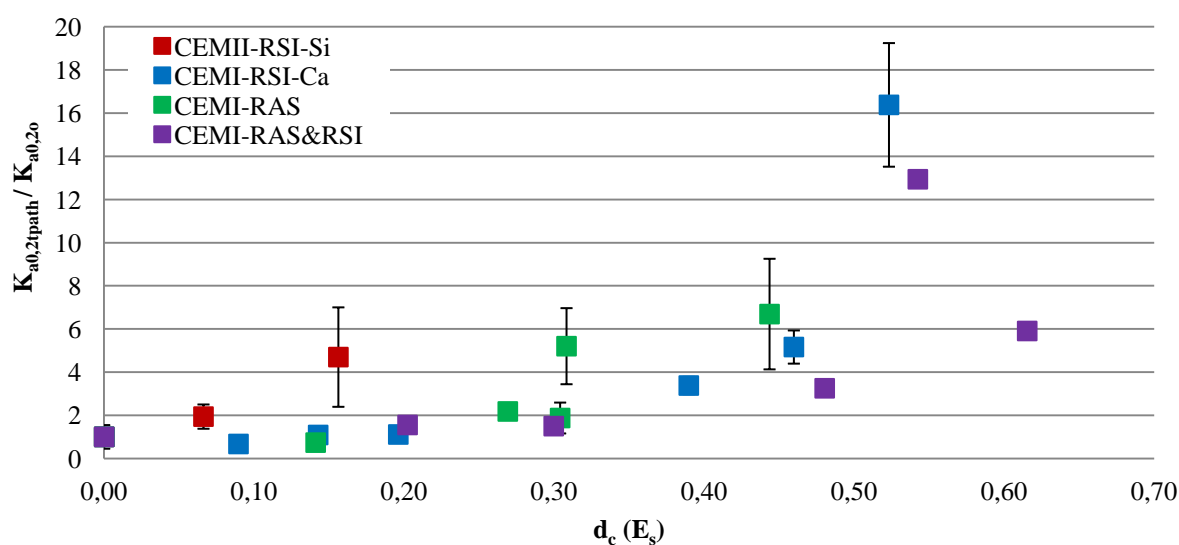


Figure IV-6 : Corrélation entre le rapport de la perméabilité apparente ($K_{a0,2tpath}/K_{a0,20}$) et l'endommagement mesuré par le module statique

Pour les bétons CEMI-RSI-Ca, CEMI-RAS et CEMI-RAS&RSI, l'accroissement du rapport de la perméabilité apparente semble avoir lieu pour un même endommagement. En réalité, il semblerait que ce soit également le cas pour le béton CEMII-RSI-Si. A partir de la comparaison des modules statiques mesurés sur le béton pathologique « E_{s0} » et le béton de référence « $E_{s0\text{réf}}$ » à l'état initial (cf. II.4.2.2.2) c'est-à-dire après le traitement thermique, on peut en déduire l'endommagement engendré par le traitement thermique « $d_c^{TT}(E_s)$ » :

$$d_c^{TT}(E_s) = 1 - \frac{E_{s0}}{E_{s0\text{réf}}} \quad \text{IV-6}$$

On peut ainsi calculer la part d'accroissement de la perméabilité due uniquement au développement de la RSI. La corrélation corrigée pour tous les bétons est présentée sur la figure IV-7.

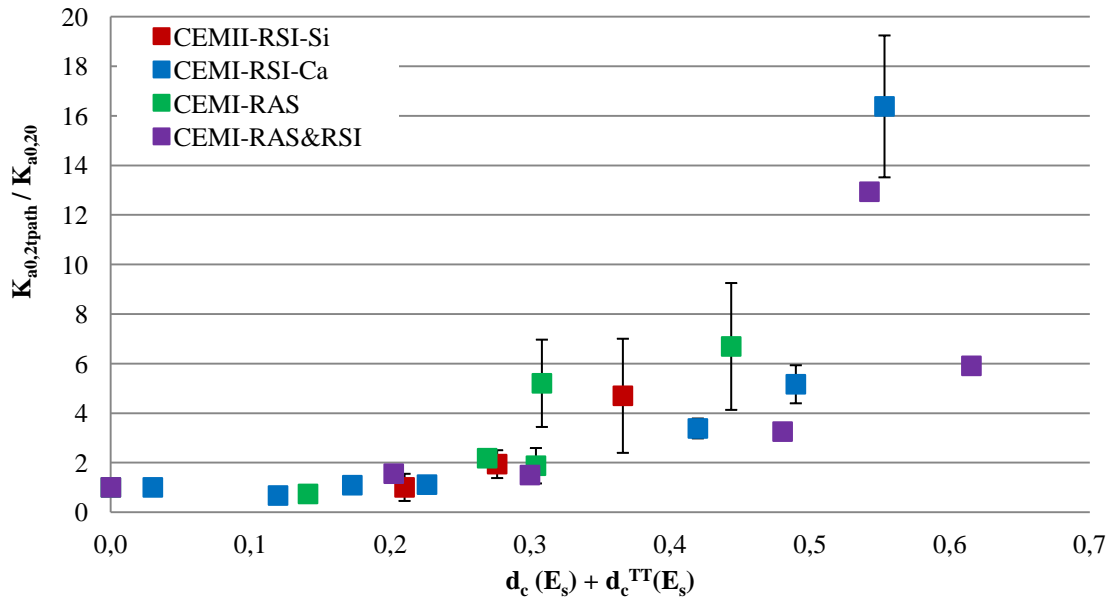


Figure IV-7 : Corrélation entre le rapport de perméabilité apparent ($K_{a0,2\text{path}}/K_{a0,20}$) et l'endommagement mesuré par le module statique (prise en compte du traitement thermique)

Ces résultats mettent en évidence que quelle que soit la pathologie développée, l'accroissement du rapport de la perméabilité apparente en fonction de l'endommagement est identique. A partir de 30% d'endommagement, la perméabilité mesurée est environ deux fois plus importante que celle mesurée initialement sur le béton.

IV.3 MODELISATION DE LA PERMEABILITE AU GAZ

L'objectif de cette partie est de proposer un modèle permettant de décrire l'évolution de la perméabilité apparente au gaz au cours de la dégradation des bétons. Pour rappel, l'évolution du rapport de perméabilité apparente s'est révélé identique quelle que soit la pathologie

développée (RSI, RAS et couplage RAS+RSI) et semble uniquement fonction de l'endommagement généré (cf. IV.2.2.2). Dans le cas d'une fissure localisée, généralement réalisée par un essai de fendage, des études ont montré que la variation de la perméabilité peut être exprimée en fonction de l'ouverture de la fissure (Aldea et al., 1999 ; Picandet et al., 2009 ; Akhavan et al., 2012 ; Rastiello et al., 2014). Dans ce cas, l'utilisation de la loi de Poiseuille pour un flux laminaire semble être appropriée pour prédire le flux traversant la fissure. D'autres auteurs ont étudié la variation de perméabilité dans le cas d'une fissuration diffuse. Des essais de compression uni-axiale et de chargement déviatorique sont utilisés pour générer la fissuration. (Picandet et al., 2001 ; Choinska et al., 2007) ont relié la perméabilité à l'endommagement déterminé à partir du module d'élasticité. Ces modèles empiriques ont l'avantage d'être simple d'utilisation. Une seule équation contenant deux paramètres de calage est utilisée pour décrire l'évolution de la perméabilité. Par la suite (Rahal et al., 2016) ont développé une modélisation de la perméabilité sous un code d'éléments finis (CAST3M). La loi de Poiseuille est utilisée pour évaluer la perméabilité au cours de la dégradation. La fissuration est considérée comme étant une succession de plans parallèles dont l'espacement est identique dans une direction donnée. Pour prendre en compte la tortuosité et la rugosité des fissures, un coefficient est ajouté à l'équation de Poiseuille. (Wimalasiri et al., 2018) ont également proposé une modélisation de la perméabilité sous un code d'éléments finis (ABAQUS). Cependant, une autre approche a été adoptée. Ce modèle (2D) mésoscopique considère trois phases : les granulats, l'ITZ et la matrice cimentaire. La répartition des granulats est effectuée d'après la méthodologie proposée par (Zheng et al., 2003). A partir de l'endommagement obtenu par la modélisation, la perméabilité est calculée selon l'équation empirique reliant la perméabilité et l'endommagement proposée par (Choinska et al., 2007).

Deux modèles sont présentés pour décrire l'évolution de la perméabilité au gaz au cours de la dégradation provoquée par les RGI :

- un modèle empirique simplifié constitué d'une seule équation, inspiré des travaux de (Picandet et al., 2001 ; Choinska et al., 2007),
- un deuxième modèle plus théorique, basé sur les travaux de (Picandet et al., 2009 ; Rahal et al., 2016 ; Wimalasari et al., 2018).

Pour ce deuxième modèle, il s'agira dans un premier temps d'utiliser la méthode de répartition granulaire proposée par (Zheng et al., 2003). Par la suite, la fissuration engendrée par l'expansion sera répartie autour de chaque granulat. Cette nouvelle approche a été utilisée car l'interface pâte granulat est une zone propice au développement des RGI (cf. III.3) et la

taille et la fraction volumique des granulats semblent avoir une forte influence sur la perméabilité de bétons endommagés (Wimalasari et al., 2018). Enfin, la loi de Poiseuille dans le cas de fluide compressible décrivant le flux à travers un tube creux est utilisée dans la modélisation pour calculer la perméabilité à travers la fissuration.

IV.3.1 Modèle empirique simplifié

Une seule équation contenant deux paramètres de calage est utilisée pour décrire l'évolution de la perméabilité. Cette approche est inspirée des modèles empiriques proposés par (Picandet et al., 2001 ; Choinska et al., 2007). L'équation empirique (eq. IV-7) utilisée est arbitraire, elle a été déterminée pour retranscrire la tendance exponentielle de l'évolution de la perméabilité apparente au gaz, quantifiée au cours de l'endommagement.

$$\frac{K_{a0,2tpath}}{K_{a0,2opath}} = 1 + [a(e^{b \cdot [d_c(E_s) + d_c^{TT}(E_s)]} - 1)] \quad (IV-7)$$

Le tableau 2-10 présente la valeur des deux paramètres « a » et « b » utilisés dans l'équation (IV-23). Les valeurs de ces coefficients ont été déterminées en minimisant l'erreur au carrée à partir des résultats obtenus sur les bétons de notre étude.

Paramètres du modèle	
a	0,1
b	7,8

Tableau IV-10 : Valeur des paramètres utilisés dans le modèle simplifié

La figure IV-8 présente l'évolution du rapport entre la perméabilité apparente au gaz et la valeur mesurée à l'état sain en fonction de l'endommagement déterminé à partir du module statique. L'endommagement engendré lors du traitement thermique est également pris en compte (équation IV-6).

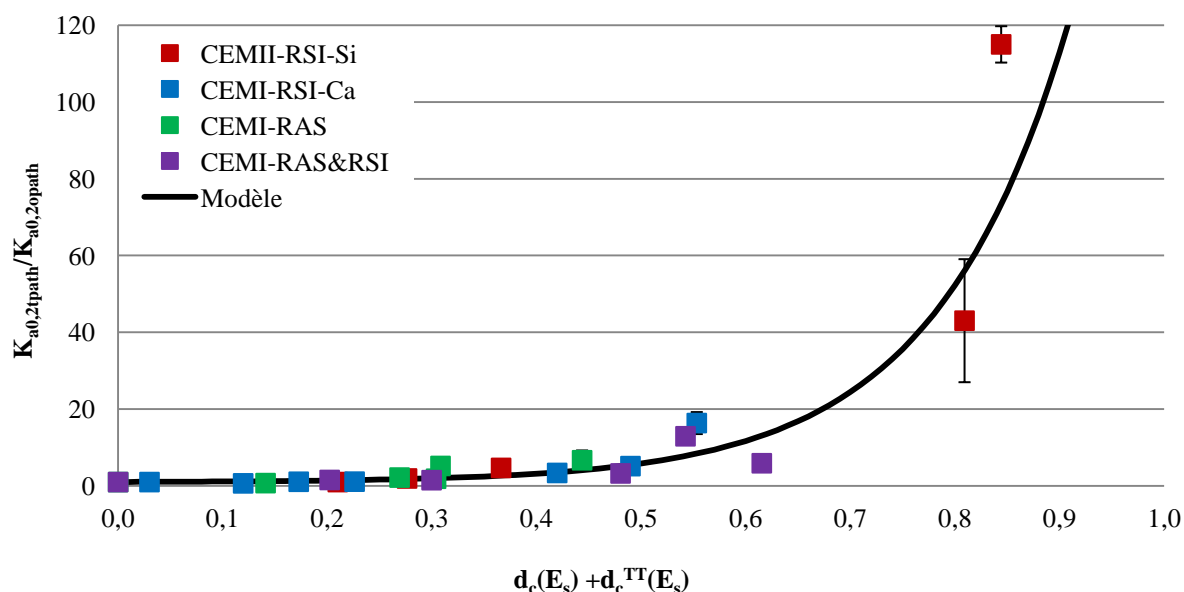


Figure IV-8 : Evolution du rapport de perméabilité $K_{a0,2tpath}/K_{a0,2opath}$ en fonction de l'endommagement (modèle simplifié)

L'équation utilisée semble capable d'évaluer correctement l'évolution de la perméabilité au cours de l'endommagement. L'échelle est adaptée sur la figure IV-9 pour mieux observer l'évolution de la perméabilité en début d'endommagement.

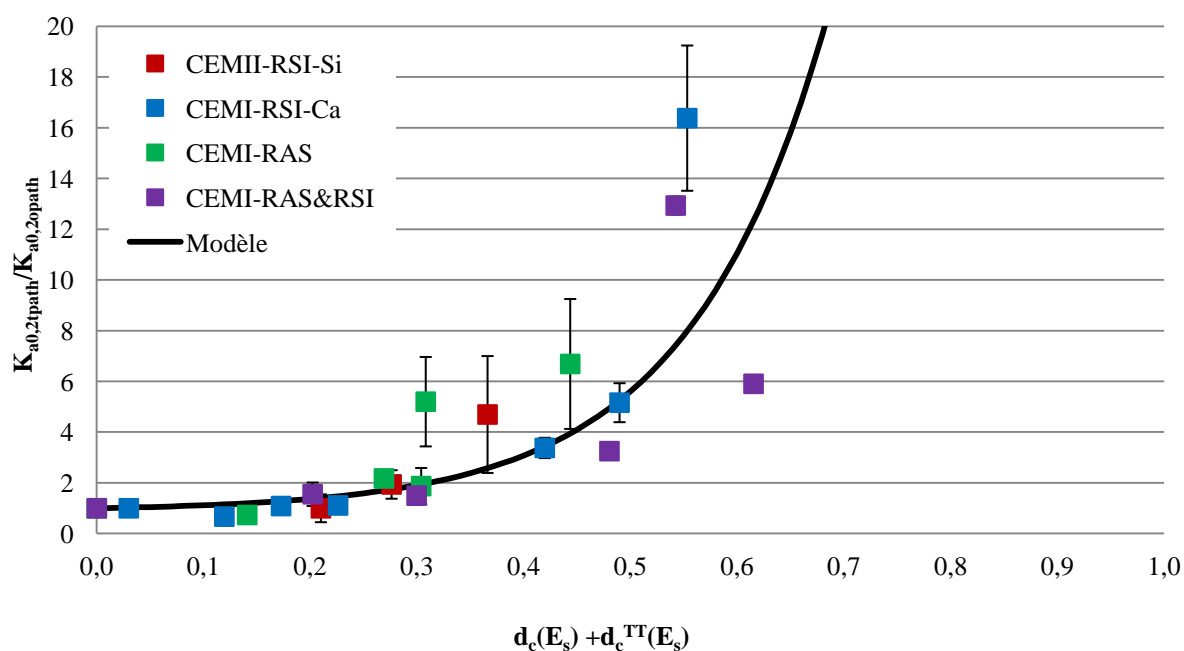


Figure IV-9 : Evolution du rapport de perméabilité $K_{a0,2tpath}/K_{a0,2opath}$ en fonction de l'endommagement (modèle simplifié)

Ce modèle constitué d'une seule équation présente l'avantage d'être simple d'utilisation. Le calage des deux paramètres utilisés dans le modèle semble être adapté pour décrire les évolutions observées.

IV.3.2 Modèle théorique

IV.3.2.1 Répartition des granulats

La méthodologie proposée par (Zheng et al., 2003) est utilisée pour la répartition des granulats.

En connaissant le pourcentage volumique de chaque classe granulaire et la fraction volumique de granulats dans le béton, il est possible de déterminer la fraction surfacique de chaque classe de granulat. Dans ce cas, il est nécessaire de considérer que la répartition des granulats dans le béton est homogène. Les fractions volumique et surfacique des granulats sont donc identiques (éq. IV-8).

$$f_{gi}^V = f_{gi}^S \quad (\text{IV-8})$$

f_{gi}^V correspond à la fraction volumique de granulat de diamètre i et f_{gi}^S à la fraction surfacique de granulat de diamètre i .

A partir de la fraction surfacique de chaque granulat de diamètre i , le nombre de granulats i peut être déterminé selon l'équation IV-9 :

$$N_{gi} = \frac{4 \cdot f_{gi}^S \cdot S_0}{\pi \cdot d_{gi}^2} \quad (\text{IV-9})$$

Avec N_{gi} le nombre de granulats de diamètre i réparti dans la surface initiale de l'échantillon de béton S_0 (m²) et d_{gi} le diamètre du granulat i (m).

Par la suite, le nombre de granulats i déterminé par la relation IV-9 doit être ramené à un nombre entier. Dans un premier temps le nombre de granulat de plus gros diamètre est déterminé, le nombre obtenu est ramené au nombre entier inférieur, de telle sorte que la condition IV-10 soit toujours respectée :

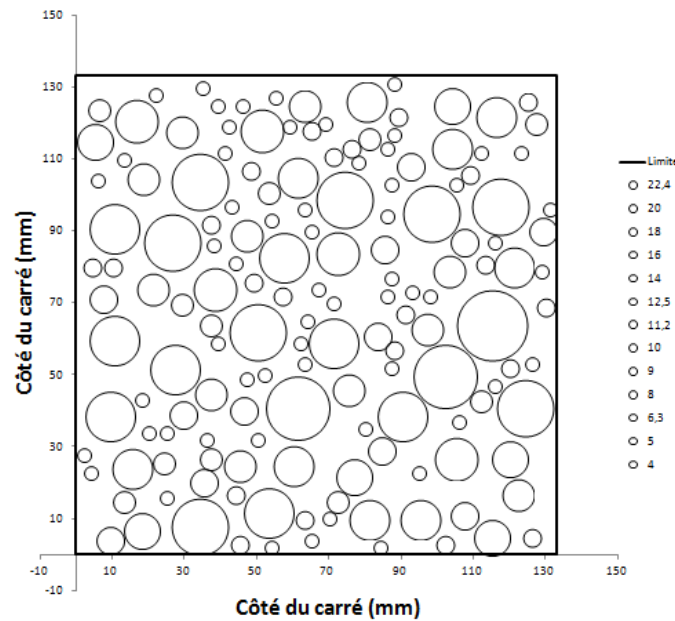
$$N_{gi} \cdot S_{gi} \leq S_0 \cdot f_{gi}^S \quad (\text{IV-10})$$

S_{gi} correspond à la surface du granulat de diamètre i .

Ensuite, la détermination du nombre de granulat se fait par taille décroissante. Le nombre entier de granulat doit être déterminé en respectant la condition IV-11 : c'est-à-dire que le nombre entier de granulats pour chaque dimension doit être au plus proche de celui obtenu à partir des données de la formulation sans le dépasser.

$$N_{gi} \cdot S_{gi} + N_{gi+1} \cdot S_{gi+1} \leq S_0 \cdot (f_{gi}^S + f_{gi+1}^S) \quad (\text{IV-11})$$

Une fois le nombre total de granulat connu, ces derniers peuvent être répartis sur la surface de béton concernée. La répartition des granulats se fait dans l'ordre décroissant, la position de chaque granulat sur la surface S_0 se fait aléatoirement. Pour une surface carrée de côté « a », la position du granulat est générée sur le domaine $\{d_{gi}/2 ; a - d_{gi}/2\}$, ce qui permet de prendre en compte l'effet de paroi. La position de chaque granulat doit être déterminée de telle sorte qu'il n'y ait pas d'intersection entre les granulats. Un exemple de répartition est présenté sur la figure IV-10. Cette répartition a été réalisée pour béton **CEMII-RSI-Si** et concerne les granulats de 4 à 22,4mm.



*Figure IV-10 : Exemple de répartition granulaire (4-22,4mm) : cas du béton **CEMII-RSI-Si***

Par la suite, la fissuration va être répartie autour de chaque granulat. Le nombre de granulat sur la surface de béton étant indépendant de la position des granulats, la fissuration engendrée sera aussi indépendante de la position des granulats. La répartition aléatoire n'est donc pas nécessaire dans cette modélisation, seul le nombre de granulats pour chaque classe considérée doit être connu.

IV.3.2.2 Ouverture de fissure

Il s'agit maintenant de relier l'ouverture des fissures à l'expansion du béton, provoquée par les RGI. La déformation transversale liée aux pathologies, notée « $\varepsilon_{RGI}(t)$ », représentée sur la figure IV-11, est considérée comme isotrope. Elle est déterminée selon l'équation IV-12 :

$$\varepsilon_{RGI}(t) = \frac{d_0 + d_f(t)}{d_0} \quad (\text{IV-12})$$

Avec, d_0 le diamètre de l'échantillon de béton sain (m), $d_0+d_f(t)$ le diamètre de l'échantillon dégradé à un temps t (m) et $\varepsilon_{rsi}(t)$ la déformation de l'échantillon dégradé à un temps t (m/m).

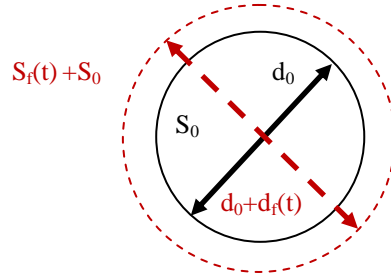


Figure IV-11 : schéma représentant l'expansion d'une surface de béton

En remplaçant le diamètre par la surface, l'équation IV-12 peut s'écrire sous la forme :

$$\varepsilon_{rgi}(t) = \sqrt{\frac{(S_f(t)+S_0)}{S_0}} - 1 \quad (\text{IV-13})$$

Avec, $S_f(t)$ la surface fissurée de l'échantillon dégradé à un temps t (m^2).

A partir de la relation IV-12, on peut en déduire la surface fissurée « $S_f(t)$ », selon l'équation IV-14 :

$$S_f(t) = S_0 \cdot \varepsilon_{rgi}(t) \cdot [\varepsilon_{rgi}(t) + 2] \quad (\text{IV-14})$$

Il s'agit maintenant de répartir la surface fissurée sur la périphérie de chaque granulat en considérant que l'ouverture de fissure, notée « $w_{réf}(t)$ », est identique quelle que soit la taille du granulat, selon l'équation IV-15 :

$$S_f(t) = \pi \cdot w_{réf}(t) \cdot \sum_{i=1}^n N_{gi} \cdot [w_{réf}(t) + d_{gi}] \quad (\text{IV-15})$$

$w_{réf}(t)$ correspond à l'ouverture des fissures présentes à la périphérie des granulats (m).

Dans ce cas, la surface fissurée autour du granulat est proportionnelle à la surface du granulat. Cette fissuration est représentée sur la figure IV-12.

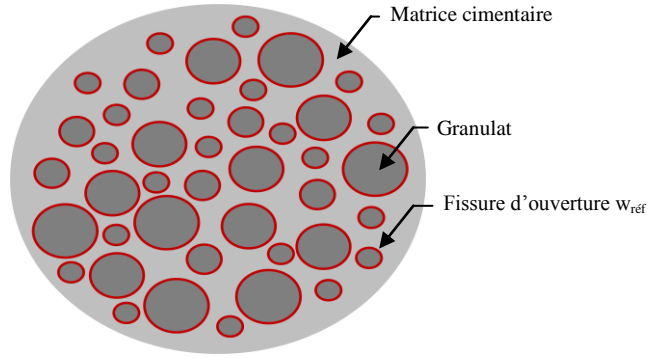


Figure IV-12 : schéma représentant la répartition de la fissuration autour de chaque granulat

D'après les relations IV-14 et IV-15, l'ouverture de fissure peut être reliée à la déformation selon l'équation IV-16, en considérant que $w_{réf}(t) \ll d_{gi}$:

$$w_{réf}(t) = \frac{S_0 \cdot \varepsilon_{rgi}(t) \cdot [\varepsilon_{rgi}(t) + 2]}{\pi \cdot \sum_{i=1}^n N_{gi} \cdot d_{gi}} \quad (IV-16)$$

Une fois l'ouverture de fissure déterminée, la surface de fissuration autour de chaque granulat, notée « $S_{fgi}(t)$ », peut être calculée selon l'équation IV-17 :

$$S_{fgi}(t) = \pi w_{réf}(w_{réf} + d_{gi}) \quad (IV-17)$$

IV.3.2.3 Perméabilité au gaz

L'équation de Darcy pour les fluides compressibles (gaz) considérant un écoulement laminaire en régime permanent est la suivante :

$$K_{a0,20} = \frac{2 \cdot P_2 \cdot Q_0 \cdot L_0 \cdot \mu}{S_0 (P_1^2 - P_2^2)} \quad (IV-18)$$

Avec, $K_{a0,20}$ la perméabilité apparente à l'état sain, mesurée à 35 jours (m^2), Q_0 le débit traversant l'échantillon sain ($m^3 \cdot s^{-1}$), L_0 la longueur de l'échantillon sain (m), S_0 la section de l'échantillon sain, P_1 la pression d'entrée (Pa), P_2 la pression de sortie (Pa) et μ la viscosité dynamique de l'air ($Pa \cdot s^{-1}$). Cette équation a été utilisée pour calculer la perméabilité apparente des bétons.

L'équation de Poiseuille pour les fluides compressibles (cas d'un tube) en considérant un écoulement laminaire en régime permanent correspond à la relation IV-19.

Afin de prendre en compte la tortuosité et la rugosité des fissures, le coefficient ζ est ajouté dans l'équation de Poiseuille (Picandet et al., 2009 ; Rahal et al., 2016).

$$Q_i(t) = \frac{\zeta \cdot \pi \cdot r_{fi}(t)^4 \cdot (P_1^2 - P_2^2)}{16 \cdot \mu \cdot L_0 \cdot P_2} \quad (IV-19)$$

$Q_i(t)$ correspond au débit traversant la fissure générée par un granulat i à un temps t ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$) et $r_{fi}(t)$ au rayon de la fissure générée par un granulat i à un temps t ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$).

A partir de la surface fissurée « $S_{f_{gi}}(t)$ » autour de chaque granulat, la fissuration peut être représentée de deux manières :

- une seule fissure dont le diamètre dépend de la surface fissurée,
- une multitude de fissures de diamètre $w_{\text{réf}}(t)$ dont le nombre dépend de la surface fissurée.

Le débit traversant la fissure étant proportionnel au rayon à la puissance 4, une faible augmentation de rayon engendre un fort accroissement de débit. Si l'on considère une seule fissure par granulat dont la surface correspond à la surface fissurée autour de ce dernier, le rayon de la fissure devient proportionnel à la taille du granulat. Pour des granulats de grande dimension, une faible ouverture de fissure engendre donc un important débit. Pour éviter ce phénomène, on considère que le diamètre de chaque fissure générée pour une expansion donnée est constant ($w_{\text{réf}}$), indépendamment de la taille du granulat. Ainsi plus la taille du granulat est importante plus le nombre de fissure généré sera important (Figure IV-13).

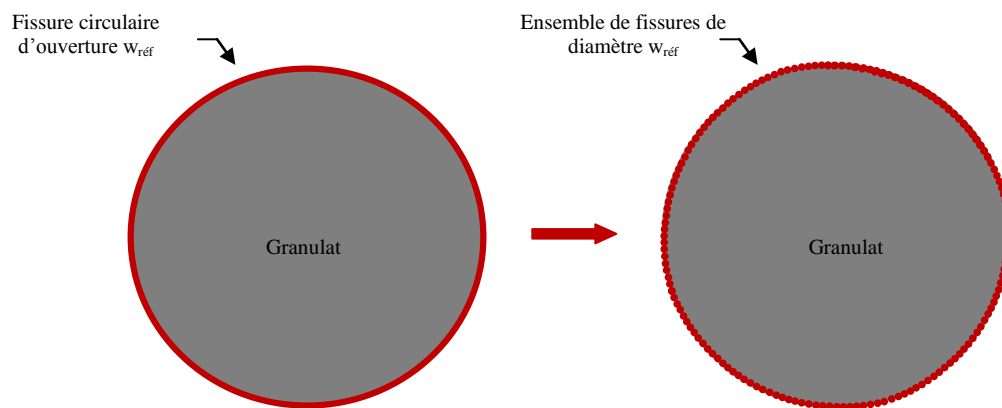


Figure IV-13 : schéma représentant la répartition de la fissuration autour d'un granulat

De plus la fissuration provoquée par l'expansion étant indépendante de la position des granulats, elle peut être également représentée de différentes façons, comme le montre la figure IV-14.

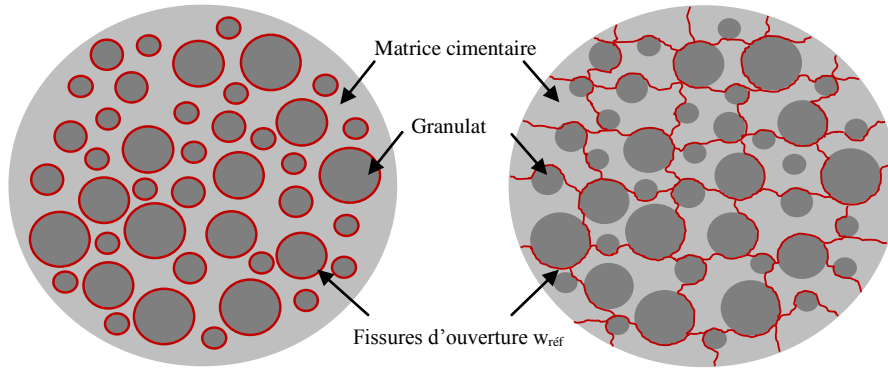


Figure IV-14 : Exemple de répartition de la fissuration

La représentation de la fissuration passant par la matrice cimentaire et les granulats (figure IV-14) se rapproche de celle utilisée dans le modèle (Rahal et al., 2016) qui considère, dans le cas d'un endommagement isotrope, la fissuration comme une succession de plan parallèle équidistant, d'espacement Δ et d'ouverture w_i (figure IV-15).

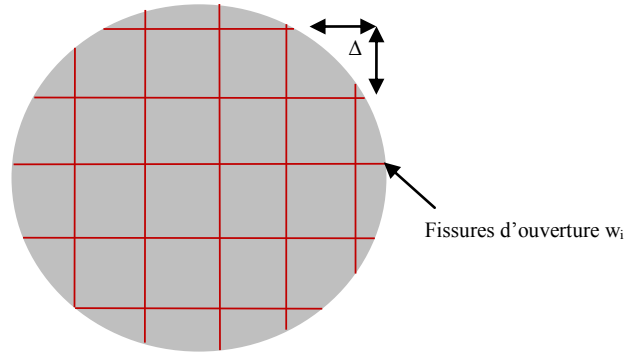


Figure IV-15 : Exemple de répartition de la fissuration sous forme de plans parallèles

A partir du débit traversant chaque fissure, le débit total traversant le matériau sain et la fissuration peut être déterminé selon l'équation (IV-20) :

$$Q_{tot}(t) = Q_0 + \sum_{i=1}^n Q_i(t) \quad (IV-20)$$

Avec $Q_{tot}(t)$ le débit total traversant l'échantillon dégradé à un temps t ($m^3.s^{-1}$)

En injectant les équations IV-17 et IV-18 dans IV-20 on peut en déduire la relation IV-21 :

$$Q_{tot}(t) = \frac{K_{a0,20} \cdot S_0 (P_1^2 - P_2^2)}{2 \cdot P_2 \cdot L_0 \cdot \mu} + \frac{\zeta \cdot \pi \cdot (P_1^2 - P_2^2)}{16 \cdot \mu \cdot L_0 \cdot P_2} \sum_{i=1}^n r_{fi}(t)^4 \quad (IV-21)$$

Maintenant il suffit d'utiliser le débit traversant l'échantillon dégradé pour déterminer la perméabilité apparente selon la relation IV-22 :

$$K_{a0,2}(t) = \frac{2 \cdot P_2 \cdot Q_{tot}(t) \cdot L_0 \cdot \mu}{S_0 (P_1^2 - P_2^2)} \quad (IV-22)$$

$K_{a0,2}(t)$ correspond à la perméabilité apparente du béton au cours de la dégradation.

IV.3.2.4 Résultats du modèle

IV.3.2.4.1 Influence du nombre de fissure

Les granulats considérés pour la modélisation concernent ceux ayant un diamètre compris entre 1 et 22,4 mm. Les résultats obtenus à partir de la modélisation de la perméabilité apparente à l'air au cours de l'expansion pour le béton CEMI-RSI-Ca sont présentés sur la figure IV-16. Le tableau IV-10 présente les valeurs communes des paramètres utilisés dans le modèle pour les 4 bétons pathologiques. (Picandet et al., 2009) ont déterminé des valeurs du coefficient ζ , prenant en compte la tortuosité et la rugosité des fissures, pour différents types de béton (BO, BHP, BFUP) à partir d'essai de fendage en compression. Ce coefficient a été déterminé à 0,03 pour les Bétons Ordinaire (BO), à 0,1 pour les Bétons à Haute Performance (BHP) et à 0,01 pour les Bétons Fibrés Ultra Performant (BFUP). La valeur de 0,03 pour les BO a également été utilisée dans le modèle de (Rahal et al., 2016). Cependant, ces auteurs précisent qu'il est difficile de séparer la contribution de la densité de fissuration et du coefficient de tortuosité sur la perméabilité. Le tableau IV-11 présente les valeurs, des paramètres d'entrée communs, utilisées dans le modèle pour tous les bétons.

Paramètres du modèle	
P_1 (Pa)	201325
P_2 (Pa)	101325
L_0 (m)	0,05
d_0 (m)	0,15
μ (Pa.s)	$2,02 \times 10^{-5}$
S_0 (m ²)	$1,77 \times 10^{-2}$
f_g^V	0,658

Tableau IV-11 : Valeurs communes des paramètres d'entrée utilisés dans le modèle

Le tableau IV-12 présente les valeurs des coefficients de tortuosité et de la perméabilité apparente initiale, mesurée sur les bétons, utilisées dans le modèle pour les bétons CEMII-RSI-Si, CEMI-RSI-Ca, CEMI-RAS et CEMI-RAS&RSI.

	Paramètres du modèle			
	CEMII-RSI-Si	CEMI-RSI-Ca	CEMI-RAS	CEMI-RAS&RSI
ζ	0,007	0,007	0,03	0,07
$K_{a0,20}$	125,1	58,7	235,1	71,1

Tableau IV-12 : Valeur des paramètres d'entrée commun à tous les bétons utilisés dans le modèle

La figure IV-16 présente les résultats de la modélisation pour le béton CEMI-RSI-Ca.

Trois courbes sont représentées :

- la courbe « 1-22,4 » représente l'évolution de la perméabilité si l'on considère la fissuration générée autour des granulats de diamètre 1 à 22,4 mm, soit toute la fissuration engendrée lors de l'expansion,
- les courbes « 5-22,4 » et « 10-22,4 » ont été obtenues en considérant uniquement le débit traversant les fissures générées autour des granulats de diamètre 5-22,4mm et 10-22,4mm.

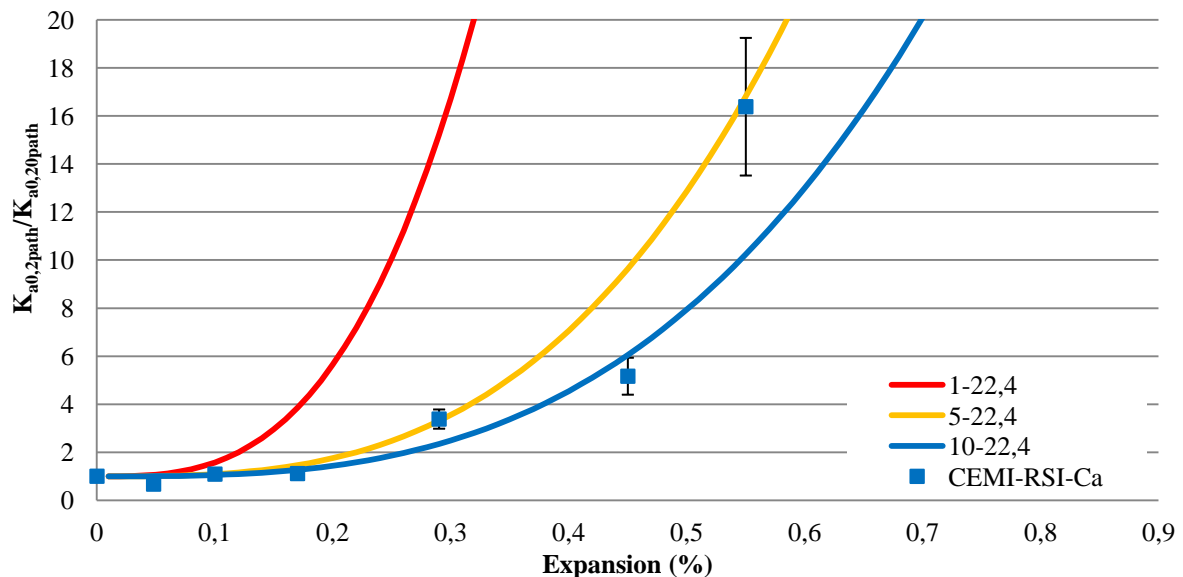


Figure IV-16 : Evolution du rapport de la perméabilité apparente à l'air en fonction de l'expansion (CEMI-RSI-Ca)

Les résultats présentés sur la figure IV-16 montrent que si la fissuration présente autour de chaque granulat est prise en compte (courbe « 1-22,4 »), l'augmentation de la perméabilité est plus rapide et se produit pour une plus faible expansion. En utilisant les paramètres présentés dans les tableaux IV-11 et IV-12, le meilleur calage est obtenu en considérant uniquement les fissures générées autour des granulats de 10 à 22,4mm. Pour ce béton, le coefficient de tortuosité a été pris à 0,007 ce qui est bien plus faible que celui proposé par (Picandet et al., 2009) de 0,03 pour les BO. Ce coefficient étant proportionnel au débit engendré par les fissures, si l'on augmente sa valeur, l'augmentation de la perméabilité aura lieu pour une plus faible expansion. Ainsi la prise en compte des fissures générées autour de tous les granulats conduit à un coefficient de tortuosité très faible par rapport aux valeurs de la littérature. La présence d'ettringite différée dans la fissuration pourrait en partie expliquer ce plus faible coefficient en augmentant la rugosité des fissures. Cependant, devant la forte dépendance de ce coefficient avec la densité de fissuration, il est difficile d'apporter des conclusions. Le coefficient de tortuosité étant faible en prenant en compte uniquement la participation des

fissures générées autour des granulats de 10 à 22,4mm, le débit traversant la fissuration générée autour des granulats de diamètre inférieur à 10 mm ne sera pas pris en compte par la suite. Il est en effet peu probable que toutes les fissures engendrées lors du développement des RGI percolent le matériau.

Les ouvertures de fissures obtenues à partir du modèle peuvent être comparées à celle mesurées à partir des observations microscopiques. L'évolution de l'ouverture de fissure de référence « $w_{\text{réf}}$ » en fonction de l'expansion est présentée sur la figure IV-17.

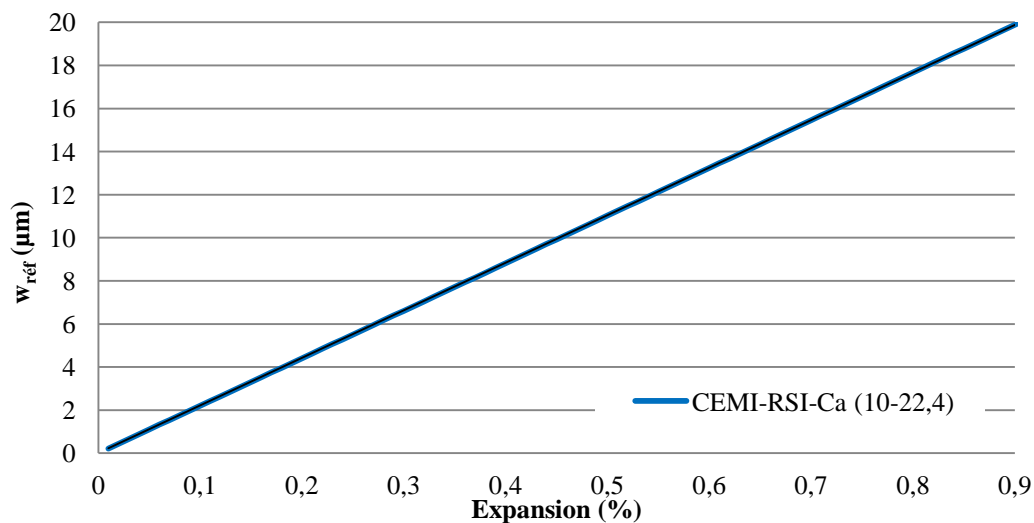


Figure IV-17 : Evolution de l'ouverture de fissure en fonction de l'expansion (modèle)

Pour le cas considéré (« 10-22,4 »), l'augmentation de la perméabilité, à environ 0,2% d'expansion (figure IV-16), correspond à une ouverture de fissure de référence de 4 μm. Pour une expansion de 1%, l'ouverture des fissures atteint 20μm.

Un exemple d'ouverture de fissure observée au MEB est présenté sur la figure IV-18. Cette image a été réalisée sur un échantillon du béton **CEMI-RSI-Ca** pour une expansion de 0,55%. Les ouvertures de fissures présentes sur la figure IV-18 varient de 10 à 35μm. Pour une expansion de 0,55%, l'ouverture de fissure « $w_{\text{réf}}$ » est de 12μm, ce qui semble être en accord avec les observations microscopiques.

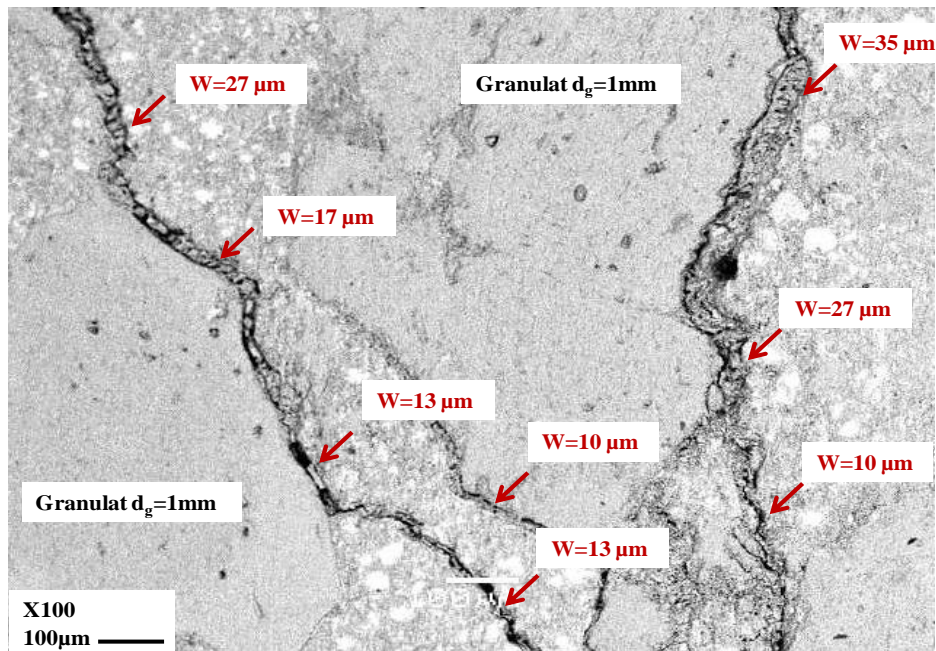


Figure IV-18 : Observation au MEB de fissures remplies d'ettringite (0,55% d'expansion ; [CEMI-RSI-Ca](#))

Cependant, il faut rester prudent sur ces conclusions car une seule image est utilisée pour la comparaison.

IV.3.2.4.2 Modélisation de la perméabilité

Les mesures de perméabilité au cours de la dégradation semblent mettre en évidence que l'augmentation de perméabilité a lieu pour un même endommagement quelle que soit la pathologie développée (cf. IV.2.2.2). De plus, la corrélation obtenue entre l'expansion et l'endommagement, déterminé à partir du module statique (cf. IV.2.2.1), montre que la loi proposée par (Capra et Sellier, 2003) évalue correctement l'évolution de l'expansion en fonction de l'endommagement pour une valeur de « ε_0 » de 0,5%. En utilisant cette loi, l'évolution de la perméabilité obtenue par la modélisation peut également être représentée en fonction de l'endommagement.

La figure IV-19 présente l'évolution du rapport de perméabilité apparente au gaz en fonction de l'endommagement pour les bétons [CEMII-RSI-Si](#) et [CEMI-RSI-Ca](#). Pour rappel, l'endommagement engendré par le traitement thermique « $d_c^{TT}(E_s)$ » est pris en compte.

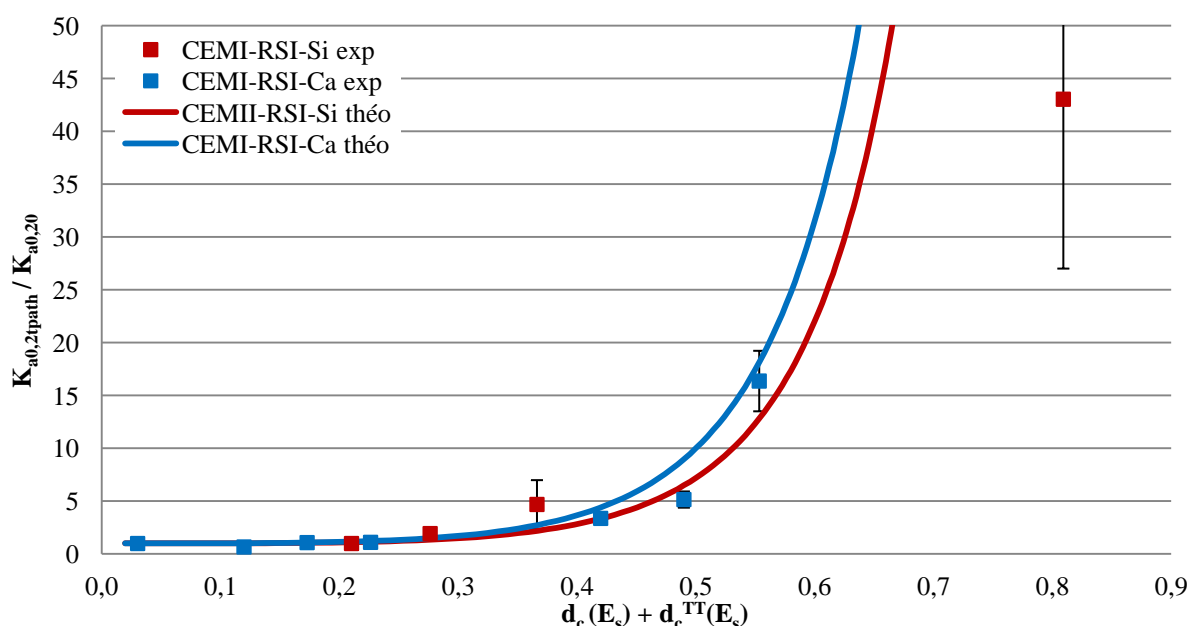


Figure IV-19 : Evolution du rapport de perméabilité $K_{a0,2tpath}/K_{a0,2o}$ en fonction de l'endommagement (CEMI-RSI-Si, CEMI-RSI-Ca)

Le modèle semble évaluer correctement l'évolution de la perméabilité au cours de l'endommagement. Cette augmentation se produit pour un endommagement d'environ 20%. Ce qui est en accord avec les résultats expérimentaux, également présentés sur la figure IV-19. Cependant, pour un endommagement important un écart est observé entre les résultats expérimentaux et le modèle pour le béton CEMI-RSI-Si. Cet écart peut être expliqué par le fait que la loi de (Capra et Sellier, 2003) est utilisée pour déterminer l'endommagement à partir de l'expansion mesurée. Or, pour une expansion d'environ 0,25%, l'endommagement déterminé expérimentalement s'est révélé bien supérieur à celui déterminé théoriquement à partir de cette loi (cf. IV-2.2.1). Cependant, à un tel niveau d'endommagement il paraît difficile d'estimer avec précision la valeur de la perméabilité apparente au gaz.

Les résultats obtenus pour le béton CEMI-RAS sont présentés sur la figure IV-20.

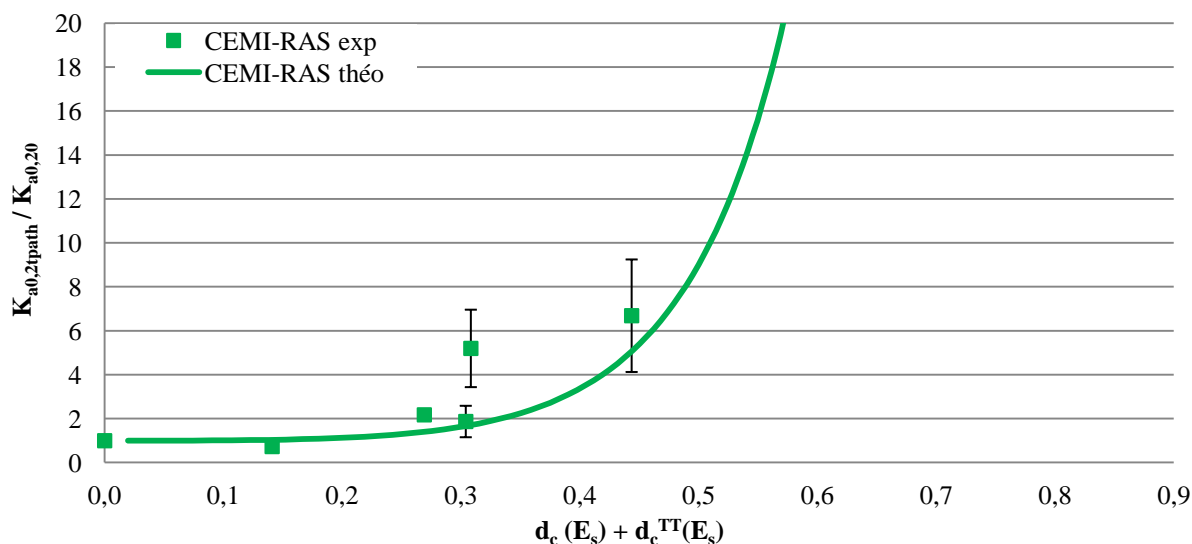


Figure IV-20 : Evolution du rapport de perméabilité $K_{a0,2tpath}/K_{a0,2o}$ en fonction de l'endommagement (CEMI-RAS)

Pour ce béton, les résultats obtenus par le modèle sont également cohérents avec les résultats expérimentaux. Cependant pour le béton CEMI-RAS le coefficient de tortuosité a été pris à 0,03, ce qui correspond à la valeur utilisée dans la littérature (Picandet et al., 2009 ; Rahal et al., 2016). Dans ce cas aussi, l'augmentation de perméabilité a lieu pour un endommagement d'environ 20%. De plus, la courbe représentant les résultats du modèle décrit correctement l'évolution de la perméabilité au cours de l'endommagement de ce béton. La figure IV-17 présente les résultats obtenus par la modélisation pour le béton CEMI-RAS&RSI.

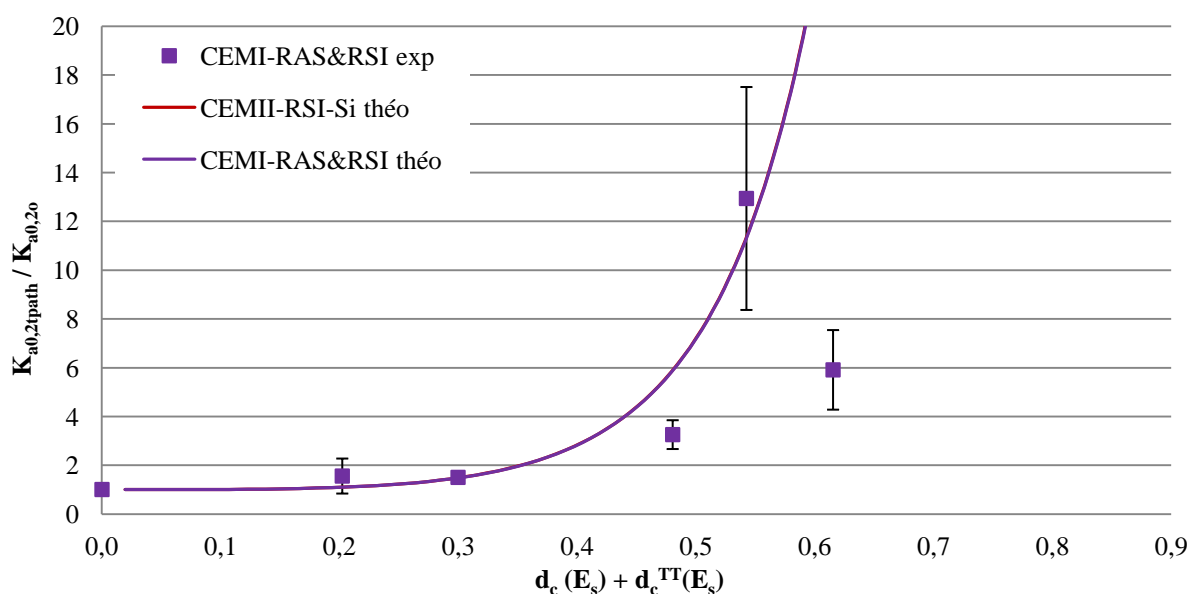


Figure IV-21 : Evolution du rapport de perméabilité $K_{a0,2tpath}/K_{a0,2o}$ en fonction de l'endommagement (CEMI-RAS&RSI)

Le modèle permet également de décrire correctement l'évolution de la perméabilité apparente à l'air, mesurée sur le béton **CEMI-RAS&RSI** au cours de l'endommagement. Le coefficient de tortuosité a été pris à 0,007 (identique aux bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca**). L'augmentation de la perméabilité semble avoir lieu pour un endommagement de 20%. Une évolution similaire a été observée pour les bétons **CEMII-RSI-Si**, **CEMI-RSI-Ca** et **CEMI-RAS**. Cependant, devant l'importante augmentation de la perméabilité. Il devient difficile d'estimer avec précision la perméabilité apparente pour un endommagement important (60%). De plus, il est à noter que le point correspondant à un endommagement de 62% a été mesuré à une expansion inférieure à celui présenté pour un endommagement de 55%. Une légère hausse du module d'élasticité a été quantifiée en fin d'expansion, diminuant ainsi la valeur de l'endommagement (cf. III.4.2.2.3).

Pour les bétons de l'étude, le modèle proposé a permis d'évaluer l'évolution du coefficient apparent de perméabilité au gaz au cours de l'endommagement. Cependant, pour décrire correctement cette évolution, le coefficient de tortuosité pour les bétons **CEMII-RSI-Si**, **CEMI-RSI-Ca** et **CEMI-RAS&RSI** a dû être fortement réduit. Dans le cas de la RSI, la présence d'ettringite différée dans la fissuration pourrait faire augmenter la rugosité des fissures. Cependant devant la forte dépendance du coefficient de tortuosité avec la densité de fissuration, il devient difficile d'apporter des conclusions sur ce point. De plus, la valeur initiale de la perméabilité apparente est environ trois fois supérieure pour le béton **CEMI-RAS**. Dans ce cas, il est également possible que la valeur initiale de la perméabilité influe sur l'augmentation de la perméabilité au cours de la dégradation. En effet, c'est l'accroissement du rapport de perméabilité apparente qui semble identique pour tous les bétons en fonction de l'endommagement (cf IV.2.2.2). Ainsi, pour un même endommagement, plus la valeur initiale sera élevée plus le débit traversant la fissuration sera important. En quelque sorte c'est comme si l'endommagement engendré par les RGI générerait un accroissement du réseau poreux initial. Cependant, le modèle proposé considère la fissuration indépendamment du réseau poreux. Dans ce cas, il serait intéressant de déterminer un rayon du capillaire caractéristique du réseau poreux et de le faire croître proportionnellement à l'expansion générée. Ce rayon caractéristique pourrait être déterminé expérimentalement par intrusion au mercure et à partir de modèles empiriques (Sogbossi H., 2017).

Pour prendre en compte le fait que l'augmentation de la perméabilité apparente au cours de l'endommagement dépend de la valeur mesurée initialement sur le matériau sain. Le paramètre χ peut être ajouté à l'équation de Poiseuille (IV-23).

$$Q_i(t) = \frac{\chi \cdot \zeta \cdot \pi \cdot r_{fi}(t)^4 \cdot (P_1^2 - P_2^2)}{16 \cdot \mu \cdot L_0 \cdot P_2} \quad (IV-23)$$

Ainsi pour un même endommagement le débit d'air traversant le matériau dégradé est relatif au débit traversant le matériau sain. Le paramètre χ est déterminé selon la relation (IV-24) :

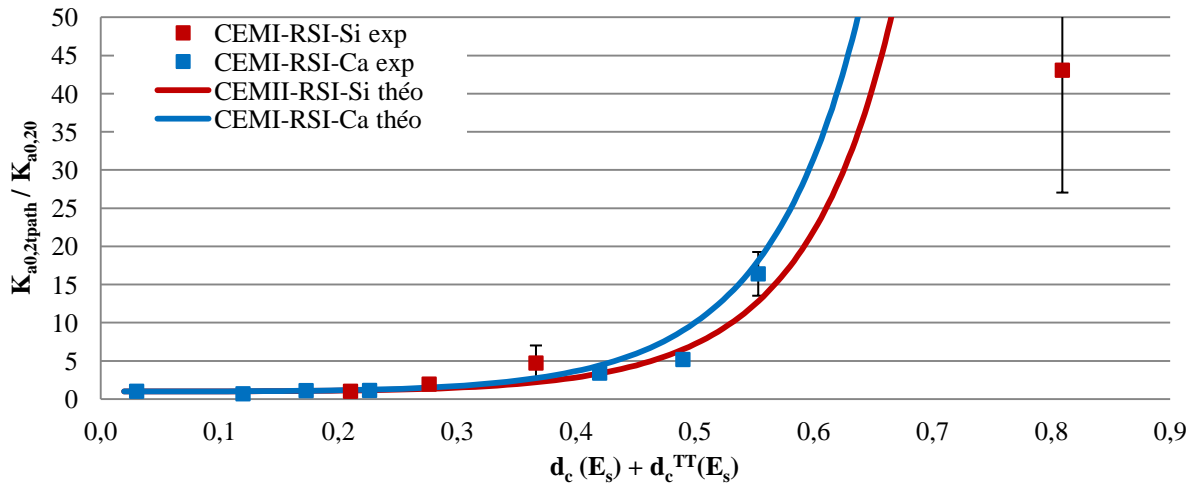
$$\chi = \frac{(|Q_{0réf} - Q_0|)}{Q_{0réf}} \quad (IV-24)$$

$Q_{0réf}$ correspond au débit d'air de référence, ce paramètre a été déterminé à une valeur de $2,2 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$ par analyse inverse à partir des résultats de la modélisation, pour un coefficient de tortuosité de 0,03. Ainsi, la valeur du paramètre χ dépend de la perméabilité apparente mesurée sur le béton à l'état sain. La prise en compte de ce paramètre permet ainsi d'obtenir des valeurs de tortuosité et de débit de référence identiques pour tous les bétons. Le tableau IV-13 présente les valeurs des paramètres « ζ » et « $Q_{0réf}$ » utilisées dans le modèle.

Paramètres du modèle	
ζ	0,03
$Q_{0réf} (\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	$2,2 \times 10^{-7}$

Tableau IV-13 : Valeurs des paramètres « ζ » et « $Q_{0réf}$ » utilisées dans le modèle

L'évolution de la perméabilité apparente au gaz en fonction de l'endommagement pour les bétons **CEMII-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca** est présentée sur la figure IV-22.



*Figure IV-22 : Evolution du rapport de perméabilité $K_{a0,2tpath}/K_{a0,2o}$ en fonction de l'endommagement (ζ, χ) (**CEMI-RSI-Si** et **CEMI-RSI-Ca**)*

L'évolution de la perméabilité apparente au gaz au cours de l'endommagement semble être correctement décrite par le modèle. Cette évolution est similaire à celle obtenue précédemment (Figure IV-19). L'augmentation de la perméabilité semble avoir lieu pour un endommagement de 20%. Cependant, pour un fort endommagement le modèle surestime la valeur de la perméabilité.

Avec la prise en compte de ce nouveau paramètre, l'évolution de la perméabilité au cours de l'endommagement pour le béton **CEMI-RAS** est correctement décrite par le modèle en utilisant les mêmes valeurs de paramètre que ceux des autres bétons (tableau IV-13).

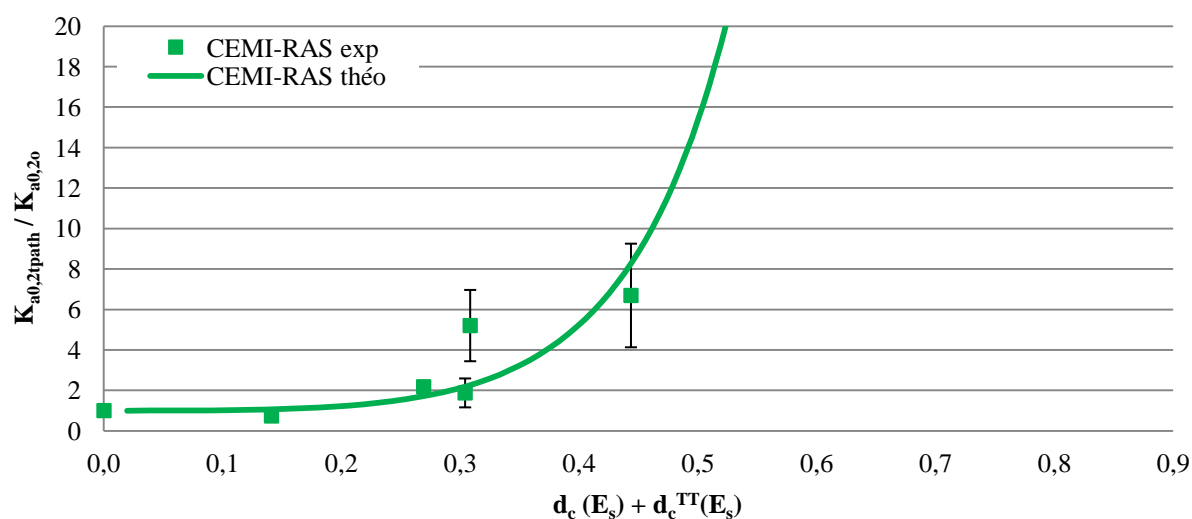


Figure IV-23 : Evolution du rapport de perméabilité $K_{a0,2path} / K_{a0,2o}$ en fonction de l'endommagement (ζ, χ) (CEMI-RAS)

L'augmentation de la perméabilité débute pour un endommagement de 20%, ce qui est en accord avec les résultats expérimentaux. Pour le béton **CEMI-RAS&RSI**, l'implémentation du paramètre χ permet également d'évaluer correctement l'évolution de la perméabilité au cours de l'endommagement. Les résultats sont présentés sur la figure IV-24.

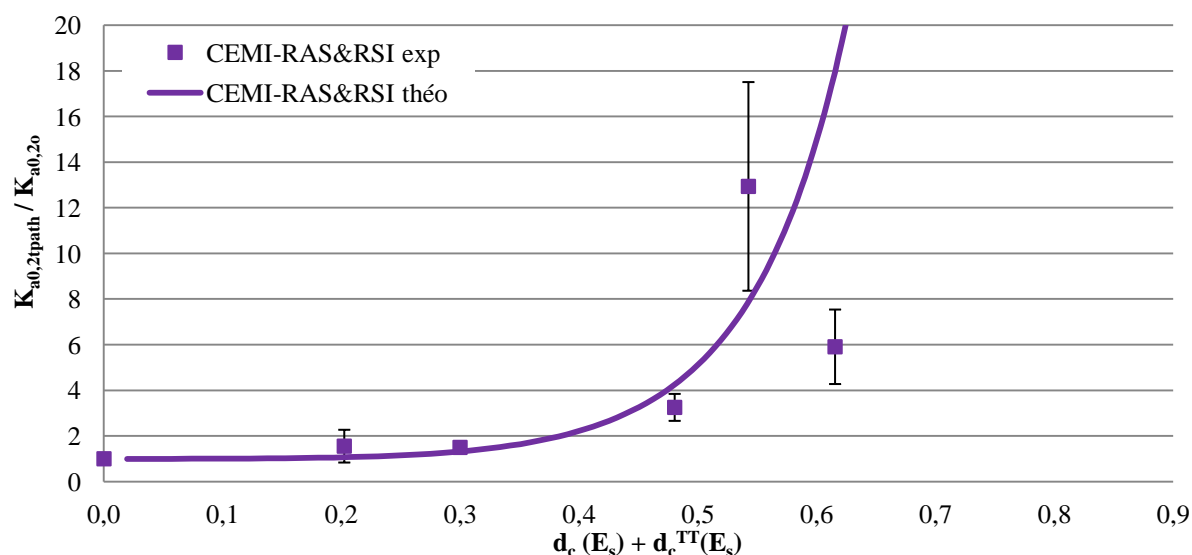


Figure IV-24 : Evolution du rapport de perméabilité $K_{a0,2path} / K_{a0,2o}$ en fonction de l'endommagement (ζ, χ) (CEMI-RAS&RSI)

Dans ce cas aussi, l'augmentation de la perméabilité semble avoir lieu pour un endommagement d'environ 20%. Cependant, comme pour ce qui est observé pour le béton

CEMI-RSI-Si, l'évaluation de la perméabilité pour un fort endommagement (60%) paraît difficilement estimable par ce modèle. L'ajout du paramètre χ dans l'équation de Poiseuille (éq. IV-23) permet néanmoins d'évaluer correctement l'augmentation de la perméabilité au cours de l'endommagement pour les 4 bétons de l'étude en utilisant les mêmes valeurs de paramètres ($Q_{0\text{réf}}$ et ζ). La valeur de 0,03 utilisée pour le coefficient de tortuosité est ainsi identique à celle proposée par (Picandet et al., 2009) pour les BO. Cependant dans ce cas, le modèle utilise deux paramètres de calage, ce qui finalement le rapproche du modèle empirique simplifié (cf. IV.2.4.1). Il serait donc intéressant d'utiliser une autre approche basée sur l'accroissement du réseau poreux initial. Le débit d'air étant proportionnel au rayon à la puissance 4. Si l'on considère cette approche, plus la perméabilité mesurée à l'état sain sera importante plus le rayon caractéristique du capillaire sera important. Ainsi, pour un même endommagement le débit d'air traversant le réseau poreux dépendra de ce rayon caractéristique et donc de la perméabilité initiale.

IV.4 PROPOSITION D'UNE METHODE DE DIAGNOSTIC DES RGI

Pour rappel, la démarche réalisée dans cette thèse s'inscrit dans le cadre de l'approche performantielle de la durabilité des bétons (Baroghel-Bouny et al., 2004). Cette dernière peut être abordée par trois méthodes :

- La **démarche absolue**, consistant à évaluer la durabilité d'une formulation de béton par l'intermédiaire d'indicateurs de durabilité en comparant les paramètres mesurés à des valeurs seuils, suivant la classe d'exposition de l'ouvrage.
- Une autre démarche est basée sur le **concept de performance équivalente**, souvent employée pour les bétons non conventionnels, consistant à démontrer par la mesure d'indicateurs de durabilité que la formulation de béton répond aux mêmes exigences qu'une formulation de référence, caractérisée par l'approche prescriptive.

Ces deux premières démarches permettent de qualifier des formulations de bétons vis-à-vis d'une dégradation.

- Une troisième démarche basée sur la **modélisation physico-chimique** des mécanismes de dégradation peut quant à elle être utilisée pour le suivi et la prédiction de la durée de vie des ouvrages. Les modèles numériques employés font appel aux indicateurs de durabilité généraux et spécifiques aux pathologies comme donnée d'entrée.

Dans le cadre de la démarche performantielle, trois indicateurs spécifiques pour la RAS ont déjà été développés :

- la quantité de silice libérée par les granulats en fonction du temps,
- la concentration en alcalins équivalents actifs de la solution interstitielle,
- l'expansion d'éprouvette en béton.

Concernant la RSI, deux indicateurs spécifiques sont en général proposés :

- la température maximale atteinte au cœur de l'ouvrage,
- l'expansion d'éprouvette en béton.

A partir des caractérisations physico-chimiques et mécaniques des bétons dégradés par l'apparition de RGI réalisées durant ce travail de recherche, nous proposons de faire émerger des indicateurs de durabilité pertinents pour la détection et le suivi des RGI dans le béton. Une méthodologie permettant de détecter et de suivre la présence des RGI dans le béton, sur des éprouvettes confectionnées en laboratoire, est ainsi présentée.

Les RGI se développant lentement dans les conditions environnementales réelles, l'utilisation des essais accélérés proposés par l'IFSTTAR (Méthode n°44, 1997 ; Méthode n°66, 2007) paraît essentiel pour caractériser des bétons susceptibles de développer ces pathologies dans un délai raisonnable (12 mois). Un résumé des conditions de cure et de conservation est présenté sur la figure IV-25.

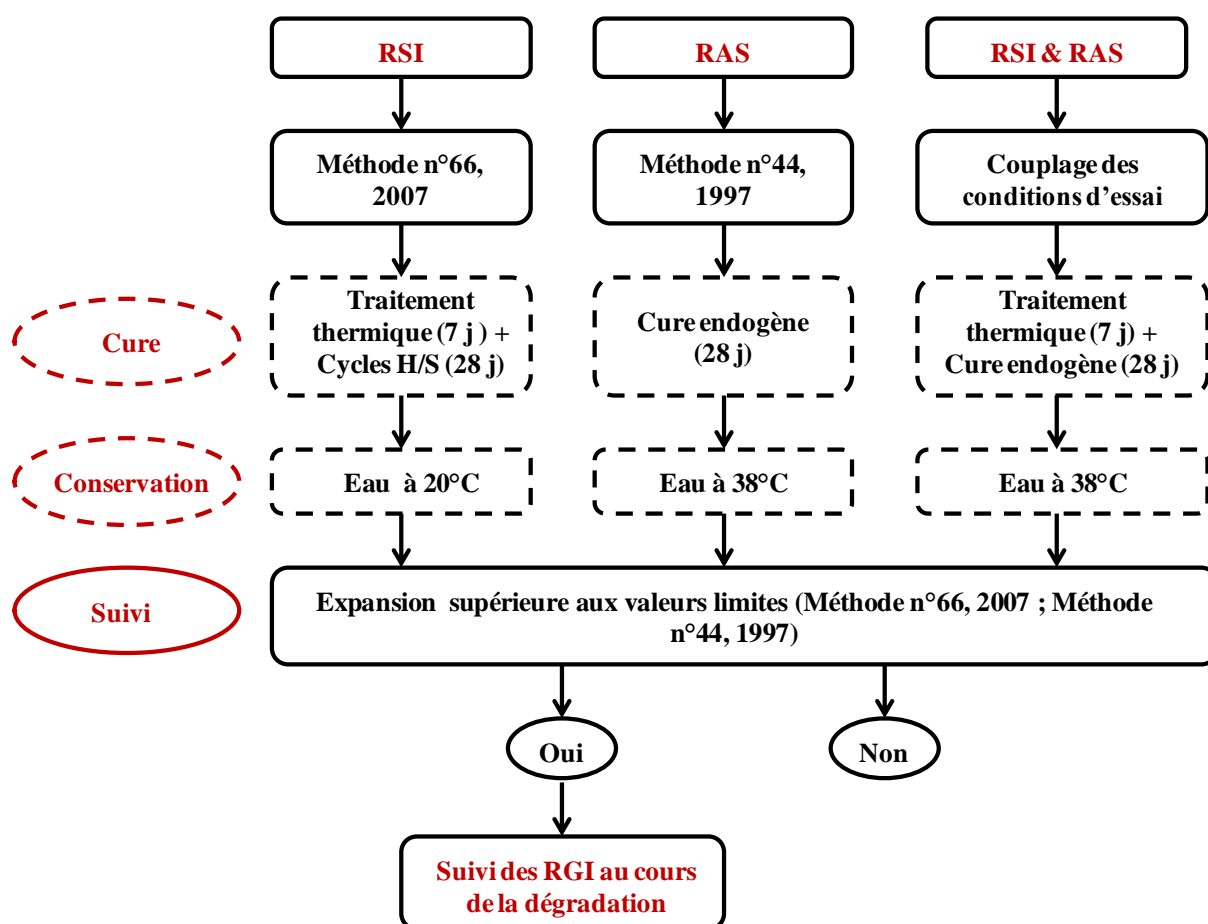


Figure IV-25 : Schéma résumant les protocoles d'essais accélérés pour les RGI (Méthode n°44, 1997 ; Méthode n°66, 2007)

Pour la RAS et la RSI le suivi d'expansion est réalisé selon les protocoles proposés par l'IFSTTAR (Méthode n°44, 1997 ; Méthode n°66, 2007). Lorsque le béton est susceptible de développer les deux RGI, le protocole d'essai accéléré utilisé dans cette étude peut être envisagé (figure IV-25). Ce protocole est inspiré de ceux proposés pour la RAS et la RSI :

- traitement thermique (Méthode n°66, 2007),
- cure endogène (Méthode n°44, 1997) (jusqu'à 28j),
- conservation dans l'eau à 38°C (Méthode n°44, 2007).

Le traitement thermique réalisé au jeune âge permettra de développer la RSI. Par la suite, une cure endogène est proposée afin d'éviter la lixiviation des alcalins et ainsi favoriser le développement de la RAS. Enfin, la conservation dans l'eau à 38°C permettra d'accélérer la cinétique de développement des RGI.

Dans les trois cas (RAS, RSI et couplage des RGI), le suivi d'expansion (longitudinale et/ou transversale) permettra de suivre l'avancement des pathologies. Ainsi, si l'expansion du béton dépasse les valeurs limites proposées (Méthode n°44, 1997 ; Méthode n°66, 2007), certains

indicateurs de durabilité sélectionnés peuvent se révéler pertinent pour la détection et le suivi des RGI, il s'agit :

- des observations microscopiques,
- du module statique (NF EN 12390-13, 2014),
- du module dynamique (acoustique non linéaire),
- de la perméabilité au gaz (XP P18-463, 2011).

La méthodologie proposée est résumée sur la figure IV-26. Dans un premier temps et afin d'identifier la ou les pathologies présentes dans le béton, les observations microscopiques réalisées au MEB sont essentielles. En effet, sans ces observations il devient difficile de savoir si c'est la RSI, la RAS ou le couplage des deux pathologies qui est à l'origine des dégradations. Une fois la pathology identifiée, l'utilisation d'un des deux indicateurs mécaniques sélectionnés permettra de quantifier un état de dégradation associé à la présence de ces pathologies. La mesure de la perméabilité au gaz comme indicateur de durabilité pour le suivi des RGI est également proposée pour quantifier l'évolution des propriétés de transfert du matériau au cours de la dégradation. Pour le cas de la RSI le suivi de la dégradation par la mesure de la résistivité électrique (PerfDub, 2017 (2)) est également proposé. Pour rappel, cet essai s'est révélé pertinent uniquement dans le cas de cette pathology.

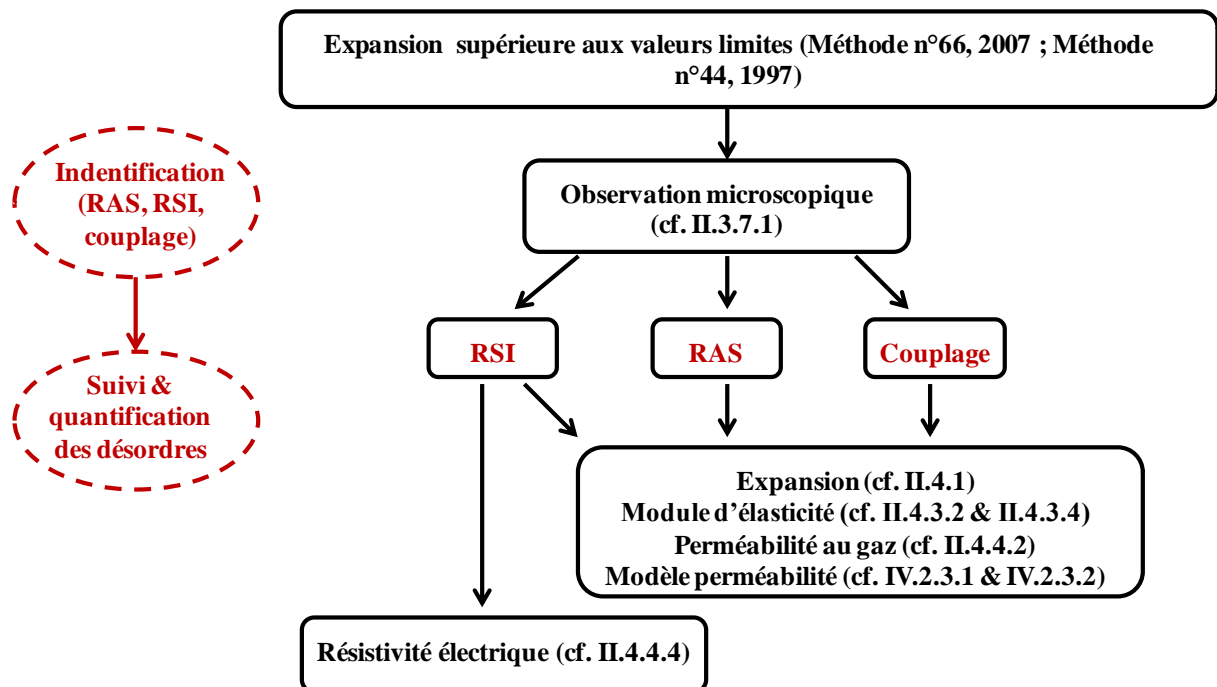


Figure IV-26 : Schéma résumant la méthodologie proposée pour la détection et le suivi des RGI

En parallèle, l'utilisation des modèles numériques, présentés précédemment (cf. IV.2.3.1 & IV.2.3.2), permettra de prédire l'évolution de la perméabilité au cours de la dégradation.

Afin de quantifier l'état de dégradation au cours du développement des RGI, la mesure des indicateurs de durabilité sélectionnés doit être réalisée avant la mise en conservation (1) (figure IV-27). Lorsque l'expansion atteint la limite proposée par les (Méthode n°44, 1997 et/ou Méthode n°66, 2007), nous proposons de réaliser une seconde caractérisation (2). Par la suite, il paraît intéressant de caractériser le béton lors du passage à la phase d'accélération (3), en milieu de phase d'accélération (4), lors du passage à la phase de stabilisation (5) et enfin lorsque l'expansion devient stabilisée (6).

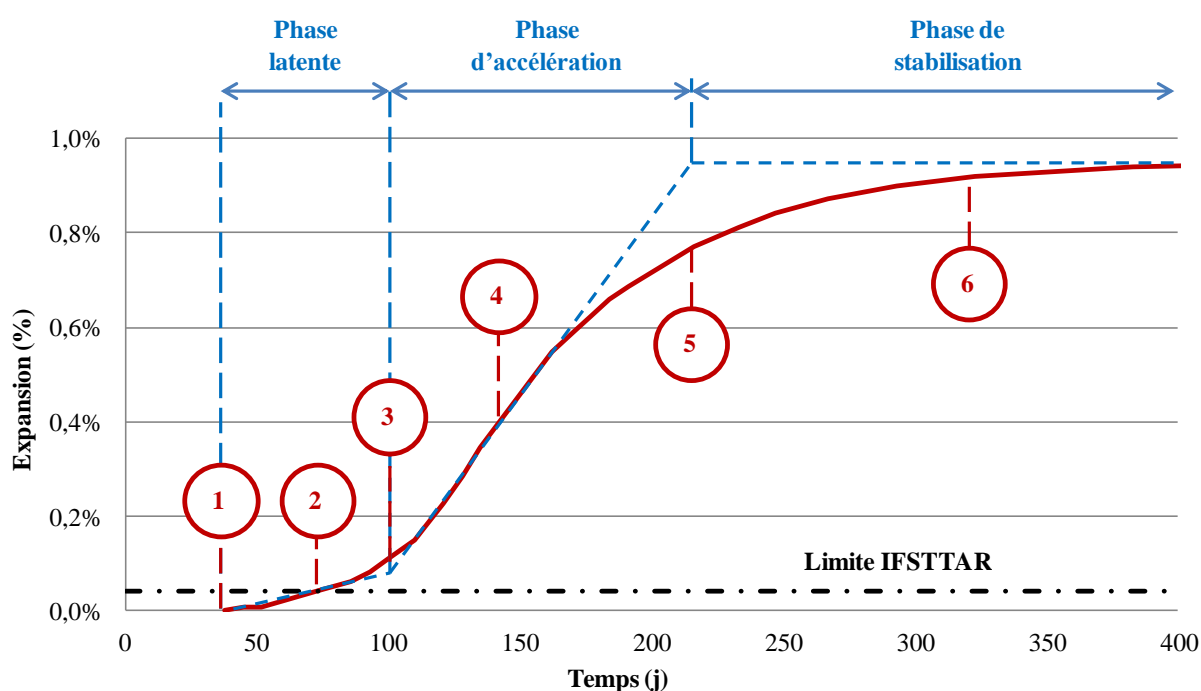


Figure IV-27 : Echéances de mesure pour la détection et le suivi des RGI

La corrélation obtenue entre l'expansion et l'endommagement (cf. IV.2.2.1) a permis de montrer que la loi proposée par (Capra et Sellier, 2003) peut être utilisée pour quantifier l'état d'endommagement en ayant connaissance uniquement de l'expansion. Cette loi permet réciproquement de quantifier l'expansion à partir de l'endommagement. Ainsi selon les dispositifs d'essai, l'endommagement pourra être quantifié à partir du module d'élasticité selon deux méthodes (Module statique et acoustique non linéaire) (cf. IV.2.2.1). Concernant la perméabilité apparente à l'air, les deux modèles proposés (cf. IV.2.3) pourront, parallèlement aux mesures, permettre de prédire l'évolution de la perméabilité au cours de la dégradation en utilisant comme donnée d'entrée la perméabilité apparente mesurée sur le béton à l'état sain.

Cette méthodologie pourra être également envisagée pour détecter et suivre le développement des RGI à l'échelle de l'ouvrage.

- Dans ce cadre, une première caractérisation est prévue sur des blocs de bétons non armés atteints de RGI (RSI, RAS et couplage) et en phase de stabilisation. Ces blocs, représentatifs d'une enceinte de confinement, ont été réalisés dans une précédente étude (Jabbour, 2018). La caractérisation sera réalisée sur des éprouvettes de béton prélevées par carottage sur toute la hauteur du bloc.
- Une plateforme expérimentale a également été développée par l'IRSN pour valider cette démarche à plus grande échelle, sur des blocs atteints de RGI représentatifs d'une enceinte de confinement. Des prélèvements de bétons par carottage sont prévus pour réaliser une caractérisation en laboratoire selon différents niveaux d'expansion (figure IV-27).

Dans un premier temps et afin de valider la démarche proposée, l'étude sera réalisée sur des blocs non armés et totalement saturés en eau. Par la suite, la prise en compte de la présence d'armature, de gradient d'humidité ainsi que la présence d'autres produits pathogènes (corrosion, carbonatation ...) doit être envisagée pour permettre la détection et le suivi des RGI dans des structures existantes. Cependant, à cette échelle et devant le nombre important de paramètre influant sur le développement des RGI, il devient nécessaire de développer des modèles prédictifs ayant comme donnée d'entrée les indicateurs de durabilité proposés dans cette étude.

IV.5 CONCLUSION

Les indicateurs de durabilité qui se sont révélés pertinents pour la détection et le suivi des RGI ont été présentés en début de chapitre. 4 indicateurs sont proposés pour la RSI, la RAS et le couplage :

- les observations microscopiques,
- le module statique (NF EN 12390-13, 2014),
- le module dynamique (acoustique non linéaire),
- la perméabilité au gaz (XP P18-463, 2011).

Un indicateur de durabilité spécifique à la RSI est également proposé :

- la résistivité électrique (PerfDub, 2017 (2))

La plupart de ces indicateurs ont permis, selon le critère établi dans le chapitre 3 (cf. III.2.2), de détecter la présence des pathologies avant l'observation de désordres visuels, estimés pour une expansion inférieure à 0,15%. La détection de la perméabilité au gaz s'est révélée plus tardive, lors de la phase d'accélération. Cependant, devant le fort accroissement de la perméabilité apparente au gaz au cours de la dégradation, cet indicateur paraît pertinent pour le suivi des RGI dans le béton. De plus, dans le cas d'ouvrages nucléaires, la quantification de cette propriété de transfert paraît essentielle. La perméabilité apparente double pour un endommagement inférieur à 30%.

Les corrélations obtenues montrent d'une part que dans le cas de RGI, l'utilisation du module d'élasticité pour calculer la variable d'endommagement est plus adaptée. D'autre part la loi proposée par (Capra et Sellier, 2003) semble pertinente pour évaluer l'évolution de l'endommagement du béton au cours de l'expansion. De plus, une corrélation linéaire a été obtenue entre l'endommagement mesuré à partir du module statique et dynamique (acoustique non linéaire) tout le long de la dégradation. Dans le cas d'ouvrage nucléaire, la mesure du module d'élasticité par la méthode d'acoustique non linéaire étant non destructive, elle paraît pertinente pour la détection et le suivi des RGI dans le béton. La corrélation obtenue entre la résistivité électrique et l'endommagement a également permis de conforter la pertinence de cette mesure pour la détection de la RSI. Concernant la perméabilité au gaz, la prise en compte de l'endommagement généré par le traitement thermique, a permis de mettre en évidence le fait que l'accroissement du rapport de perméabilité est similaire et survient pour un endommagement d'environ 20%, quelle que soit la pathologie développée. A partir de ces indicateurs de durabilité une méthode permettant de détecter et de suivre la présence des RGI sur éprouvette de laboratoire a été proposée.

La mesure de la perméabilité au gaz étant pertinente pour le suivi des RGI dans le béton, deux modèles permettant d'évaluer l'évolution de cette propriété au cours de l'endommagement ont été proposés. Le premier est un modèle empirique, simple d'utilisation, il est constitué d'une seule équation contenant deux paramètres. Pour les bétons de l'étude, ce modèle permet de décrire correctement l'accroissement de la perméabilité au cours de l'endommagement. Le second modèle plus théorique, prend en compte le squelette granulaire pour évaluer l'évolution de la perméabilité au cours de la dégradation. La fissuration est répartie autour de chaque granulat et est considérée comme un tube creux dont l'ouverture dépend de l'expansion générée. L'utilisation de l'équation de poiseuille pour les fluides compressibles est utilisée pour calculer le débit d'air traversant les fissures. Un coefficient a été ajouté à

cette équation pour prendre en compte la tortuosité et la rugosité des fissures (Picandet et al., 2009 ; Rahal et al., 2013). Afin d'évaluer correctement l'accroissement de la perméabilité au cours de la dégradation. Les résultats ont mis en évidence que si toute la fissuration générée est prise en compte pour calculer le débit traversant, l'augmentation de la perméabilité est rapide et ce dès de très faibles expansions. Ainsi, seules les fissures présentes autour des plus gros granulats (10 à 22,5mm) ont été prises en compte. La valeur du coefficient de tortuosité utilisée pour les bétons développant la RSI (**CEMII-RSI-Si**, **CEMI-RSI-Ca** et **CEMI-RAS&RSI**) a été fixée à une valeur bien inférieure (0,007) à celle proposée dans la littérature, dans le cas de bétons ordinaires (0,03) (Picandet et al., 2009 ; Rahal et al., 2013). La présence d'ettringite différée dans les fissures pourrait expliquer ce plus faible coefficient de tortuosité. Cependant, le béton ayant le plus fort coefficient de tortuosité (**CEMI-RAS**) présente également une plus grande perméabilité apparente. Or, l'accroissement du rapport de perméabilité en fonction de l'endommagement étant identique pour tous les bétons, il faudrait plutôt considérer la fissuration comme un accroissement du réseau poreux initial et non indépendamment comme dans le cas du modèle. Dans ce cas, il serait intéressant de déterminer un rayon du capillaire caractéristique du réseau poreux et de le faire croître proportionnellement à l'expansion générée. Ainsi, un paramètre supplémentaire prenant en compte ce phénomène a été ajouté à l'équation de Poiseuille. La prise en compte de ce nouveau paramètre a permis d'évaluer correctement l'évolution de la perméabilité au gaz au cours de l'endommagement pour tous les bétons en utilisant les mêmes valeurs de paramètre. Les résultats obtenus sont en accord avec les mesures expérimentales et montrent que l'accroissement de perméabilité débute pour un endommagement d'environ 20%. Cependant, il semble difficile d'estimer avec précision la valeur de la perméabilité apparente au gaz pour un endommagement important (60%).

CONCLUSION GENERALE ET

PERSPECTIVES

Les Réactions de Gonflement Interne (RGI) sont connues depuis une trentaine d'années. Il existe deux réactions distinctes :

- La Réaction Sulfatique Interne (RSI)
- La Réaction Alkali-Silice (RAS)

Ces deux réactions génèrent, au cours de leur développement, des pressions internes pouvant grandement altérer les propriétés du béton. Cette étude a été réalisée dans le cadre de la démarche performantielle, qui considère non pas les seules données liées à la formulation du béton mais prend en compte les propriétés physico-chimiques et mécaniques du béton qui paraissent pertinentes pour prévoir son évolution au cours d'une dégradation. Cependant, cette démarche ayant été développée principalement pour les agents pathogènes, extérieurs au béton, il paraît donc intéressant de l'appliquer aux pathologies internes, comme la RAS et la RSI. Ainsi l'objectif de cette étude consistait à proposer des indicateurs de durabilité qui soient pertinents pour détecter et suivre les RGI au cours de leur développement dans le béton.

Dans le premier chapitre, une revue de l'état de l'art a été réalisée sur les mécanismes d'apparition des RGI ainsi que sur les paramètres influant sur leur développement. Pour se développer, la RAS et la RSI nécessitent toutes deux un environnement humide. Concernant la RAS, la présence de silice réactive provenant des granulats et une teneur minimale en alcalin est nécessaire pour le développement de cette pathologie. Pour la RSI, outre la présence d'eau, le béton doit subir une élévation de température au jeune âge supérieure à 65°C. Dans ce cas l'ettringite primaire formée se déstabilise et au retour à température ambiante se recristallise dans un espace confiné sous forme massive et comprimée. La pression exercée par l'ettringite différée et le gel silico-alcalin est suffisante pour dépasser la limite de traction du béton et donc amener à sa dégradation. Les conditions d'apparition de ces pathologies sont proches et se retrouvent souvent dans les ouvrages massifs exposés à un fort taux d'humidité. Ainsi la RSI et la RAS peuvent apparaître simultanément dans un ouvrage. Cette revue bibliographique a permis de mettre en évidence un manque de données sur l'évolution des propriétés physico-chimiques et mécaniques au cours de la dégradation de bétons atteints de RGI. Ainsi, afin de proposer des indicateurs de durabilité qui paraissent

pertinents pour détecter et suivre ces pathologies dans le béton, ces travaux se sont focalisés sur la caractérisation physico-chimique et mécanique de bétons (représentatifs du parc nucléaire français) atteints de RGI sur des éprouvettes de laboratoire non armées et en condition de gonflement libre.

Le second chapitre a permis de détailler le programme expérimental mis en place pour, d'une part, générer un développement significatif des RGI et d'autre part, suivre leur développement au cours de la dégradation. Ces réactions se développant lentement dans le béton dans les conditions environnementales réelles, les essais accélérés développés par l'IFSTTAR ont été appliqués. Trois cas ont été étudiés :

- la Réaction Sulfatique Interne (RSI),
- la Réaction Alkali-Silice (RAS),
- le couplage de la RAS et de la RSI.

Les protocoles de caractérisation physico-chimique et mécanique ont été présentés ainsi que le suivi de masse et de déformation permettant de suivre l'avancement des pathologies dans le béton. Pour chaque béton pathologique, un béton de référence a été caractérisé afin de quantifier l'évolution des propriétés liées au vieillissement « naturel » du béton. Environ 360 éprouvettes de béton ont été confectionnées pour caractériser l'ensemble des bétons de l'étude. Certaines propriétés du béton ont montré une évolution significative au cours du vieillissement, liée à la poursuite des réactions d'hydratation (résistivité électrique, perméabilité aux gaz). La comparaison entre les bétons pathologiques et de référence à l'état sain a permis de mettre en évidence que le béton **CEMII-RSI-Si** a été fortement endommagé par le traitement thermique en comparaison des autres bétons de l'étude. Cet endommagement a été estimé à 21% et semble être dû d'une part, à la plus faible résistance en compression de ce béton mais également, à la présence de granulats siliceux engendrant une plus faible adhérence avec la matrice cimentaire.

Le chapitre 3 a été consacré à la quantification des propriétés physico-chimiques et mécaniques des bétons au cours du développement des RGI. Afin de quantifier la part évolutive des propriétés liée uniquement à la présence de produit pathogènes, une démarche a été proposée et un critère de détection a été établi. Le critère de détection, composé d'un ensemble de seuils, a permis de prendre en compte à la fois la valeur de la propriété mesurée initialement, l'effet de l'hydratation ainsi que les erreurs expérimentales. La caractérisation des bétons pathologiques a été réalisée selon 6 niveaux d'expansion, à l'état initial, lors de la

phase latente, pendant la période d'accélération ainsi que lors de la phase de stabilisation des pathologies. Les mesures d'expansion ont révélé un gonflement significatif, de l'ordre de 0,9% pour les bétons développant la RSI et de 0,3% pour le béton atteint de RAS. Dans le cas du couplage des RGI, la pathologie dominante paraît être la RSI. Les observations microscopiques ont permis de s'assurer de la présence des pathologies dans le béton. Un décollement des granulats siliceux avec la matrice cimentaire a été observé pour le béton **CEMII-RSI-Si**. Ces résultats semblent confirmer que l'utilisation de granulats calcaire permet de réduire l'expansion générée par la RSI. Les observations microscopiques réalisées sur le béton **CEMI-RAS&RSI** ont permis de montrer qu'au cours de la dégradation, la présence de gel silico-alkalin et d'ettringite différée se retrouve dans les mêmes zones (ITZ, fissures). La caractérisation des propriétés chimiques (pH, teneur en Portlandite, concentration en alcalins, DRX) a révélé qu'aucun des essais réalisés ne permet de détecter et de suivre les RGI au cours de leur développement. Une diminution de la teneur en Portlandite, comme source de calcium et d'ions hydroxyle, était pourtant attendue lors du développement de la RAS (Baroghel-Bouny, 2004). En revanche, le suivi des propriétés mécaniques a montré que la mesure du module d'élasticité (module sécant et acoustique non linéaire) est pertinente pour la détection et le suivi des RGI. Quelle que soit la pathologie développée, la chute de module a lieu lors de la période latente. La mesure du module d'élasticité par la méthode d'acoustique linéaire ne s'est pas révélée pertinente. Pour chaque béton, une forte atténuation du signal reçu en raison d'un réseau de fissures de plus en plus développé n'a pas permis d'accéder à la valeur du module. Cette atténuation apparaît pour une expansion d'environ 0,2%. A ce niveau d'expansion, une chute de la résistance en compression a été observée pour tous les bétons. Cependant, à ce stade, des désordres visuels sont déjà présents à la surface des éprouvettes, ce qui rend la détection tardive. La caractérisation physique des bétons a également permis de faire émerger des propriétés sensibles au développement des RGI. Cependant, les mesures de porosité à l'eau ne se sont pas révélées pertinentes. Une faible augmentation de la porosité a été quantifiée au cours de la dégradation. A contrario, les mesures de perméabilité au gaz ont révélé une forte augmentation au cours de l'expansion du béton. Quelle que soit la pathologie développée, la présence des RGI a été détectée pour une expansion d'environ 0,2%. La détection s'est révélée plus précoce pour le béton **CEMII-RSI-Si** à 0,05% d'expansion. La plus forte hausse de perméabilité observée pour ce béton au cours de la dégradation semble être la conséquence du plus fort endommagement généré lors du traitement thermique. Les essais de migration des ions chlore ne se sont pas révélés pertinents. Le front de pénétration

des ions étant linéaire, la présence de chemins percolant n'a pas pu être détectée par cette méthode de mesure. Cependant, les mesures de résistivité électrique réalisées sur les mêmes échantillons ont permis de détecter la RSI lors de la période latente pour une expansion inférieure à 0,1%. Dans le cas de la RAS au contraire, le gel étant résistif, la propagation du gel dans la fissuration semble avoir généré une augmentation de la résistivité électrique au cours de la dégradation. Ce phénomène a ainsi retardé la détection lors du couplage des pathologies. Cette mesure paraît donc pertinente uniquement pour détecter et suivre la RSI au cours de la dégradation.

Dans le dernier chapitre, un résumé des mesures qui se sont révélées pertinentes pour le suivi et la détection des RGI dans le béton a été présenté. Quatre indicateurs de durabilité ont été sélectionnés pour la RSI, la RAS et le couplage des pathologies (RAS et RSI) :

- les observations microscopiques,
- le module statique (NF EN 12390-13, 2014),
- le module dynamique (acoustique non linéaire),
- la perméabilité au gaz (XP P18-463, 2011).

Un indicateur de durabilité spécifique à la RSI a été proposé :

- la résistivité électrique (PerfDub, 2017 (2))

Selon la démarche proposée dans le troisième chapitre, les indicateurs de durabilité proposés ont permis de détecter la présence des pathologies lors de la phase latente, avant l'apparition de désordres visuels estimés pour une expansion inférieure à 0,15%. La détection des RGI par la mesure de la perméabilité au gaz s'est révélée plus tardive. Cependant, la perte de confinement est le critère de service utilisé pour les enceintes nucléaires : elle est en général évaluée à partir de la perméabilité du béton. Il est donc pertinent d'utiliser cette propriété pour le suivi des RGI, la perméabilité apparente double pour un endommagement de 30%.

La corrélation obtenue entre l'endommagement (mesuré à partir du module statique) et l'expansion semble mettre en évidence que, quelle que soit l'origine de la dégradation (RSI, RAS ou couplage), l'évolution de l'endommagement au cours de l'expansion est similaire. De plus, une relation linéaire a été établie entre les endommagements mesurés à partir du module d'élasticité (module statique et acoustique non linéaire). Pour les ouvrages nucléaires, la mesure du module en acoustique non linéaire étant non destructive, elle peut être envisagée pour suivre l'évolution de ces pathologies. La corrélation obtenue entre le rapport de perméabilité apparente et l'endommagement (avec la prise en compte de l'endommagement

généralisé lors du traitement thermique), a permis de révéler que quelle que soit la pathologie développée, l'accroissement du rapport de perméabilité au gaz a lieu pour un endommagement identique (20%). Ainsi, une méthodologie utilisant les indicateurs de durabilité sélectionnés, permettant de détecter et de suivre la présence des RGI sur éprouvette de laboratoire, a été proposée. Enfin, deux modèles permettant d'évaluer l'évolution de la perméabilité apparente au cours de l'endommagement des bétons par RGI ont été proposés. Un modèle empirique simple d'utilisation, composé d'une seule équation et deux paramètres de calage a été proposé. Ce dernier a permis d'évaluer correctement l'évolution de la perméabilité apparente au cours de l'endommagement. Le second modèle est plus théorique, il considère la fissuration indépendamment du réseau poreux. La fissuration est générée autour de chaque granulats (1 à 22,4 mm) et l'ouverture des fissures est considérée constante indépendamment de la taille des granulats. Les résultats du modèle ont montré qu'il est préférable de considérer uniquement le débit engendré par les fissures générées autour des plus gros granulats (10 à 22,4 mm). Dans ce cas, la valeur du coefficient prenant en compte la tortuosité et la rugosité des fissures est proche de celle proposée dans la littérature. Cependant, pour décrire correctement l'évolution de la perméabilité apparente, la valeur de ce coefficient a dû être réduite pour les bétons atteints de RSI. La présence d'ettringite différée dans les fissures pourrait engendrer une plus forte rugosité. Cependant, étant donné, que d'une part, les valeurs initiales de perméabilité apparente sont similaires pour les bétons atteints de RSI et plus importantes pour le béton atteint de RAS et d'autre part, que l'augmentation de perméabilité au cours de l'endommagement semble dépendre de la valeur initiale mesurée, un coefficient supplémentaire a été ajouté au modèle. Ainsi en utilisant des valeurs de paramètres identiques pour tous les bétons, le modèle a permis d'évaluer correctement l'évolution de la perméabilité apparente au cours de l'endommagement. Ces résultats sont cohérents avec l'augmentation de perméabilité observée pour un endommagement de 20%. Cependant, lorsque l'endommagement devient trop important (60%), il devient difficile d'évaluer avec précision la valeur de la perméabilité apparente.

Les travaux de cette thèse ont permis de faire émerger des indicateurs de durabilité qui paraissent pertinents pour la détection et le suivi des RGI dans le béton. Cependant, malgré l'ampleur du programme expérimental réalisé, des actions supplémentaires restent encore à développer :

- Du point de vue expérimental, ces essais ont été réalisés sur des éprouvettes de béton saturées sans armature et en condition de gonflement libre. Il serait donc intéressant

d'une part, de transposer ces essais à l'échelle de la structure, et d'autre part, de prendre en compte l'influence de la présence d'armature et du taux d'humidité sur les valeurs mesurées. Une plateforme expérimentale a été développée par l'IRSN pour suivre l'évolution des RGI sur des blocs de béton à l'échelle de la structure. Ainsi, l'utilisation des indicateurs de durabilité sélectionnés pourrait être envisagée pour détecter et suivre l'évolution des pathologies dans ces blocs de béton. De plus, afin de conforter la pertinence des indicateurs de durabilité sélectionnés, il paraît intéressant de caractériser d'autres bétons susceptibles d'être dégradés par ces RGI. Concernant, les ouvrages nucléaires, le prélèvement d'échantillons étant proscrit, le développement de méthode d'essais non destructifs doit également être envisagé pour permettre le suivi des RGI dans ces structures.

- Du point de vue de la modélisation, l'implémentation de ces indicateurs de durabilité comme données d'entrée pourrait se révéler pertinente pour le suivi des RGI dans les ouvrages atteints. La modélisation de l'évolution de la perméabilité apparente au gaz semble montrer qu'il serait préférable de considérer la fissuration comme un accroissement du réseau poreux initial et non comme indépendante de ce dernier. Ainsi, il serait intéressant de déterminer un rayon capillaire caractéristique du réseau poreux et de le faire croître proportionnellement à l'expansion générée. Ce rayon caractéristique pourrait être déterminé expérimentalement par intrusion au mercure et à partir de modèles empiriques (Hognon H., 2017).

Les travaux présentés dans ce travail constituent donc un premier pas dans la démarche performantielle utilisée pour suivre la présence de pathologies endogènes aux bétons. Il est ainsi nécessaire de poursuivre les études afin de prendre en compte l'effet structurel, du ferrailage, du gradient d'humidité et de la présence d'autres pathologies (corrosion, carbonatation ...) sur les propriétés mesurées au cours d'une dégradation par les RGI.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Akhavan A., Shafaatian S.-M.-H., Rajabipour F., 2012. Quantifying the effects of crack width, tortuosity, and roughness on water permeability of cracked mortars. Cement and Concrete Research. Vol. 42, p. 313-320.

Al Shamaa M., 2012. Etude du risque de développement d'une réaction sulfatique interne et de ses conséquences dans les bétons de structure des ouvrages nucléaires. Thèse. Université Paris-Est.

Al Shamaa M., et al. 2016. Influence of limestone filler and of the size of the aggregates on DEF. Cement and Concrete Composites. Vol. 71, p 175-180.

Al Shamaa M., Lavaud S., Divet L., Nahas G., Torrenti J.-M., 2014. Coupling between mechanical and transfer properties and expansion due to DEF in a concrete of nuclear power plant. Nuclear Engineering and design 266, p. 70-77.

Al Shamaa M., Lavaud S., Divet L., Nahas G., Torrenti J.-M., 2015. Influence of relative humidity on delayed ettringite formation. Cement and Concrete Composites 58, p. 14-22.

Aldea C.-M., Shah S. P., Karr A., 1999. Permeability of cracked concrete. Materials and Structures. Vol. 32, p. 370-376.

Baroghel-Bouny V. et al., 2004. Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages. Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction. Etat de l'art et guide pour la mise en œuvre d'une approche performantielle et prédictive sur la base d'indicateurs de durabilité. Guide AFGC.

Baroghel-Bouny V., Mainguy M., Lassabatere T., Coussy O., 1999. Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials. Cement and Concrete Research, Vol. 29, pp 1225-1238.

Bentz D., Ardani A., Barrett T., Jones S., Lootens D., Peltz M., Sato T., Stutzman P., Tanesi J., Weiss J., 2015. Multi-scale investigation of the performance of limestone in concrete. Construction and Building Materials 75, p. 1-10.

Beushausen H. et Dittmer T., 2015. The influence of aggregate type on the strength and elastic modulus of high strength concrete. Construction and Building Materials. Vol. 74, p. 132-139.

- Boukari Y., Bulteel D., Rivard P., Abriak N., 2015.** Combining acoustics and physico-chemical analysis of aggregates to improve alkali-silica reaction monitoring. *Cement and Concrete Research*. Vol. 67, p. 44-51.
- Bouzabata H., Multon S., Sellier A., Houari H., 2012.** Effects of restraint on expansion due to delayed ettringite formation. *Cement and Concrete Research*. Vol. 42, p. 1024–1031.
- Brunetaud X., 2005.** Etude de l'influence de différents paramètres et de leurs interactions sur la cinétique et l'amplitude de la réaction sulfatique interne au béton. Thèse, Ecole centrale de Paris.
- Brunetaud X., Divet L., Damidot D., 2008.** Impact of unrestrained Delayed Ettringite Formation-induced expansion on concrete mechanical properties. *Cement and Concrete Research*. Vol. 38, p.1343-1348.
- Cagnon H. et al., 2015.** Drying creep in cyclic humidity conditions. *Cement and Concrete Research*. Vol. 76, p. 91-97.
- Capra B., Sellier A., 2003.** Orthotropic modeling of alkali-aggregate reaction in concrete structures: Numerical simulations. *Mechanics of Materials*, Vol. 35, pp. 817-830.
- Cassagnabère F., Mouret M., Escadeillas G., 2009.** Early hydration of clinker-slag-metakaolin combination in steam curing conditions, relation with mechanical properties. *Cement and Concrete Research*. Vol. 39, p. 1164-1173.
- Chappex T., and Scrivener K., 2012.** Alkali fixation of C–S–H in blended cement pastes and its relation to alkali silica reaction. *Cement and Concrete Research*. Vol. 42, p.1049-1054.
- Charpin L., 2013.** Modèle micromécanique pour l'étude de l'anisotropie de la réaction alkali-silice. Thèse, Université Paris-Est, Paris.
- Charpin L., Ehrlicher A., 2014.** Microporomechanics study of anisotropy of ASR under loading. *Cement and Concrete Research*, Vol. 63, pp. 143-157.
- Chatterji S., Thaulow N., Jensen A. D., 1988.** Studies of alkali-silica reaction, Part 6: Practical implications of a proposed reaction mechanism. *Cement and Concrete Research*, Vol. 18, pp 363-366.
- Choinska M., Dufour F., Pijaudier-Cabot G., 2007.** Matching permeability law from diffuse damage to discontinuous crack opening. 6th International on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures. Catania, Italy.

Couty R., 1999. Réflexions sur la réaction alcali-silice et les problèmes en suspens. Journée Scientifique AFGC-DRAST sur l'alcali-réaction.

Cyr M., Rivard P., Labrecque F., Daidie A., 2008. High-pressure device for fluid extraction from porous materials: application to cement-based materials. Journal of the American Ceramic Society. Vol 91, p. 2653-2658.

Damidot D., Glasser F. P., 1993. Thermodynamic investigation of the CaO-Al₂O₃-CaSO₄-H₂O system at 25° C and the influence of Na₂O. Cement and Concrete Research, vol. 23, pp. 221–238.

Damidot, D., Glasser, F. P., 1992. Thermodynamic investigation of the CaO-Al₂O₃-CaSO₄-H₂O system at 50°C and 85°C. Cement and Concrete Research, vol. 22, pp. 1179–1191.

Dent Glasser L. S., Kataoka N., 1981. The chemistry of alkali-aggregate reaction. Cement and Concrete Research, vol.11, 1-9.

Diamond S., 1996. Delayed ettringite formation – Processes and problems. Cement and Concrete Composites 18, 205-215.

Diamond S., 1997. Alkali-silica reaction – Some paradoxes. Cement and Concrete Composites 19, pp 391-401.

Divet L., 2001. Les réactions sulfatiques internes au béton : contribution à l'étude des mécanismes de la formation différée de l'ettringite. Thèse. Conservatoire National des Arts et Métier.

Dron R., Brivot F., Chaussadent T., 1998. Mécanisme de la réaction alcali-silice. Bulletin des Laboratoires des Ponts et chaussées, Réf. 4175, 61-68.

Dunant C. F., Scrivener K. L., 2010. Micro-mechanical modelling of alkali-silica-reaction-induced degradation using the AMIE framework. Cement and Concrete Research, Vol. 40, pp. 517-525.

Esposito R., Hendriks M. A. N., 2016. A multiscale micromechanical approach to model the deteriorating impact of alkali-silica reaction on concrete. Cement and Concrete Composites, Vol. 70, pp. 139-152.

Esposito R., Hendriks M. A. N., 2017. Literature review of modeling approaches for ASR in concrete: a new perspective. European Journal of Environmental and Civil Engineering. DOI: 10.1080/19648189.2017.1347068.

Famy C., Scrivener K., Atkinson A., Brough A., 2001. Influence of the storage conditions on the dimensional changes of heat-cured mortars. *Cement and Concrete Research*. Vol. 31, n° 5, p. 795-803.

Flatt R. J., Scherer G. W., 2008. Thermodynamics of crystallization stresses in DEF. *Cement and Concrete Research*, vol, 38, pp. 325-336.

Fu Y., Ding J., Beaudoin J. J., 1997. Expansion of Portland cement mortar due to internal sulfate attack. *Cement and Concrete Research*, Vol. 27, pp 1299-1306.

Fu Y., Xie P., Gu P., Beaudoin J. J., 1994. Effect of temperature on sulphate adsorption / desorption by tricalcium silicate hydrates. *Cement and Concrete Research*, Vol. 24, pp 1428-1432.

Gallucci, E., Zhang, X. et Scrivener, K. L., (2013). Effect of temperature on the microstructure of calcium silicate hydrate (C-S-H). *Cement and Concrete Research*. Vol. 53, p. 185-195.

Gao X. X., Multon S., Sellier A., 2013. Alkali-silica reaction expansion: Pessimism effect versus scale effect. *Cement and Concrete Research*, Vol. 44, pp 25-33.

Giaccio G., Zerbino R., Ponce J.M., Batic O.R., 2008. Mechanical behavior of concretes damaged by alkali-silica reaction. *Cement and Concrete Research*. Vol. 38, p. 993-1004.

Godart B. et Divet L., 2009. Réaction sulfatique interne dans les structures en béton – Mécanisme, pathologie et prévention. *Techniques de l'Ingénieur*, C2254 V1.

Godart B. et Le Roux A., 2008. Alkali-réaction dans les structures en béton – Mécanisme, pathologie et prévention. *Techniques de l'Ingénieur*, C2252 V3.

Graf L., 2007. Effect of relative humidity on expansion and microstructure of heat-Cured mortars. RD139, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 2007, 50 pages.

Grattan-Bellew P.E., Beaudoin J.J., Vallée V.G., 1998. Effect of aggregate particle size and composition on expansion of mortar bars due to delayed ettringite formation. *Cement and Concrete Research*, vol. 28, n° 8, pp. 1147-1156.

Grimal, E., 2007. Caractérisation des effets du gonflement provoqué par la réaction alcali-silice sur le comportement mécanique d'une structure en béton. Thèse, Université Paul Sabatier, Toulouse.

Grimal, E., Sellier A., Le Pape Y., Bourdarot E., 2008. Creep, shrinkage, and anisotropic damage in alkali-aggregate reaction swelling mechanism – Part I: A constitutive model. *ACI Materials Journal*, Vol. 105, No. 3.

Grimal, E., Sellier A., Le Pape Y., Bourdarot E., 2008. Creep, shrinkage, and anisotropic damage in alkali-aggregate reaction swelling mechanism – Part II: Identification of model parameters and application. *ACI Materials Journal*, Vol. 105, No. 3.

Hanein T., Glasser F., Bannerman M., 2015. Thermodynamics of Portland cement clinkering. The 14th International congress on the chemistry of cement. Beijing.

Hartman M.R., Berliner R., 2006. Investigation of the structure of ettringite by time-of-flight neutron powder diffraction techniques. *Cement and Concrete Research*, vol. 36, pp. 364-370.

Heinz D., kalde M., Ludwig U., Ruediger I., 1999. Present state of investigation on damaging late ettringite formation (DLEF) in mortars and concretes, in ettringite the sometimes host of destruction. *ACI International*, SP 177-1, pp. 1-14.

Heinz D., Ludwig U., 1987. Mechanism of secondary ettringite formation in mortars and concretes subjected to heat treatment. *Special Publication*, vol. 100, pp. 2059-2072.

Hong S.-Y., Glasser F.P., 2002. Alkali sorption by C-S-H and C-A-S-H gels Part 2: Role of alumina. *Cement and Concrete Research* 32, 1101-1111.

Institution of Structural Engineers, 1992. In: Structural effects of alkali-silica reaction, technical guidance on the appraisal of existing structures. Institution of Structural Engineers, London.

Jabbour J., 2018. Méthodes d'essais de vieillissement accéléré des bétons à l'échelle des ouvrages. PhD thesis, Université Paris-Saclay.

Jones J. N., 1988. A new interpretation of alkali-silica reaction and expansion mechanisms in concrete. *Chemistry and industry*, pp. 40-44.

Kchakech B., 2016. Etude de l'influence de l'échauffement subi par un béton sur le risque d'expansions associées à la réaction sulfatique interne. Thèse, Université Paris-Est, Paris.

Ladaoui W., Vidal T., Sellier A., Bourbon X., 2013. Analysis of interactions between damage and basic creep of HPC and HPFRC heated between 20 and 80°C. *materials and Structures* 46, p. 13-23.

Larive C., 1997. Apports combines de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Larive C., 1998. Combined contribution of experiments and modeling to the understanding of alkali-aggregate reaction and its mechanical consequences. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Report OA 28.

Lawrence C. D., 1995. Mortar expansions due to delayed ettringite formation. Effect of curing period and temperature. Cement and Concrete Research, Vol. 25, pp 903-914.

Léger P., Côté P., Tinawi R., 1996. Finite element analysis of concrete swelling due to alkali-aggregate reactions in dams. Computers & Structures, Vol.60, No. 4, pp. 601-611.

Leklou N., Aubert J-E., Escadeillas G., 2013. Influence of various parameters on heat-induced internal sulphate attack. European journal of environmental and civil engineering, 17:3, 141-153.

Lesnicki K.J., Kim J.Y., Kurtis K.E., Jacobs L.J., 2011. Characterization of ASR damage in concrete using nonlinear impact resonance acoustic spectroscopy technique. NDT&E International. Vol. 44, p. 721-727.

Li G., Le Bescop P., Moranville M., 1995. Expansion mechanism associated with the secondary formation of the U phase in cement-based systems containing high amounts of Na₂SO₄. Cement and Concrete Research, vol. 26, No. 2, 195-201.

Lothenbach B., 2010. Thermodynamic equilibrium calculations in cementitious systems. Materials and structures. Vol. 43, p. 1413-1433.

Martin R. P., 2011. Analyse sur structures modèles des effets mécaniques de la réaction sulfatique interne du béton. Thèse, Université Paris-Est, Paris.

Martin R.-P., Bazin C., Toutlemonde F., 2013. Alkali aggregate reaction and delayed ettringite formation: common features and differences. 14th International Conference on Alkali Aggregate Reaction, ICAAR14. Hal-00852367.

Martin R.P., Sanchez L., Fournier B., Toutlemonde F., 2017. Evaluation of different techniques for the diagnosis & prognosis of Internal Swelling Reaction (ISR) mechanisms in concrete. Construction and Building Materials. Vol. 156, p. 956-964.

Marzouki, A., Beddey A., Ben Oeudou M., 2013. Effets de la finesse de mouture sur les propriétés de ciments avec fillers calcaires. Journées Nationales du Béton.

Mehta P-K., 1973. Mechanism of expansion associated with ettringite formation. Cement and Concrete Research, Vol.3, pp. 1-6.

Méthode d'essai n°44, 1997. Alkali-réaction du béton, essais d'expansion résiduelle sur béton durci. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Méthode d'essai n°66, 2007. Réactivité d'un béton vis-à-vis d'une réaction sulfatique interne. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Morenon P., Multon S., Sellier A., Grimal E., Hamon F., Bourdarot E., 2017. Impact of stresses and restrains on ASR expansion. Construction and Building Materials. Vol. 140, p. 58-74.

Mulongo P. L., Ekelu S. O., 2013. Kinetic model to predict cement susceptibility to delayed ettringite formation. Part 1: Theoretical concept. Magazine of Concrete Research, vol. 65(10), pp. 629-639.

Mulongo P. L., Ekelu S. O., 2013. Kinetic model to predict cement susceptibility to delayed ettringite formation. Part 2: Model validation and application. Magazine of Concrete Research, vol. 65(10), pp. 640-646.

Multon S., 2003. Évaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alcali-réaction sur des structures modèles. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Multon S., 2004. Évaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alcali-réaction sur des structures modèles. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

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, Vol. 81, pp 122-133.

NF EN 12350-2, 2019. Essais pour béton frais — Partie 2 : Essai d'affaissement.

NF EN 12350-6, 2019. Essais pour béton frais — Partie 6 : Masse volumique.

NF EN 12390-13, 2014. Essai pour béton durci - Partie 13: détermination du module sécant d'élasticité en compression.

NF EN 12390-16, 2019. Essais pour béton durci — Partie 16 : Détermination du retrait du béton.

NF EN 12390-3, 2003. Essais pour béton durci - Partie 3: résistance à la compression des éprouvettes.

NF EN 12504-4, 2005. Essais pour béton dans les structures — Partie 4 : Détermination de la vitesse de propagation du son.

NF EN 206, 2014. Béton – Spécification, performance, production et conformité.

NF EN 206/CN, 2014. Béton – Spécification, performance, production et conformité – Complément national à la norme NF EN 206.

NF P18-400, 1981. Bétons – Moules pour éprouvettes cylindriques et prismatiques.

NF P18-404, 1981. Bétons – Essais d'étude, de convenance et de contrôle – Confection et conservation des éprouvettes.

NF P18-459, 2010. Béton - Essai pour béton durci - Essai de porosité et de masse volumique.

Ouvrier-Buffer F., 2019. Apport aux contrôles non destructifs ultrasonores pour la détection des pathologies de gonflement interne du béton. Thèse, Université Aix-Marseille.

Pavoine A., 2003. Evaluation du potentiel de réactivité des bétons vis-à-vis de la formation différée de l'ettringite. Thèse, Université Pierre et Marie Curie Paris VI, Paris.

Pavoine A., Brunetaud X., Divet L., 2012. The impact of cement parameters on delayed ettringite formation. Cement and Concrete Composites, vol. 34, pp. 521-528.

Pelissou C., 2016. Synthèse bibliographique de la modélisation multi-physique de la réaction alcali-granulat. Rapport technique, PSN-RES/SEMIA-2016-00426, IRSN.

Pelissou C., 2017. Synthèse bibliographique de la modélisation multi-physique de la réaction sulfatique interne. Rapport technique, PSN-RES/SEMIA-2017-00274, IRSN.

PerfDub, 2017 (1). Non-steady state chloride migration test.

PerfDub, 2017 (2). Determination of the resistivity of saturated concrete.

Petrov N., 2003. Effets combinés de différents facteurs sur l'expansion des bétons causés par la formation différée de l'ettringite. Thèse, Université de Sherbrooke.

Picandet V., Khelidj A., Bastian G., 2001. Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high-performance concrete. Cement and Concrete Research. Vol. 31, p. 1525-1532.

Picandet V., Khelidj A., Bellegou H., 2009. Cracks effects on gas and water permeability of concretes. Vol. 39, p. 537-547.

Plusquellec G., Geiker M.R., Lindgård J., Dushesne J., Fournier B., De Weerd K., 2017. Determination of the pH and the free alkali metal content in the pore solution of concrete: Review and experimental comparison. Cement and Concrete Research. Vol 96, p. 13-26.

Poyet S., 2003. Etude de la dégradation des ouvrages en béton atteints par la réaction alcali-silice – Approche expérimentale et modélisation numérique des dégradations dans un environnement hydro-chemo-mécanique variable. Thèse, Université de Marne-La-Vallée.

Poyet S., Sellier A., Capra B., Foray G., Torrenti J.-M., Cognon H., Bourdarot E., 2007. Chemical modeling of Alkali Silica Reaction: Influence of the reactive aggregate size distribution. Materials and Structures, vol. 40(2), pp. 229-239.

Poyet S., Sellier A., Capra B., Thèvenin-Foray G., Torrenti J.-M., Tournier-Cognon H., Bourdarot E., 2006. Influence of water on Alkali-Silica Reaction : Experimental Study and Numerical Simulations. Journal of Materials in Civil Engineering, American Society of Civil Engineers, 18 (4).

Poyet S., Sellier A., Thevenin-Foray G., Capra B., Torrenti J.-M., Bourdarot E. et Tournier-Cognon H., 2011. Etude expérimentale et modélisation de l'influence de l'eau sur la reaction alcali-silice. Revue Française de génie-civil, 8 :2-3, pp. 345-366.

Prezzi M., Monteiro P., Sposito G., 1997. The alkali-silica reaction, Part I: Use of the double-layer theory to explain the behavior of reaction-product gels. ACI Material Journal, Vol. 94, No. 1.

Pu Q., Jiang L., Xu J., Chu H., Xu Y., Zhang Y., 2012. Evolution of pH and chemical composition of pore solution in carbonated concrete. Construction and Building Materials. Vol. 28, p. 519-524.

Rahal S., Sellier A., Verdier J., 2016. Modelling of change in permeability induced by dilantancy for brittle geomaterials. Construction and Building Materials. Vol. 125, p. 613-624.

Ramlochan T., Zacarias P., Thomas M. D. A., Hooton R. D., 2003. The effect of pozzolans and slag on the expansion of mortars cured at elevated temperature. Part I: Expansive behavior. Cement and Concrete Research, vol. 33, pp. 807-814.

Rivard P, Bérubé MA, Ollivier JP, Ballivy G., 2003. Alkali mass balance during the accelerated concrete prism test for alkali-aggregate reactivity. *Cement Concrete Research* ;33(8):1147–53.

Rivard P., Saint-Pierre F., 2009. Assessing alkali-silica reaction damage to concrete with non-destructive methods : From the lab to the field. *Construction and Building Materials* 23, p. 902-909.

Sachlova S., 2013. Microstructure parameters affecting alkali-silica reactivity of aggregates. *Construction and Building Materials*. Vol.49, pp 604-610.

Sagüés A.A., Moreno E.I., and Andrade C., 1997. Evolution of pH during in-situ leaching in small concrete cavities. *Cement and Concrete Research*. Vol. 27, n° 11, p. 1747-1759.

Salgues M., 2013. Modélisation des effets structuraux des réactions sulfatiques internes: Application aux barrages en béton. Thèse, Université Paul Sabatier, Toulouse.

Salgues M., Sellier A., Multon S., Bourdarot E., Grimal E., 2014. DEF modelling based on thermodynamic equilibria and ionic transfers for structural analysis.

Sanchez L.F.M., Multon S., Sellier A., Cyr M., Fournier B., Jolin M., 2014. Comparative study of a chemo-mechanical modeling for alkali silica reaction (ASR) with experimental evidences. *Construction and Building Materials*. Vol. 72, p. 301-315.

Scherer G., 1999. Crystallization in pores. *Cement and Concrete Research* 29, 1347-1358

Scrivener K. L., Taylor H. F. W., 1993. Delayed ettringite formation: a microstructural and microanalytical study. *Advances in Cement Research*, 5, No.20, 139-146.

Sellier A., Bary B., 2002. Coupled damage tensors and weakest link theory for the description of crack induced anisotropy in concrete. *Engineering Fracture Mechanics*. Vol. 69, p. 1925-1939.

Shayan A., Ivanusec I., 1996. An experimental clarification of the association of delayed ettringite formation with alkali-aggregate reaction. *Cement and Concrete Composites*, vol. 18(3), pp. 161-170.

Shehata M., Thomas M., 2000. The effect of fly ash composition on the expansion of concrete due to alkali-silica reaction. *Cement and Concrete Research* 30, 1063-1072.

Silva A. S., Soares D., Matos L., Salta M., Divet L., Pavoine A., Candeias A., Mirao J., 2010. Influence of mineral additions in the inhibition of delayed ettringite formation in

cement based materials – A microstructural characterization. Materials Science Forum, vol. 636-637, pp. 1272-1279.

Sogbossi H., 2017. Etude de l'évolution de la perméabilité du béton en fonction de son endommagement : transposition des résultats de laboratoire à la prédiction des débits de fuite sur site. Thèse, Université Paul Sabatier – Toulouse III.

Stephens A., Kefei L., Coussy O., 2003. Aging approach to water effect on Alkali-Silica Reaction, degradation of structures. Journal of Engineering Mechanics. 129: 1.

Swamy R. N., 2003. The alkali-silica reaction in concrete. Taylor & Francis e-Library.

Tashiro C, Yamada K., 1989. Study of relationship between alkali-aggregate reaction and electrical resistivity. In: Proceedings of the eighth international conference on AAR in concrete, Kyoto (Japan); p. 381–3.

Thomas M., 2011. The effect of supplementary cementing materials on alkali-silica reaction: A review. Cement and Concrete Research 41, 1224-1231.

Ulm F.-J., Coussy O., Kefei L., Larive C., 2000. Thermo-Chemo-Mechanics of ASR expansion in concrete structure. Journal of Engineering Mechanics, Vol 126, pp. 233-242.

Urhan S., 1986. Alkali silica and pozzolanic reactions in concrete. Part 1: Interpretation of published results and hypothesis concerning the mechanism. Cement and Concrete Research, Vol. 17, pp 141-152.

Villain G., Thierry M., Platret G., 2007. Measurement methods of carbonation profiles in concrete: Thermogravimetry, chemical analysis and gammadensimetry. Cement and Concrete Research. Vol 37, p. 1182-1192.

Wang H., Gillott J. E., 1991. Mechanism of alkali-silica reaction and the significance of calcium hydroxide. Cement and Concrete Research. Vol. 21, pp 647-654.

Wimalasiri M., Robert D.J., Li C.-Q., Baji H., 2018. A new method to simulate permeability degradation of stressed concrete. Construction and Building Materials. Vol 174, p. 284-292.

Wu T., Temizer I., Wriggers P., 2014. Multiscale hydro-thermo-chemo-mechanical coupling: Application to alkali-silica reaction. Computational Materials Science, Vol. 84, pp 381-395.

XP P18-462, 2012 Essai sur béton durci – Essai accéléré de migration des ions chlorure en régime non-stationnaire.

XP P18-463, 2011. Bétons - Essai de perméabilité aux gaz sur béton durci.

Yang R., Lawrence C. D., Lynsdale C. J., Sharp J. H., 1999. Delayed ettringite formation in heat-cured Portland cement mortars. *Cement and Concrete Research*, vol. 29, pp. 17-25.

Yang R., Lawrence C. D., Sharp J.H., 1999. Effect of type of aggregate on delayed ettringite formation. *Advances in Cement Research*, vol. 11, n°3, pp. 119-132.

Zhang Z., Olek J., Diamond S., 2002. Studies on delayed ettringite formation in heat-cured mortars II. Characteristics of cement that may be susceptible to DEF. *Cement and Concrete Research*, Vol. 17, pp 1737-1742.

Zhang Z., Olek J., Diamond S., 2002. Studies on delayed ettringite formation in early-age, heat-cured mortars. I. Expansion measurements, changes in dynamic modulus of elasticity, and weight gains. *Cement and Concrete Research*. Vol. 32, p.1729-1736.

ANNEXES

ANNEXE 1 : Fiche technique du CEM I 52,5 N

Direction Commerciale
Assistance
et Prescription Clients
Tél. : 01 34 77 78 81
Fax : 01 30 98 73 50



Version du : 11/07/2017
N° DoP : 0333-CPR-1502

Fiche produit

BEFFES
CEM I 52.5 N CE CP2 NF

Caractéristiques physiques et mécaniques											
Compression en MPa				Eau pâte pure en %	Début de prise en mn	Stabilité en mm	Masse volumique en g/cm ³	Surface Blaine en cm ² /g	Chaleurs en J/g		L*
1j	2j	7j	28j						41h	120h	
23	37	53	63	29.7	3H28	1	3.11	3854	375	385	80

Composition élémentaire (%)		Constituants (%)		Caractéristiques des constituants		
				Nature	Caractéristiques	
Perte au feu	2.9	<u>Principaux</u>		<u>Clinker (K) de</u>		
SiO ₂	19.3	Clinker (K) de Beffes	95.0	<u>Beffes</u>	CaO/SiO ₂	- 3.2
Al ₂ O ₃	5.3				C ₂ S+C ₃ S (%)	- 78
Fe ₂ O ₃	2.8				MgO (%)	- 2.1
TiO ₂	0.3				Al ₂ O ₃ (%)	- -
MnO	0.0				C ₂ S (%)	- 68
CaO	63.2	<u>Secondaires</u>	4.0		C ₃ S (%)	- 10
MgO	2.0	Calcaire (L)			C ₃ A (%)	- 11
SO ₃	3.5				C ₄ AF (%)	- 8
K ₂ O	0.94					
Na ₂ O	0.08	FDEC				
P ₂ O ₅	0.2					
S-	<0.02	<u>Sulfate de calcium</u>		<u>Calcaire</u>	CaCO ₃ (%)	90.0
Cl-	0.01	Gypse	5.2	<u>(L ou LL)</u>	Vb (g/100g)	0.9
Insoluble	0.5	Anhydrite	-		TOC (%)	0.24
Na ₂ O eq.	0.70	<u>Additifs</u>		<u>Laitier</u>	Laitier vitreux (%)	-
Na ₂ O eq. AcBf	0.70	Agent de mouture	0.030	<u>(S)</u>	(CaO+MgO)/SiO ₂	-
C ₃ A	-	Agent réducteur de Cr VI	0.130		CaO+MgO+SiO ₂ (%)	-
C ₃ A+0.27x C ₃ S	-			<u>Cendres</u>	PF (%)	-
C ₃ AF+2x C ₃ A	-			<u>(D)</u>	CaO réactive (%)	-
					SiO ₂ réactive (%)	-
				<u>Fumées de</u>	SiO ₂ amorphe (%)	-
				<u>silice (D)</u>	PF (%)	-
					Aire massique BET (m ² /kg)	-

Etablissement	Vrac	Big bag	Sac 25 kg	Sac 35 kg
Usine de Beffes	Oui	Non	Non	Non

Ces valeurs ne sont données qu'à titre indicatif. Les résultats d'auto-contrôle sont disponibles sur demande
à la Direction Commerciale Assistance et Prescription Clients



Edition 2017
Rue des Techniciens
75000 Quimper
Tél. : 01 34 77 78 00
Fax : 01 34 77 78 00

SAUF le capital de 100 000 000 €
Rég. en 501 800 640 RCS Quimper

ANNEXE 2 : Fiche technique du CEM II/A-LL 42,5 R

Direction Commerciale
Assistance
et Prescription Clients
Tél. : 01 34 77 78 81
Fax : 01 30 98 73 50



Version du : 08/02/2017
N° DoP : 0333-CPR-5003

Fiche produit	AIRVAULT CEM II/A-LL 42.5 R CE PM-CP2 NF
----------------------	---

Caractéristiques physiques et mécaniques											
Compression en MPa				Eau pâte pure en %	Début de prise en min	Stabilité en mm	Masse volumique en g/cm³	Surface Blaine en cm²/g	Chaleurs en J/g		L*
1j	3j	7j	28j						41h	120h	
-	33	47	58	20.1	3H10	1	3.12	3008	325	-	58

Composition élémentaire (%)		Constituants (%)	
Perle au feu	3.6	<u>Principaux</u> Clinker (K) d'Airvault Calcaire (LL) (%) <u>Secondaires</u> Laitier (S) (%) Cendres (V) (%) FBCB (%)	92.0 8.0 2.0
SiO ₂	19.7		
Al ₂ O ₃	4.6		
Fe ₂ O ₃	3.2		
TiO ₂	0.3		
MnO	0.1		
CaO	63.5	<u>Sulfate de calcium</u> Gypse Anhydrite	2.7 -
MgO	1.2		
SO ₃	2.7		
K ₂ O	1.36		
Na ₂ O	0.11		
P ₂ O ₅	0.5		
S-	<0.02	<u>Additifs</u> Agent de mouture Agent réducteur de Cr VI	0.048 0.18
Cl-	0.05		
Insoluble	-		
Na ₂ O eq.	0.70		
Na ₂ O eq. Actif	0.93		
C ₂ A	-		
C ₂ A+0.27xC ₂ S	-	<u>Fumées de silice (D)</u>	-
C ₂ AF+2xC ₂ A	-		

Caractéristiques des constituants			
Nature	Caractéristiques		
<u>Clinker (K) d'Airvault</u>	CaO/SiO ₂	-	3.1
	C ₂ S+C ₃ S (%)	-	78
	MgO (%)	-	1.2
	Al ₂ O ₃ (%)	-	5.0
	C ₂ S (%)	-	66
	C ₃ S (%)	-	11
<u>Calcaire (L ou LL)</u>	C ₂ A (%)	-	7
	C ₄ AF (%)	-	10
	CaCO ₃ (%)		93.3
	Vb (g/100g)		0.5
	TOC (%)		0.1
<u>Laitier (S)</u>	Laitier vitreux (%)		97.5
	(CaO+MgO)/SiO ₂		1.4
	CaO+MgO+SiO ₂ (%)		83.2
	PF (%)		4.6
	CaO réactive (%)		< 10
	SiO ₂ réactive (%)		40.2
<u>Cendres (V)</u>			
<u>Fumées de silice (D)</u>	SiO ₂ amorphe (%)		-
	PF (%)		-
	Aire massique BET (m²/kg)		-

Etablissement	Vrac	Big bag	Sac 25 kg	Sac 35 kg
Usine d'Airvault	Oui			

Ces valeurs ne sont données qu'à titre indicatif. Les résultats d'auto-contrôle sont disponibles sur demande à la Direction Commerciale Assistance et Prescription Clients

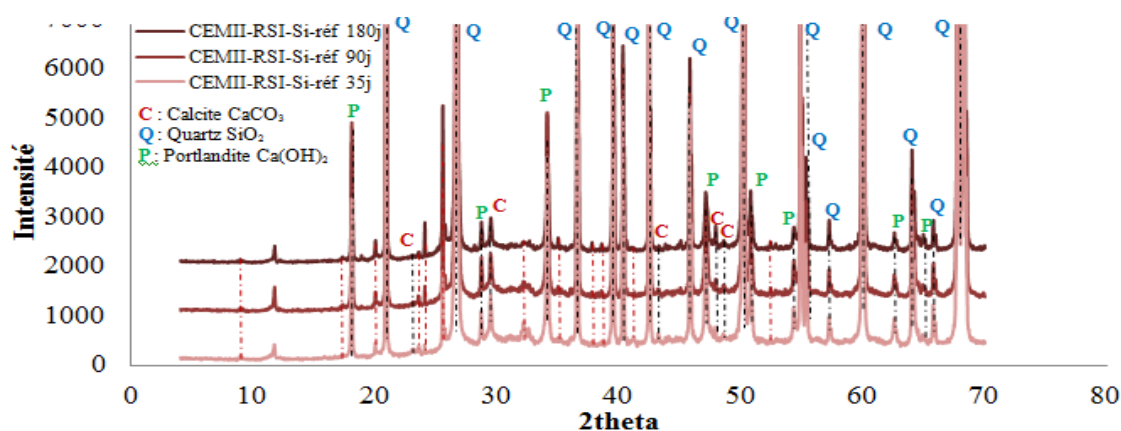


Signature
Sur les Techniques
19/02/2017
Tél. : 01 34 77 78 81
Fax : 01 30 98 73 50

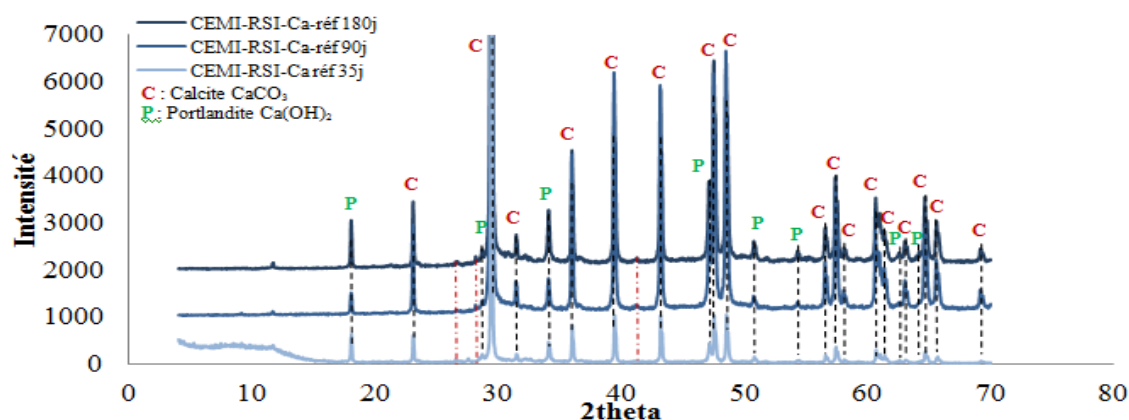
ISO 9001 certifié par ISO 9001:2015
Bureau ISO 9001:2015 Certification

ANNEXE 3 : Résultats des essais de DRX pour les bétons de référence

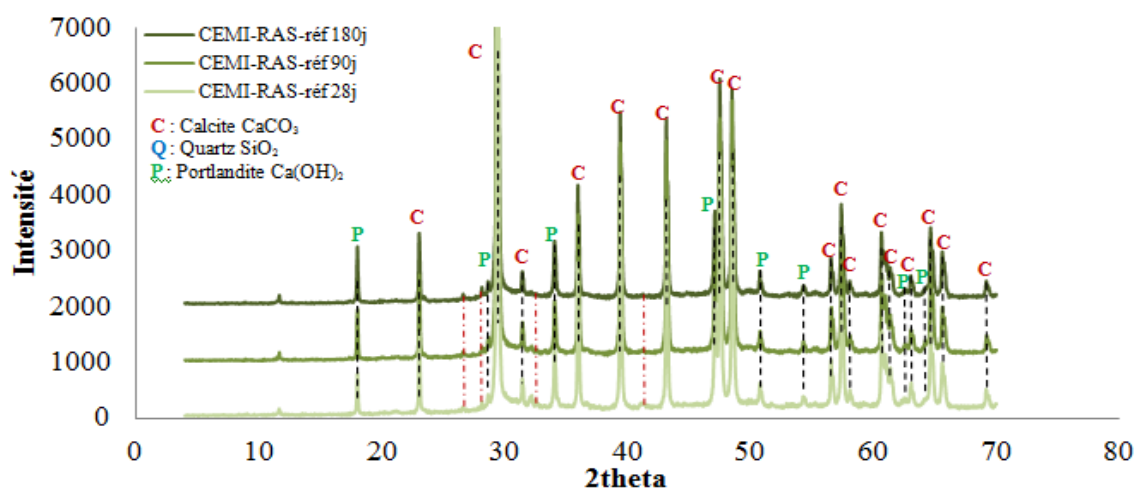
Les traits rouges en pointillé présents sur les diffractogrammes identifient les pics des phases non identifiées. Ces pics ont également été identifiés dans les spectres des granulats.



*Analyse DRX du béton **CEMII-RSI-Si-réf** au cours du temps*

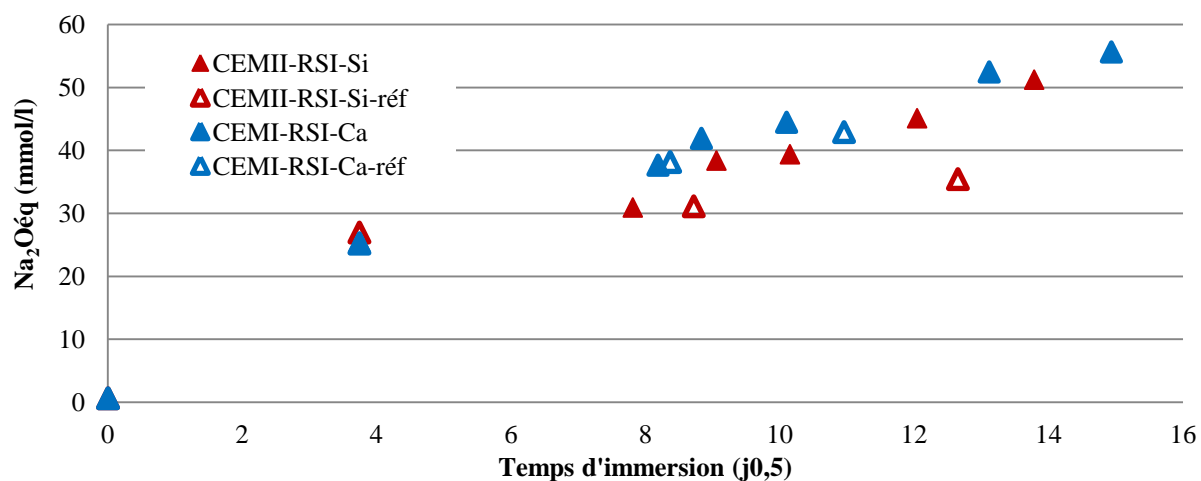


*Analyse DRX du béton **CEMI-RSI-Ca-réf** au cours du temps*

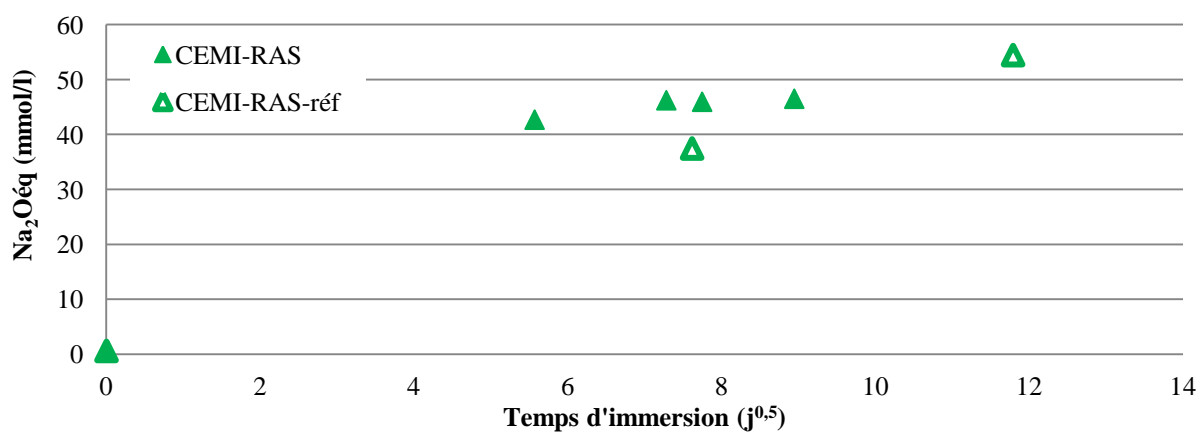


*Analyse DRX du béton **CEMI-RAS-réf** au cours du temps*

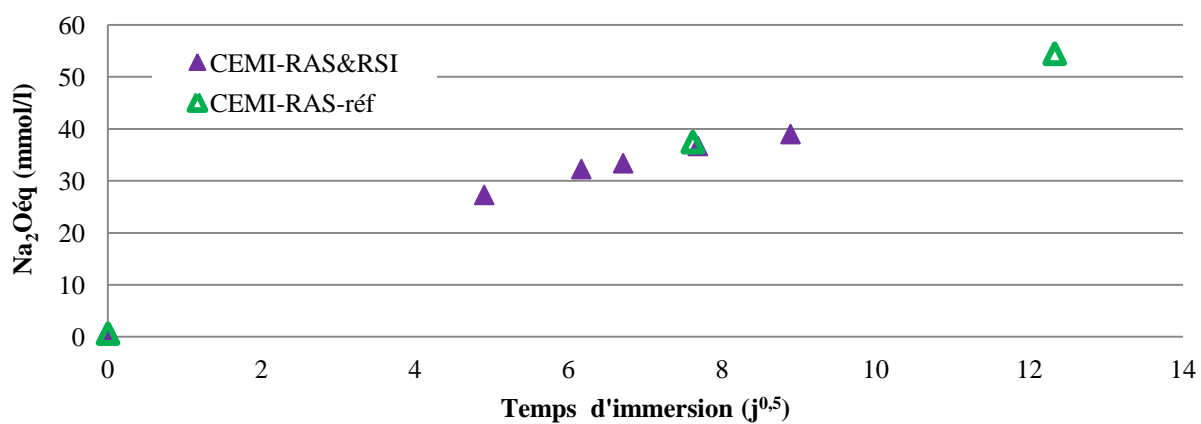
ANNEXE 4 : Concentration en alcalins de l'eau de conservation



Evolution de la teneur en alcalins équivalent dans la solution de conservation des bétons
CEMII-RSI-Si, CEMI-RSI-Ca, CEMII-RSI-Si-réf et CEMI-RSI-Ca-réf



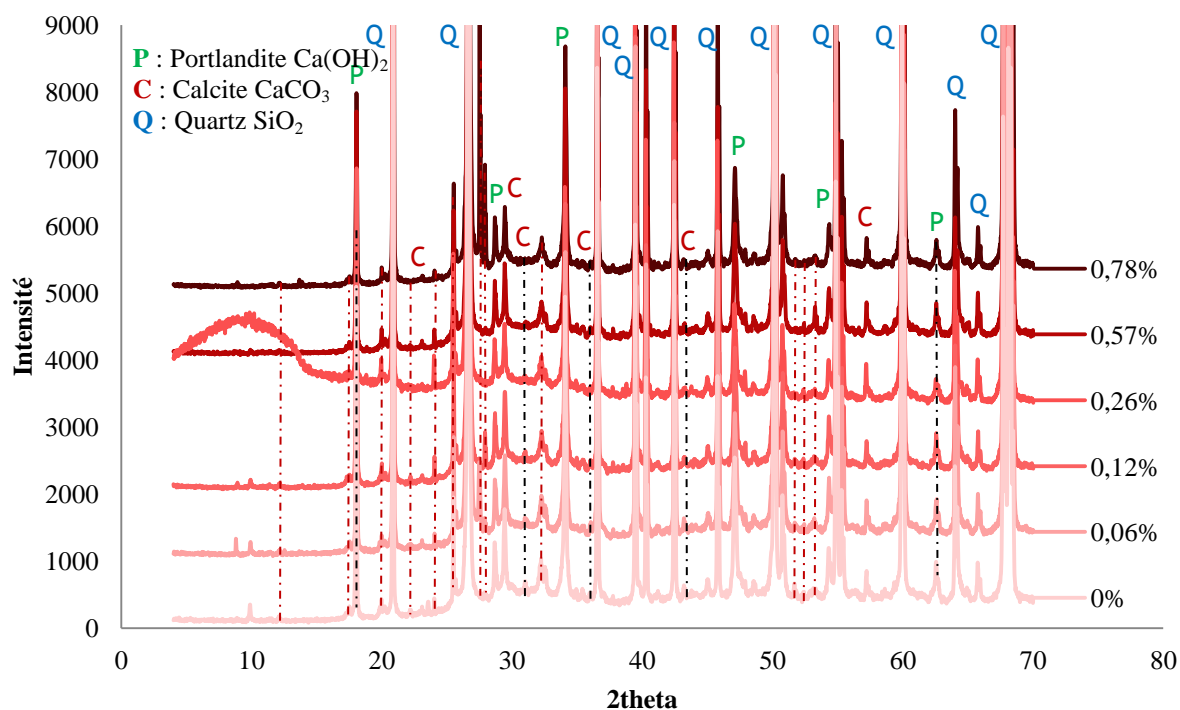
Evolution de la teneur en alcalins équivalent dans la solution de conservation des bétons
CEMI-RAS et CEMI-RAS-réf



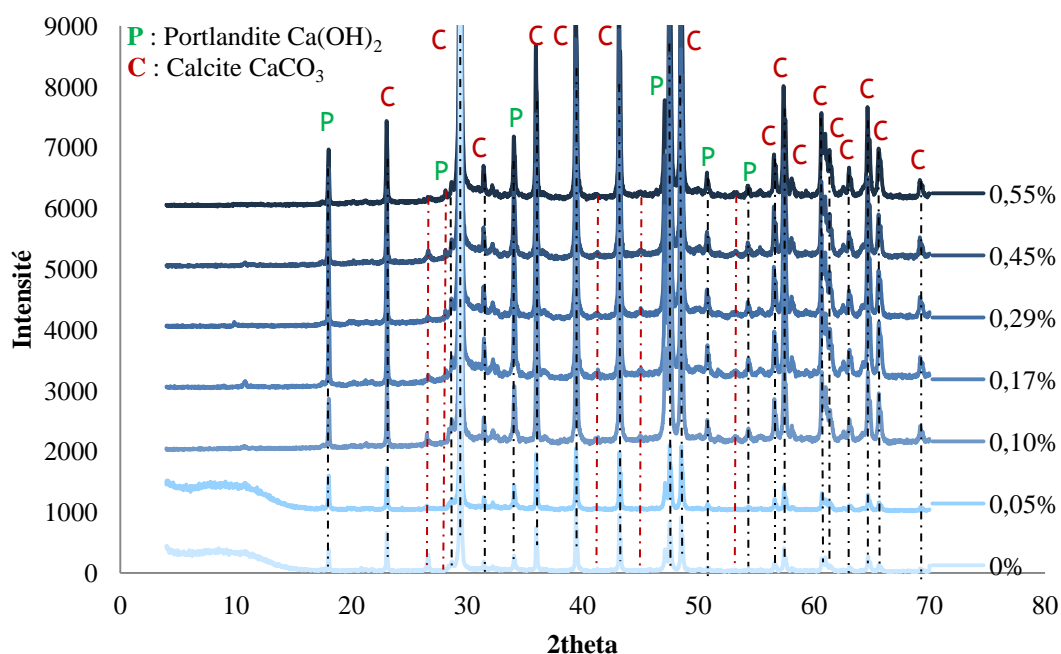
Evolution de la teneur en alcalins équivalent dans la solution de conservation des bétons
CEMI-RAS et CEMI-RAS-réf

ANNEXE 5 : Résultats des essais de DRX pour les bétons pathologiques

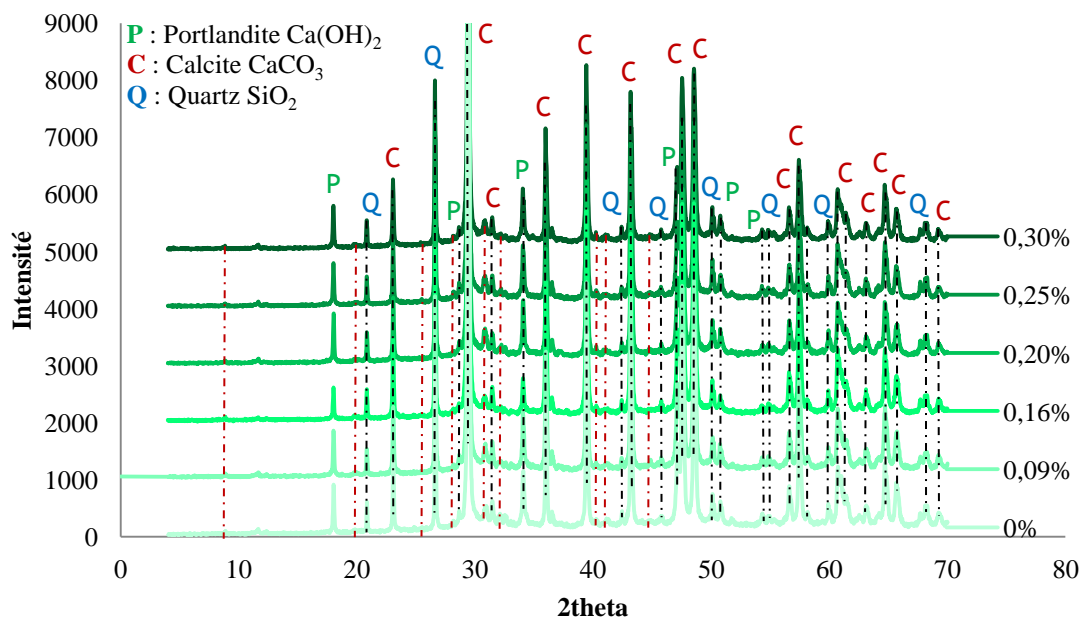
Les traits rouges en pointillé présents sur les diffractogrammes identifient les pics des phases non identifiées. Ces pics ont également été identifiés dans les spectres des granulats.



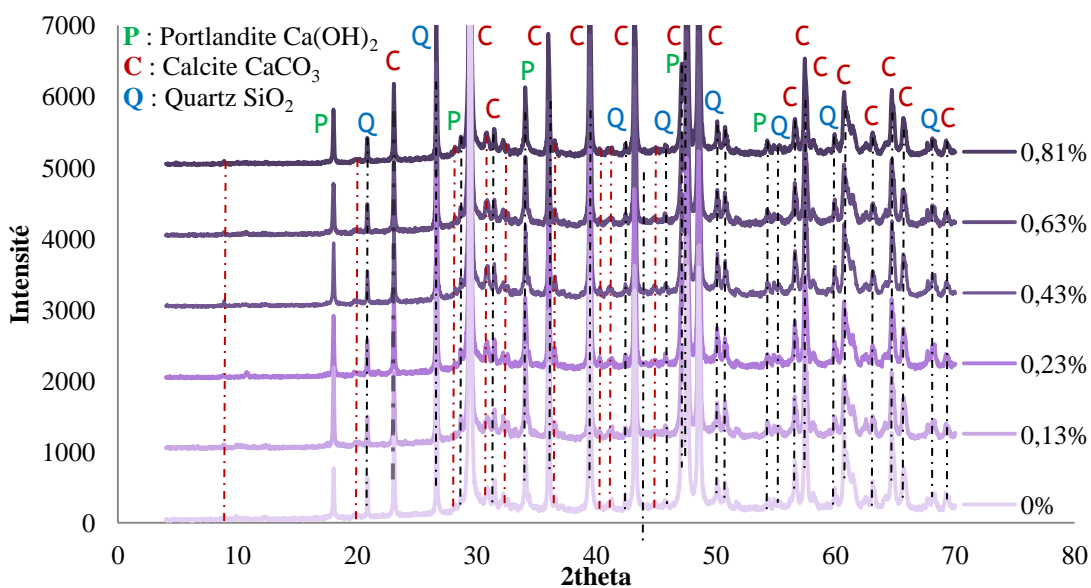
Analyse DRX du béton CEMII-RSI-Si au cours de l'expansion



Analyse DRX du béton CEMI-RSI-Ca au cours de l'expansion



Analyse DRX du béton CEMI-RAS au cours de l'expansion



Analyse DRX du béton CEMI-RAS&RSI au cours de l'expansion