



HAL
open science

Perméabilité à l'air du béton armé endommagé par des Réactions de Gonflement Interne (RGI)

Joe Maalouf

► **To cite this version:**

Joe Maalouf. Perméabilité à l'air du béton armé endommagé par des Réactions de Gonflement Interne (RGI). Génie civil. Université de Toulouse, 2024. Français. NNT : 2024TLSES018 . tel-04629907

HAL Id: tel-04629907

<https://theses.hal.science/tel-04629907>

Submitted on 1 Jul 2024

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

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

Doctorat de l'Université de Toulouse

préparé à l'Université Toulouse III - Paul Sabatier

Perméabilité à l'air du béton armé endommagé par des
Réactions de Gonflement Interne (RGI)

Thèse présentée et soutenue, le 17 janvier 2024 par

Joe MAALOUF

École doctorale

MEGEP - Mécanique, Energétique, Génie civil, Procédés

Spécialité

Génie civil

Unité de recherche

LMDC - Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions de Toulouse

Thèse dirigée par

Stephane MULTON et Jérôme VERDIER

Composition du jury

M. Farid BENBOUDJEMA, Président, École normale supérieure Paris-Saclay

Mme Aveline DARQUENNES, Rapporteuse, Institut National des Sciences Appliquées de Rennes

Mme Géraldine VILLAIN, Rapporteuse, Université Gustave Eiffel

M. Abdelhafid KHELIDJ, Examineur, Université de Nantes

M. Jacques JABBOUR, Examineur, TIMAB Magnésium

M. Alain SELLIER, Examineur, Université Toulouse III - Paul Sabatier

M. Stephane MULTON, Directeur de thèse, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse

M. Jérôme VERDIER, Co-directeur de thèse, Université Toulouse III - Paul Sabatier

Membres invités

M. Hugo CAGNON, IUT Paul Sabatier

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde gratitude envers l'équipe d'encadrement du Laboratoire de Mécanique et Durabilité des Constructions (LMDC) pour m'avoir offert cette précieuse opportunité de réaliser ma thèse. En particulier, je souhaite adresser mes sincères remerciements à mon directeur de thèse, Stéphane Multon, ainsi qu'à mes co-directeurs de thèse, Hugo Cagnon et Jérôme Verdier. Votre soutien inébranlable, votre écoute attentive et vos remarques constructives ont grandement contribué à l'aboutissement de ce travail. Je vous suis reconnaissant pour votre présence et vos conseils tout au long de ce parcours académique.

Je voudrais également exprimer ma gratitude envers l'équipe de l'Institut de Radioprotection et de Sécurité Nucléaire (IRSN), en particulier à Jacques Jabbour et Benjamin Richard, pour leur précieux temps et leur encadrement tout au long de mes recherches.

Un immense merci aux membres du jury d'avoir accepté de participer à ma soutenance et pour leurs remarques constructives dans les rapports des rapporteurs ainsi que pour leurs questions pertinentes lors de la soutenance. Leurs contributions ont enrichi mon travail et m'ont permis de progresser dans ma réflexion.

Je souhaite également exprimer ma reconnaissance envers mes chers collègues du LMDC, avec qui j'ai partagé ces trois dernières années. Votre soutien, votre collaboration et votre camaraderie ont rendu cette expérience de recherche d'autant plus enrichissante et agréable.

À ma chère Melissa, je tiens à te remercier du fond du cœur pour ta présence constante à mes côtés. Ta patience, ton soutien indéfectible et ton amour m'ont été d'un réconfort inestimable tout au long de cette aventure. Je t'aime plus que jamais et je suis reconnaissant de t'avoir à mes côtés.

Enfin, je souhaite exprimer ma profonde gratitude envers ma famille, qui a été mon roc tout au long de ce parcours académique. À mon père Chehade, ma mère Eugénie et mes deux frères Tedy et Lello, je vous remercie pour vos encouragements constants, votre soutien inconditionnel et vos sacrifices. J'espère avoir été à la hauteur de vos attentes et je suis fier de pouvoir partager cette réussite avec vous.

Merci à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de cette thèse. Votre soutien et vos encouragements ont été essentiels à chaque étape de ce voyage académique.

RESUME

Le travail décrit dans ce manuscrit s'inscrit dans les programmes de recherche consacrés à l'étude du vieillissement des ouvrages de génie civil nucléaire, initiés par l'Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire (IRSN) et menés au sein du Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC) de Toulouse. Cette recherche s'inscrit dans le cadre du projet visant à prolonger la durée d'exploitation des centrales nucléaires françaises. L'objectif de cette étude est de contribuer à l'acquisition de connaissances relatives à l'impact du développement de certaines pathologies internes au sein des ouvrages non-remplaçables des centrales nucléaires, telles que les enceintes de confinement, sur les caractéristiques de transport des bétons. Il convient de souligner que le comportement au niveau du confinement de ces matériaux revêt une importance cruciale dans l'évaluation de la sûreté des installations nucléaires, car les enceintes de confinement représentent la troisième et dernière barrière de protection contre toute éventuelle libération de produits radioactifs dans l'environnement.

Les professionnels responsables des essais de durabilité du béton sont confrontés à un défi majeur : évaluer les caractéristiques de transfert des bétons affectés par les Réactions de Gonflement Interne (RGI). Ces pathologies sont généralement associées à deux types de réactions chimiques : la Réaction Sulfatique Interne (RSI) et la Réaction Alkali-Granulats (RAG). Lorsque ces réactions se développent, des contraintes de traction apparaissent dans le béton et conduisent à la formation de fissures dans les structures touchées par ces pathologies. Dans ce contexte, la recherche réalisée dans le cadre de cette thèse se concentre sur deux aspects principaux : la mesure de la perméabilité à l'air des bétons sujets aux réactions de gonflement interne, en couvrant une gamme de taux de saturation allant d'un état partiellement saturé (80% Sr) à un état complètement sec. De plus, toutes les structures de génie civil nucléaire sont renforcées par des armatures passives et actives, cette étude tient donc compte de la présence d'armatures dans différentes dispositions.

Les données collectées dans cette étude permettent d'évaluer l'évolution des propriétés de transfert de bétons atteints de RGI en fonction de l'expansion générée, des fissures induites et du degré de saturation du béton. Un dispositif innovant a été spécialement conçu pour cette recherche. Ce nouveau protocole permet la mesure de la perméabilité à l'air en offrant la possibilité d'évaluer l'anisotropie de cette propriété en la quantifiant dans deux directions sur un même échantillon, sans pression de confinement qui peut affecter les données de perméabilités. De plus, il permet d'analyser comment la perméabilité à l'air évolue en relation avec la présence d'armatures dans différentes configurations, tout en prenant en compte le développement des réactions de gonflement interne.

Les résultats obtenus pendant cette étude ont permis d'améliorer la connaissance des propriétés de transport dans des bétons fissurés par des RGI en présence ou non d'armatures et de générer des données expérimentales qui enrichiront les bases de données utilisées pour établir des modèles avancés capables de prédire le comportement à long terme des bétons affectés par les RGI, en tenant compte à la fois de l'expansion et de la modification des caractéristiques de transport. Ces modèles permettront de prévoir les éventuelles interventions nécessaires sur les structures, contribuant ainsi à réduire les coûts associés aux réparations différées.

ABSTRACT

The work described in this manuscript is part of research programs dedicated to the study of the aging of nuclear civil engineering structures, initiated by the “Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire (IRSN)” and conducted within the “Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC)” in Toulouse. This research falls within the framework of a project aimed at extending the operational lifespan of French nuclear power plants. The objective of this study is to contribute to the acquisition of knowledge related to the impact of the development of certain internal pathologies within irreplaceable components of nuclear power plants, such as containment structures, on the transport characteristics of concrete. It is worth noting that the behavior of these materials at the containment level is of crucial importance in the assessment of the safety of nuclear installations, as containment structures represent the third and final barrier of protection against any potential release of radioactive products into the environment.

Professionals responsible for concrete durability tests face a major challenge: evaluating the transport characteristics of concrete affected by Internal Swelling Reactions (ISR). These pathologies are generally associated with two types of chemical reactions: Delayed Ettringite Formation (DEF) and Alkali-Aggregate Reaction (AAR). When these reactions develop, tensile stresses appear in the concrete, leading to the formation of cracks in structures affected by these pathologies. In this context, the research conducted as part of this thesis focuses on two main aspects: measuring the air permeability of concrete subjected to internal swelling reactions, covering a range of saturation levels from partially saturated (80% Sr) to completely dry. Furthermore, all nuclear civil engineering structures are reinforced with passive and active reinforcements, so this study considers the presence of reinforcements in various arrangements.

The data collected in this study allow for the assessment of the evolution of transport properties of concrete affected by ISR based on the generated expansion, induced cracks, and the degree of concrete saturation. An innovative device has been specially designed for this research. This new protocol allows for the measurement of air permeability while providing the opportunity to assess the anisotropy of this property by quantifying it in two directions on the same sample, without confinement pressure that can affect permeability data. Moreover, it allows for an analysis of how air permeability evolves in relation to the presence of reinforcements in different configurations, while considering the development of internal swelling reactions.

The results obtained during this study have improved our understanding of transport properties in concrete affected by ISR, with or without reinforcements, and have generated experimental data that will enrich the databases used to establish advanced models capable of predicting the long-term behavior of concrete affected by ISR, considering both expansion and modifications to transport characteristics. These models will help predict any necessary interventions on structures, thus contributing to reducing the costs associated with deferred repairs.

TABLE DES MATIÈRES

<i>Remerciements</i>	2
<i>Resumé</i>	3
<i>Abstract</i>	4
<i>Table des matières</i>	5
<i>Introduction générale</i>	9
Chapitre I : Etat de l'art	14
Partie 1 : Structure poreuse et perméabilité du béton	14
I.1 Microstructure du béton	14
I.1.1 Hydratation et structure poreuse de la pâte de ciment	15
I.1.2 Interface pâte/granulat.....	16
I.1.3 Eau dans la pâte de ciment	18
I.2 Caractéristiques d'un milieu poreux	18
I.2.1 Méthodes de caractérisation de la structure poreuse des éléments en béton	18
I.2.2 Porosité et distribution de la taille des pores.....	19
I.3 Perméabilité des matériaux cimentaires	20
I.3.1 Loi de Darcy	21
I.3.2 Détermination de la perméabilité apparente	23
I.3.3 Détermination de la perméabilité intrinsèque dans le cadre des écoulements laminaires.....	25
I.3.4 Détermination de la perméabilité intrinsèque dans le cadre des écoulements turbulents	27
I.4 Techniques de mesure de la perméabilité aux gaz	29
I.4.1 Méthodes de mesure en régime permanent.....	29
I.4.2 Méthodes de mesure en régime transitoire	31
I.5 Facteurs influents la perméabilité aux gaz, liés à la composition du béton	32
I.5.1 Influence du rapport Eau/ciment.....	32
I.5.2 Influence de la durée de cure sur la perméabilité.....	33
I.5.3 Influence des granulats sur la perméabilité.....	33
I.6 Effet de pre-conditionnement sur la perméabilité	35
I.6.1 Effet de l'état de saturation du béton sur la mesure de perméabilité	35
I.6.2 Choix du protocole de contrôle de la saturation	36
Partie 2 : Perméabilité dans des bétons fissurés et dans des bétons armés	38
I.7 Origines des fissures	38
I.7.1 Origine mécanique	39
I.7.2 Origine thermo-physico-chimique	41
I.7.3 Réactions de Gonflement Interne (RGI)	43
I.8 Perméabilité du béton armé	53

1.8.1	Effet d'armatures sur les propriétés de transport	53
1.8.2	Effet d'armatures sur la cinétique d'écoulements d'air	54
1.8.3	Effet de la distribution d'armatures sur les propriétés de transport	55
I.9	Conclusion	56
Chapitre II : Programme expérimental.....		59
II.1	Introduction	59
II.2	Matériaux d'étude	59
II.2.1	Constituants de base.....	60
II.2.2	Formulations de béton.....	63
II.2.3	Malaxage et mise en place	64
II.3	Protocoles de conservation et conditionnement	65
II.3.1	Cas de la RSI.....	65
II.3.2	Cas de la RAG	68
II.4	Protocoles de mesure	69
II.4.1	Caractérisation des éprouvettes.....	69
II.4.2	Eprouvettes de béton armé.....	71
II.4.3	Suivi d'expansion et de masse	76
II.4.4	Caractérisations physico-chimiques.....	77
II.4.5	Caractérisations mécaniques	86
II.5	Programme expérimental sur béton non armé.....	89
II.5.1	Introduction.....	89
II.5.2	Stratégie adoptée	89
II.5.3	Suivi d'expansion.....	91
II.5.4	Comparaison avec des études antérieures	99
II.6	Programme expérimental sur béton armé	105
II.6.1	Introduction.....	105
II.6.2	Stratégie adoptée	106
II.6.3	Suivi d'expansion.....	106
II.7	Conclusion	110
Chapitre III : Perméabilité à l'air des bétons atteints de RGI.....		112
III.1	Introduction.....	112
III.2	Propriétés de transport.....	112
III.2.1	Porosité totale et porosimétrie.....	113
III.2.2	Cinétique de séchage.....	118
III.2.3	Cinétiques d'écoulements d'air.....	123
III.2.4	Perméabilités apparentes.....	131
III.3	Analyse de l'évolution de la perméabilité à l'air	138

III.3.1	Perméabilité à l'air des bétons fissurés par les RGI : effet du degré de saturation	138
III.3.2	Bilan des perméabilités relatives et comparaison RSI/RAG	148
III.3.3	Effet des RGI sur la dépendance de la perméabilité apparente à la pression.....	153
III.4	Conclusion	155
Chapitre IV : Corrélation entre perméabilité, expansions et endommagement des bétons atteints de RGI.....		
IV.1	Introduction	158
IV.2	Propriétés mécaniques des bétons atteints de RGI.....	158
IV.2.1	Résistance en compression	159
IV.2.2	Module statique.....	161
IV.2.3	Module dynamique par résonance libre	169
IV.3	Endommagement des bétons en fonction du niveau d'expansion	171
IV.3.1	Effet de l'hydratation sur les propriétés des bétons	172
IV.3.2	Evolution des propriétés mécaniques en fonction des expansions atteintes	177
IV.4	Analyse de l'évolution de la perméabilité en fonction des expansions.....	180
IV.4.1	Effet de l'expansion sur la perméabilité à l'air des bétons fissurés par les RGI..	180
IV.4.2	Perméabilité à l'air relative en fonction des expansions de RGI	183
IV.5	Analyse de la corrélation perméabilité à l'air et de l'endommagement	190
IV.5.1	Comparaison avec les données de la littérature	190
IV.5.2	Proposition de loi empirique	197
IV.6	Conclusion	198
Chapitre V : Nouveau protocole de mesure de la perméabilité à l'air pour béton armé fissuré.....		
V.1	Introduction	200
V.2	Présentation du protocole de mesure en dépression.....	201
V.2.1	Reproductibilité de la mesure à la double cloche	201
V.2.2	Principe de la mesure de la perméabilité en dépression.....	202
V.2.3	Caractérisation des armatures étudiées	206
V.3	Mesure en dépression à la double cloche sur béton non armé	207
V.3.1	Mesures de la perméabilité sur béton non armé.....	208
V.3.2	Confrontation des mesures à la double cloche et au Cembureau en dépression..	210
V.4	Perméabilité des bétons armés sains	214
V.4.1	Prismes armés par une nappe centrale	215
V.4.2	Prismes armés par deux nappes parallèles	222
V.4.3	Prismes armés dans les trois directions.....	226
V.4.4	Bilan des mesures de perméabilité sur béton armé non endommagé par RGI	229
V.5	Perméabilité de bétons armés fissurés par la RAG	238

V.5.1	Confrontation des mesures par DC et Cembureau pour les bétons fissurés non armés	238
V.5.2	Perméabilité pour un flux parallèle aux armatures	241
V.5.3	Perméabilité pour un flux perpendiculaire aux armatures	247
V.6	Conclusion	250
	<i>Conclusion générale.....</i>	<i>252</i>
	<i>Perspectives.....</i>	<i>258</i>
	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	260
	<i>Annexe</i>	<i>270</i>
VI.	<i>Annexe 1 : Fiche technique du ciment.....</i>	<i>271</i>
VII.	<i>Annexe 2 : Courbes granulométriques du granulat calcaire (source : fournisseur)</i>	<i>272</i>
VII.1	Sable (0/4 mm).....	272
VII.2	Granulat (4/11,2 mm)	273
VII.3	Granulat (11,2/22,4 mm)	274
VII.4	Fiche technique.....	275
VIII.	<i>Suivi prismes développant la RSI à l'état initial.....</i>	<i>278</i>

INTRODUCTION GENERALE

I. CONTEXTE INDUSTRIEL ET SCIENTIFIQUE

En France, le béton est largement utilisé comme matériau de construction pour divers ouvrages en raison de ses propriétés mécaniques, de sa facilité de mise en œuvre et de son coût relativement abordable. En raison de la prédominance du béton dans l'industrie de la construction et de son impact significatif sur l'économie nationale, une attention considérable est accordée à l'optimisation et à la maîtrise des propriétés de ce matériau. Cette attention s'étend notamment aux domaines de construction particulièrement sensibles, tels que les ouvrages nucléaires.

La France dépend fortement, à hauteur d'environ 63% de sa production d'électricité en 2022 (selon le bilan électrique 2022), des centrales nucléaires. Cette dépendance confère une importance stratégique à la prolongation de leur durée de fonctionnement, tant sur le plan économique que sociétal. En effet, les exigences de sûreté ou de sécurité spécifiques aux installations nucléaires vont bien au-delà de leur résistance mécanique face à diverses menaces d'origine naturelle, industrielle ou malveillante. Une exigence supplémentaire concerne l'étanchéité de certains éléments de ces installations, visant à garantir leur capacité à maintenir l'intégrité du confinement des matières utiles à leur fonctionnement en cas d'accident ou d'agressions externes.

À titre d'exemple, la législation impose un taux de fuite maximal pour les enceintes de confinement des centrales nucléaires dès leur construction. Ce taux de fuite est ensuite contrôlé lors de la mise en place de l'enceinte et périodiquement tous les 10 ans, en tenant compte des conditions de pression auxquelles l'enceinte pourrait être soumise. Il est essentiel de souligner que les enceintes de confinement constituent la troisième et dernière barrière. Par conséquent, leur comportement revêt une importance capitale dans l'évaluation globale de la sûreté des installations nucléaires, et le matériau qui les compose doit répondre aux exigences de performance pendant toute la durée d'exploitation de ces installations.

Cependant, certaines pathologies affectant les matériaux composant la barrière de confinement peuvent compromettre la sûreté requise. Plusieurs types de dégradations du béton peuvent se manifester, qu'elles soient d'origine chimique (comme la carbonatation, l'attaque par les chlorures, l'attaque sulfatique interne, la réaction alcali-granulat, etc.), thermique (comme les cycles de gel-dégel, etc.) ou mécanique (comme les charges statiques, la fatigue, etc.). Selon les observations menées sur les structures en béton armé, il est évident que la période d'incubation de ces pathologies est relativement longue et dépend de plusieurs facteurs, notamment la composition du béton, son degré d'hydratation et son historique thermique et hydrique.

Parmi les dégradations d'origine chimique, nous pouvons identifier les Réactions de Gonflement Internes (RGI), qui englobent deux pathologies distinctes, à savoir la Réaction Sulfatique Interne (RSI) et la Réaction Alcali-Granulat (RAG). Ces deux pathologies nécessitent des niveaux d'humidité élevés pour se développer. La RSI survient lorsque le béton

est exposé à une élévation significative de température ($>65^{\circ}\text{C}$), entraînant la dissolution de l'ettringite primaire, qui recristallise ensuite sous une forme compacte (Taylor, et al., 2001). La RAG se caractérise par la formation d'un gel silico-alcalin résultant de la réaction entre la silice partiellement cristallisée présente dans les granulats et les alcalins issus du ciment (Powers, et al., 1955). Ces deux réactions conduisent à une expansion du béton, susceptible de causer des fissures dans les ouvrages concernés.

Les travaux menés dans le cadre de la présente thèse sur l'impact des RGI sur les propriétés de confinement du béton ont été menés en collaboration entre l'Institut de Radioprotection et de Sécurité Nucléaire (IRSN) et le Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC).

II. PROBLEMATIQUE

La problématique principale réside dans le fait qu'il est pratiquement impossible d'éliminer complètement la possibilité d'apparition de phénomènes tels que les Réactions de Gonflement Internes (RGI) dans les installations nucléaires. Cette situation découle de la présence d'éléments structuraux massifs en béton armé, qui ont pu subir un échauffement significatif pendant le processus d'hydratation du ciment ou en raison de l'utilisation de granulats potentiellement réactifs. Cette éventualité doit être étudiée de manière approfondie, surtout à la lumière de la prolongation envisagée de la durée de vie des installations. Dans la littérature, les recherches se concentrent principalement sur la compréhension des mécanismes physico-chimiques sous-jacents et sur l'évaluation des conséquences en termes de comportement mécanique, tant au niveau du matériau qu'à celui de la structure.

Plusieurs études ont démontré que les dommages résultant du développement des Réactions de Gonflement Internes (RGI) ne compromettent pas nécessairement la fonctionnalité mécanique des ouvrages touchés, comme l'ont souligné Sellier et al. (Sellier, et al., 2009) et Morenon et al. (Morenon, et al., 2019). Cependant, il est impératif d'analyser les éventuelles altérations des propriétés de transport, qui surviennent en conséquence des fissurations provoquées par la détérioration du béton.

Les propriétés de transport jouent un rôle essentiel sur la durabilité des structures en béton armé, comme en témoignent diverses études telles que celles menées par Picandet, Khelidj et Bastian en 2001 et Choinska et al. en 2007 (Picandet, et al., 2001), (Choinska, et al., 2007). Dans le cas de structures fortement armées, la présence de ces armatures peut avoir des répercussions sur les propriétés de transport, allant au-delà de leur rôle mécanique (Sogbossi, et al., 2017) et (Hachem, et al., 2023). Voici quelques aspects importants à considérer :

- l'interface entre l'acier et le béton présente une porosité supérieure à celle du béton non armé. Cette interface peut créer des voies préférentielles pour la circulation des fluides, ce qui peut entraîner des modifications dans les flux de transport de masse en raison de sa moindre résistance au passage des fluides ;
- la présence de l'acier peut induire la fissuration du béton, même en l'absence de contraintes externes, en raison du phénomène de retrait empêché.

Dans ce contexte, il devient essentiel de développer des outils permettant de détecter puis de prédire l'évolution des propriétés de transport dans les bétons armés affectés par ces pathologies. C'est pourquoi, au cours de cette étude, un dispositif novateur a été conçu et validé. Il permet de mesurer la perméabilité à l'air dans un petit élément de structure de béton armé, dans plusieurs directions par une mesure en dépression. Ce test se distingue par son caractère non destructif, sans pression de confinement, tout en permettant d'évaluer l'anisotropie de perméabilité existant dans les structures de génie civil en raison de la présence d'armatures.

En résumé, pour mieux comprendre l'évolution des propriétés de transport des bétons et dans les structures affectées par les Réactions de Gonflement Internes (RGI), plusieurs questions demeurent sans réponse, notamment :

- quel est l'impact du développement des RGI sur les propriétés de transport des bétons ?
- peut-on relier l'évolution des propriétés de transport à l'évolution des propriétés mécaniques dans le cas de bétons endommagés par la RSI ou la RAG ?
- quels sont les effets de la présence d'armatures et de leur répartition sur les propriétés de transport en présence ou non de RGI ?

L'objectif est donc d'étudier l'évolution des propriétés de transport des bétons, qu'ils soient armés ou non, soumis aux Réactions de Gonflement Internes, en prenant en compte différents niveaux de gonflement et différents degrés de saturation en eau. Peu de données sont disponibles dans la littérature internationale concernant ce type d'essais, notamment pour des bétons fortement saturés représentatifs du cœur des parois des structures massives. Les bétons étudiés dans le cadre de cette thèse sont similaires ou équivalents à ceux utilisés dans la construction des structures de génie civil nucléaire, notamment les enceintes de confinement et les radiers des bâtiments réacteurs.

III. ORGANISATION DE LA THESE

L'objectif principal de cette thèse est d'explorer l'évolution des propriétés de transport du béton en présence de Réactions de Gonflement Internes (RGI). De plus, cette recherche vise à évaluer comment la perméabilité des échantillons de béton de plus grandes dimensions, affectés par les RGI et renforcés par des armatures, évolue avec la diminution du degré de saturation et de la variation de l'expansion causée par la présence des armatures. Pour atteindre ces objectifs, un appareil novateur spécialement conçu et validé pendant cette thèse sera utilisé. Cet appareil permet de mesurer l'anisotropie de perméabilité. Cette anisotropie peut être causée par la présence d'armatures dans un béton sans pathologie ou à la combinaison entre ce phénomène et l'anisotropie d'expansion dans le cas de bétons armés atteints de RGI. L'ensemble des données recueillies lors de ces expériences pourront être utilisées pour développer des modèles numériques couplant le développement chimique des pathologies et l'effet des fissurations induites sur les propriétés de transport. Deux types de Réactions de Gonflement Interne sont étudiés dans cette recherche : la Réaction Sulfatique Interne (RSI) et la Réaction Alkali-Granulat (RAG).

Ce document est structuré en cinq sections distinctes :

Chapitre 1 : Synthèse de l'état actuel des connaissances

Ce chapitre commence par examiner les facteurs qui influencent la perméabilité aux gaz et les méthodes de mesure associées. Il propose ensuite une revue des propriétés de transport dans un béton fissuré. La dernière partie du chapitre est dédiée à l'évolution de la perméabilité à l'air dans le contexte du béton armé, mettant en évidence le manque de données expérimentales dans ce domaine, notamment pour des éléments de structure atteints de RGI.

Chapitre 2 : Programme expérimental

Ce chapitre présente les formulations de béton représentatives du parc nucléaire français. Il détaille les conditions de cure et de conservation favorisant le développement des pathologies. Les protocoles d'essais physico-chimiques et mécaniques utilisés pour caractériser les propriétés des bétons tout au long du processus de développement des RGI sont exposés. Les stratégies adoptées pour chaque aspect du programme expérimental, ainsi que le suivi de l'expansion due aux RGI, sont discutées.

Chapitre 3 : Caractérisation des propriétés de transport de bétons endommagés par RGI

Ce chapitre commence par présenter l'évolution des propriétés de transport relatives à la porosité, au séchage et à la perméabilité à l'air des matériaux à l'état initial et après plusieurs niveaux d'expansion pour plusieurs taux de saturation représentatifs des conditions de service des structures (entre 20% et 80% de saturation) et des conditions normatives (après séchage à 80°C et 105°C) sur des bétons non armés. Ensuite, il analyse ces évolutions. Il dresse également un bilan comparatif entre les deux réactions de gonflement interne étudiées.

Chapitre 4 : Impact des RGI sur les propriétés mécaniques et corrélation avec l'évolution de la perméabilité

Ce chapitre examine l'impact du développement des RGI sur les propriétés mécaniques, comme le module d'élasticité et la résistance en compression. Il analyse ensuite l'influence de l'historique thermique et hydrique sur le développement de l'hydratation du ciment afin d'évaluer un endommagement représentatif des seules RGI. Enfin, il présente la corrélation entre l'évolution de la perméabilité à l'air, les expansions et les endommagements causés par les RGI. La corrélation entre l'évolution de la perméabilité et les endommagements est comparée à celles obtenues dans la littérature pour des chargements de nature différente.

Chapitre 5 : Effet de la présence des armatures sur la perméabilité à l'air

Cette section commence par présenter l'appareil de mesure de perméabilité spécialement conçu pour cette thèse, suivi de sa validation ainsi que les avantages qu'il présente par rapport aux appareillages existants actuellement. Les mesures sont alors effectuées d'abord sur le béton témoin sans pathologie afin d'évaluer l'effet de la présence d'armatures sur la perméabilité à l'air, puis sur un béton atteint de RGI, afin de déterminer l'effet de la combinaison entre la présence des aciers et la fissuration induite par la pathologie.

Pour finir, ce mémoire de thèse se termine par une synthèse générale de nos travaux et une discussion sur les perspectives futures à explorer.

CHAPITRE I : ETAT DE L'ART

Les exigences de sécurité spécifiques pour les ouvrages nucléaires dépassent la simple résistance mécanique face à diverses menaces d'origine naturelle, industrielle ou malveillante. Un aspect essentiel concerne l'étanchéité de ces installations, visant à garantir leur capacité à maintenir l'intégrité du confinement en cas d'accident, de séisme ou d'incendie. Parmi les dégradations d'origine chimique, deux réactions, la Réaction Sulfatique Interne (RSI) et la Réaction Alkali-Granulat (RAG), regroupées sous le terme de Réactions de Gonflement Internes (RGI), peuvent entraîner une expansion du béton, susceptible de provoquer des fissures dans les ouvrages concernés.

La complexité réside dans le fait qu'il est impossible d'éliminer complètement la possibilité de l'apparition de phénomènes tels que les RGI dans les installations nucléaires. Par conséquent, il est impératif d'analyser les éventuelles modifications des propriétés de transport du béton résultant de ces fissurations, notamment dans les structures fortement armées par des barres d'acier. La présence de ces armatures peut avoir des répercussions qui vont au-delà de leur rôle mécanique, pouvant provoquer la fissuration du béton par retrait empêché ou induire une porosité supérieure à celle du béton non armé.

Pour mieux appréhender ces enjeux, la première partie de ce chapitre bibliographique se consacre à l'étude de la structure poreuse du béton et à la perméabilité à l'air du matériau. Ensuite, une seconde partie explore la littérature concernant les propriétés de transport d'un béton fissuré ainsi que la perméabilité à l'air de béton armé, mettant en lumière les implications de la présence d'acier sur cette caractéristique essentielle pour assurer l'étanchéité des ouvrages nucléaires.

Partie 1 : Structure poreuse et perméabilité du béton

I.1 MICROSTRUCTURE DU BETON

Le béton est un matériau composite, hétérogène et multiphasique formé d'une phase granulaire et d'une autre liante composée du ciment hydraté, la pâte de ciment. La durabilité du béton est gouvernée par sa capacité à échanger avec le milieu extérieur. Cette capacité est liée à la nature des phases constituant le béton, ainsi qu'aux caractéristiques de sa structure poreuse, résultant de la juxtaposition de ces phases. Pour résumer, une durabilité accrue est fortement conditionnée par une compacité optimale. La pâte de ciment est obtenue en mélangeant le ciment anhydre avec de l'eau. Les composants principaux du ciment anhydre sont le clinker, le gypse et les ajouts éventuels comme les cendres volantes, le laitier, etc.

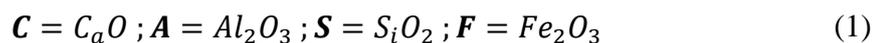
La structure poreuse du béton est liée aux propriétés de la phase liante et à l'arrangement granulaire. Idéalement, le squelette granulaire doit être optimisé et la phase liante (pâte de ciment) doit être aussi dense que possible. Toutefois, la microstructure de la pâte de ciment est modifiée au voisinage des granulats, elle ne peut donc pas être considérée comme homogène : cette zone d'interface entre la pâte et les granulats est souvent appelée « auréole de transition »

et présente une porosité plus importante que la pâte alentours. Plusieurs aspects de la durabilité du béton, et la majorité de ses propriétés sont liées aux caractéristiques de la pâte de ciment durcie, les granulats étant généralement peu poreux. Par conséquent, il s'avère important de bien comprendre la microstructure de la pâte de ciment hydraté (Baroghel-Bouny, 1994) (Nonat, 2008).

1.1.1 Hydratation et structure poreuse de la pâte de ciment

L'hydratation du ciment (dissolution, sursaturation, précipitation, etc.) rassemble les réactions chimiques entre l'eau et les constituants anhydres du ciment. Ce phénomène va conduire à la naissance des espèces au sein de la pâte de ciment. Les hydrates sont principalement les silicates de calcium hydratés (C-S-H) en quantité importante, la portlandite (CH) et les aluminates de calcium hydratés. Le terme C-S-H signifie l'agrégation rigide de matériau colloïdal et marque le faible degré de cristallinité de ce composé « gorgé d'eau ».

Une notation abrégée est adoptée par les chimistes de l'industrie de ciment. Elle consiste à utiliser les initiales des oxydes :

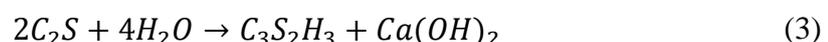
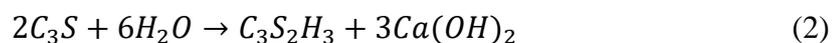


Le Tableau 1 regroupe les quatre composés considérés comme les principaux constituants du ciment :

Composé	Composition	Abréviation	Pourcentage massique (en %)
Silicate tricalcique	$3C_aO \cdot S_iO_2$	C_3S	60-65
Silicate bi-calcique	$2C_aO \cdot S_iO_2$	C_2S	20-25
Aluminate tricalcique	$3C_aO \cdot Al_2O_3$	C_3A	8-12
Aluminoferrite tétracalcique	$4C_aO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$	C_4AF	8-10

Tableau 1: Principaux constituants du ciment

En général, le mécanisme des réactions d'hydratation est un mécanisme de dissolution/précipitation et il varie selon les réactifs considérés. Au moment du contact entre l'eau et le ciment, les constituants anhydres commencent à se dissoudre et saturent la solution éventuellement afin de créer la précipitation des hydrates. Cette précipitation entraîne de nouveau le passage des anhydres en solution. Les principales réactions d'hydratation sont celles des silicates tricalcique et bi-calcique :



Les principaux produits de l'hydratation du ciment sont :

- Les silicates de calcium hydratés ou C-S-H, aussi appelés gel à cause de leur structure colloïdale. Ils sont quasiment amorphes et offrent à la pâte de ciment la partie majoritaire de sa résistance,
- La portlandite ou $Ca(OH)_2$ qui se cristallise essentiellement en plaquettes hexagonales,
- Les aluminates de calcium hydratés, parmi lesquels les C_3AH_6 qui est la forme la plus stable et cristallise sous forme cubique,
- Les sulfo-aluminates de calcium hydratés, dont l'ettringite ($C_3A, 3C_s, H_{32}$) qui cristallise sous forme d'aiguille.

Il faut noter que les réactions d'hydratations du ciment anhydre sont exothermiques. Au fur et à mesure de l'hydratation, le réseau poreux du matériau commence à prendre forme et la porosité initiale diminue suite à la formation des produits d'hydratation. La formation et le développement de ces différents hydrates dans des zones situées entre les grains de ciment anhydres initiaux créent un réseau poreux complexe.

Le modèle de Powers (Powers, et al., 1946) et d'autres décrits depuis, sont créés pour qualifier l'évolution des silicates de calcium hydratés d'une part et décrire le lien entre cette évolution et les variations macroscopiques mécaniques d'autre part. Le modèle proposé par Feldman et Sereda (Feldman, et al., 1968) explique le rôle de la pâte de ciment qui agit comme un gel et que le comportement physicochimique de cette pâte est assimilable à celui des matières cellulosiques (Figure 1). La pâte de ciment est formée par une structure lamellaire irrégulière et les propriétés principales de gel sont impactées par l'introduction et l'élimination des molécules d'eau entre les couches inter lamellaires.

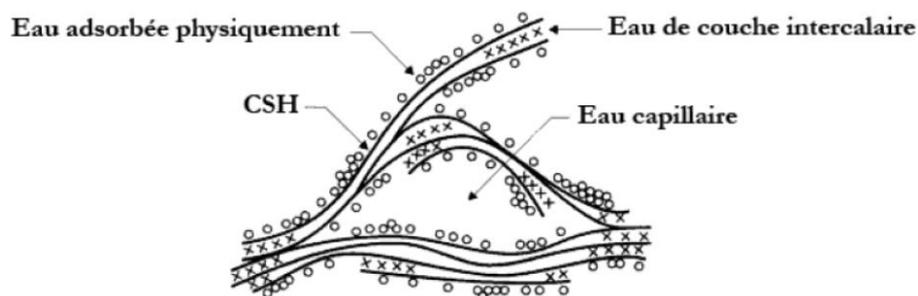


Figure 1: Modèle simplifié de la structure du ciment Portland hydraté proposé par Feldman et Sereda (Feldman, et al., 1968)

1.1.2 Interface pâte/granulat

Suite aux travaux de plusieurs chercheurs, 5 groupes d'interfaces entre la pâte de ciment et les autres constituants du béton durci peuvent être distingués. Ils sont cités par Larbi (Larbi, 1993) :

- L'interface entre la pâte de ciment et les grains de ciment non ou partiellement hydratés,
- L'interface entre la pâte de ciment et les particules hydratées,
- L'interface entre la pâte de ciment et les granulats,
- L'interface entre la pâte de ciment et les aciers,

- L'interface entre la pâte de ciment et certaines fibres éventuellement présentes dans le béton.

Nous allons nous intéresser dans cette partie aux interfaces entre la pâte de ciment et les granulats.

Au cours de l'hydratation de ciment, une liaison se développe entre la pâte de ciment et les granulats qu'elle enrobe. C'est la zone d'interface pâte-granulats, communément appelée « auréole de transition » (Ollivier, 1995). Elle tire son origine de l'effet « mur » présenté dans la Figure 2, sachant que (A) et (B) représentent les pâtes de ciment. En effet, un objet solide plat placé aléatoirement au sein d'un assemblage de grains de ciment couperait à travers ces grains. Étant donné que cela est impossible, l'arrangement des grains est perturbé, ce qui crée une zone de plus grande porosité et de grains plus petits dans la zone adjacente aux granulats.

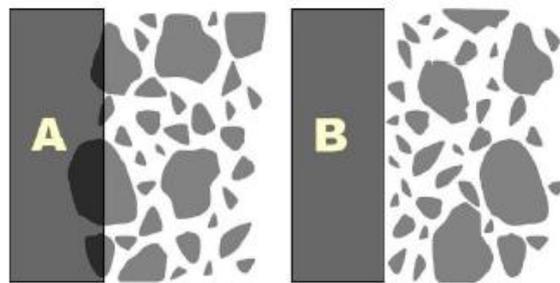


Figure 2: Illustration de l'effet mur (Scrivener, et al., 2004)

L'épaisseur de cette zone de pâte hydratée particulière notée ITZ (Interfacial Transition Zone en anglais) augmente avec la taille du granulat et peut arriver à une épaisseur maximale de 50 μm . Outre la taille des granulats, leur nature et leur porosité peuvent aussi impacter l'auréole de transition. Par exemple, dans le cas des granulats d'origine siliceuse, les hydrates se trouvant dans l'interface pâte/granulat sont faiblement liés aux granulats. Lorsque les granulats sont très poreux, l'auréole de transition obtenue se caractérise par deux couches : une première intimement liée au granulat par des liaisons physiques et des liaisons chimiques à la suite d'une dissolution superficielle du granulat. Une seconde couche distinguée par une plus grande porosité et des produits d'hydratation mieux orientés et cristallisés (Baroghel-Bouny, 1994). Par conséquent en utilisant des granulats calcaires, et malgré la forte porosité que représente ce type de granulats, le matériau présente une faible perméabilité et une amélioration au niveau des caractéristiques mécaniques.

L'auréole de transition est distinguée par un rapport E/C plus élevé que le reste de la pâte de ciment, ce qui rend sa porosité plus importante (Diamond, et al., 2001). Par ailleurs, l'ITZ présente une cohésion plus faible que le reste de la pâte suite à un excès local d'eau. Il est dû à l'adsorption d'un film liquide sur la surface de granulat. Par conséquent, cette zone constitue des points de faiblesse du matériau, en d'autres termes, ils deviennent des réseaux de cheminement privilégiés pour l'écoulement des fluides au sein de ce matériau poreux.

La quantification de la porosité au sein de l'ITZ est réalisée principalement à l'aide de deux techniques : la porosimétrie à mercure et l'observation par techniques d'imagerie comme développé dans la partie suivante.

1.1.3 Eau dans la pâte de ciment

La présence de l'eau dans la pâte de ciment dépend de sa structure poreuse et de l'humidité ambiante. En plus de son rôle fondamental dans les réactions d'hydratation du ciment, l'eau assure aussi une bonne maniabilité au béton frais.

L'eau présente dans les pores se trouve sous différentes formes et influe différemment sur la durabilité du béton en fonction de sa localisation et de son état.

Selon Powers (Powers, et al., 1946) et Sierra (Sierra, 1974), on peut distinguer trois types d'eau au jeune âge :

- L'eau capillaire ou libre : il s'agit de l'eau qui n'a pas réagi avec les grains de ciment. Elle est contenue dans les espaces intergranulaires. Il s'agit de la forme condensée d'eau qui remplit le volume poreux dans les zones hors influence des forces d'adsorption. L'humidité relative du matériau poreux gouverne les quantités d'eau,
- L'eau chimiquement liée : Elle est associée à l'eau consommée au cours des réactions d'hydratation combinée avec d'autres composants dans les hydrates et représente presque 25% de la masse de ciment anhydre. Ce type d'eau ne possède pas les mêmes degrés de liaison dans tous les hydrates,
- L'eau adsorbée : cette forme d'eau est fixée à la surface des pores solides sous l'action des forces intermoléculaires de Van Der Waals et de forces électrostatiques.

I.2 CARACTERISTIQUES D'UN MILIEU POREUX

La porosité représente le pourcentage de vides dans un volume total du béton. Le transport de fluides à travers le béton est considéré élevé dans le cas d'une forte porosité connectée. Ceci conduit à l'élévation de la perméabilité. En revanche, une discontinuité au niveau des pores, même avec une forte porosité, entraîne une diminution de la perméabilité due au blocage du passage de fluides (Neville, 2000).

Outre la porosité, la perméabilité dépend de la géométrie de la microstructure poreuse du béton durci, par exemple la distribution de la taille des pores, la connectivité et la tortuosité du réseau poreux. Il faut noter que la répartition spatiale des différents produits de l'hydratation impacte la porosité du béton.

1.2.1 Méthodes de caractérisation de la structure poreuse des éléments en béton

Le béton est un matériau poreux, puisqu'il comporte des vides ou pores. Cette porosité est la conséquence naturelle de la quantité d'eau mise en excès par rapport à celle nécessaire à l'hydratation du ciment et des vides éventuels présents dans les granulats. Il existe plusieurs méthodes de caractérisation de la structure poreuse des bétons, dont la « porosité accessible à l'eau », la méthode de mesure la plus utilisée. Cependant, quelques méthodes utilisées pour la détermination de la taille des pores sont :

- **Analyse d'images** : En pratique, l'analyse d'images est peu adaptée à l'étude de la structure poreuse du béton car la dimension des pores ne se mesure pas facilement avec cette méthode (Scrivener, et al., 1988). Elle nécessite des quantités d'images importantes dans le but d'obtenir une représentation significative. Toutefois, pour l'investigation des pores les plus gros, cette méthode pourrait fournir des informations utiles,
- **Porosimétrie au mercure** : Le mercure est choisi car c'est un liquide non mouillant, c'est-à-dire, qu'il ne pénètre pas spontanément dans la porosité comme le fait l'eau, par exemple. Cette méthode nécessite un séchage préalable du matériau. Alors pour éviter la fissuration au séchage des matériaux cimentaires, il est recommandé d'adopter des méthodes de séchage graduel (séchage sous vide, température modérée) (Gallé, 2001). Après le séchage, l'échantillon de béton, sera soumis à des pressions croissantes de mercure. Ce dernier pénètre progressivement au sein de la structure poreuse de l'échantillon de béton. En supposant les pores comme cylindriques, une relation entre le rayon des pores « r » (en m) et la pression d'injection « P » (en Pa) peut être exprimée selon la loi de Washburn :

$$P = \frac{2\sigma_{Hg}\cos\theta}{r} \quad (4)$$

Avec θ son angle de raccordement (~ 140 degrés) et σ_{Hg} la tension superficielle du mercure (~ 0.48 N/m).

1.2.2 Porosité et distribution de la taille des pores

Le milieu poreux est composé de trois phases, solide, liquide et gazeuse :

- La phase solide est formée de granulats, des hydrates et du ciment anhydre. Elle est caractérisée par sa masse m_s et son volume V_s ,
- La phase liquide est constituée de l'eau, de masse m_l et de volume V_l ,
- La phase gazeuse est composée d'air sec et de vapeur d'eau, de masse m_g et occupant le volume V_g .

Dans le cas d'un milieu poreux considéré, sa masse totale (m_t) est égale à l'addition de la masse des trois phases et occupe un volume (V_t) équivalent à l'addition du volume de chacune des trois phases :

$$m_t = m_s + m_l + m_g \quad (5)$$

$$V_t = V_s + V_l + V_g \quad (6)$$

Le volume de chacune de ces trois phases influence, entre autres, la structure poreuse initiale du béton.

On peut distinguer deux types de porosité :

- Porosité fermée : elle est formée des pores et/ou des réseaux poreux isolés ne faisant aucun échange avec l'extérieur. Elle n'a pas d'impact sur les transferts,
- Porosité ouverte : aussi appelée « porosité accessible à l'eau ». Elle rassemble les pores interconnectés et les pores aveugles et représente l'espace à travers lequel s'effectuent les échanges de masse fluide.

La terme « porosité » représente le volume des deux types de pores interconnectés ou non. Pourtant, la perméabilité caractérise la capacité d'un milieu poreux à se laisser traverser par un fluide. En conséquence, dans ce manuscrit, le terme porosité se réfère à l'ensemble du réseau poreux responsable des écoulements de fluides sans précision du terme « porosité accessible ».

À part la porosité, la distribution de la taille des pores constitutifs du réseau joue un rôle important au niveau de la circulation des fluides au sein de ce réseau poreux. Dans le cas des matériaux poreux, la taille des pores est distribuée selon un large spectre de diamètres résumé dans la Figure 3.

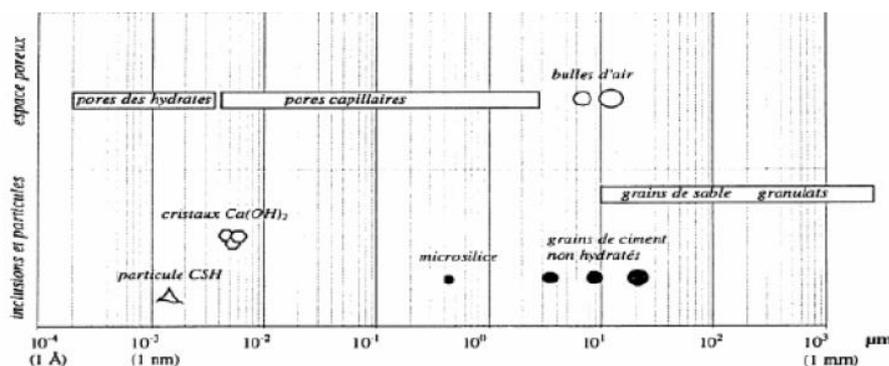


Figure 3: Échelle dimensionnelle des constituants et des pores du béton (Tsimbrovska, 1998)

Les différentes gammes de pores ne participent pas aux transferts de manière identique. ref

I.3 PERMEABILITE DES MATERIAUX CIMENTAIRES

La perméabilité caractérise l'aptitude d'un matériau à se laisser traverser par un fluide (en phase liquide ou gazeuse) sous l'effet d'un gradient de pression totale. Elle est donc représentative de l'ouverture de son réseau poreux, de sa connectivité et de sa tortuosité. C'est pourquoi, la durabilité des bétons dépend en grande partie de leur perméabilité.

Les fluides sont susceptibles de pénétrer dans la matrice poreuse cimentaire et de se déplacer au travers du matériau de différentes façons en remettant en cause sa durabilité. Tous ces mouvements des fluides sont directement liés à la structure de la pâte de ciment hydratée (Neville, 1996). Ainsi, la perméabilité est une propriété déterminante qui dépend de la porosité du matériaux poreux.

La dynamique des fluides dans un matériau poreux s'appuie sur le principe de continuité, en d'autres termes, la conservation de la matière qui s'exprime par l'intermédiaire des équations de Navier-Stokes et d'état de fluide. Il définit que, dans un volume défini, la somme des débits entrants doit être égale à la somme des débits sortant.

Les équations de Navier-Stokes et les équations d'état de fluide traitent théoriquement le déplacement de fluides incompressibles, isothermes, newtoniens en milieu poreux. Pourtant, des difficultés s'opposent à leur application pratique. En conséquence, ils sont généralement exprimés macroscopiquement sous la forme de la loi de Darcy en milieu poreux.

1.3.1 Loi de Darcy

Depuis longtemps, de nombreuses recherches ont abordé l'étude de l'écoulement d'un fluide à travers un milieu poreux. La loi de Darcy (1856), représente une application de loi de Hagen (1840) – Poiseuille (1838) au milieu poreux. Darcy propose une loi d'écoulement des fluides dans un milieu poreux avec les hypothèses suivantes (Dullien, 2012) :

- Les forces d'inertie sont négligées, alors les forces d'écoulement sont dues uniquement à la viscosité,
- Les écoulements sont supposés purement laminaires,
- Le matériau poreux est totalement saturé par une seule phase fluide,
- Le fluide ne présente aucune interaction physico-chimique avec le matériau.

Le coefficient k_V de la loi de Darcy représente la perméabilité d'un milieu poreux et est calculé par la relation suivante :

$$\vec{v} = -\frac{k_V}{\mu} \vec{\Delta P}^* \quad (7)$$

\vec{v} : Vitesse de filtration d'un fluide, vitesse (m. s⁻¹)

μ : Viscosité dynamique du fluide (Pa. s)

$\vec{\Delta P}^*$: Gradient de pression motrice auquel est soumis le matériau (Pa. m⁻¹)

Ainsi, il faut bien noter la différence entre le gradient de pression totale $\vec{\Delta P}$, dans le cas d'un fluide liquide de masse volumique ρ_1 , et le gradient de pression motrice $\vec{\Delta P}^*$ qui est défini par :

$$\frac{\partial P^*}{\partial z} = \frac{\partial P}{\partial z} + \rho_1 g \quad (8)$$

ρ_1 : Masse volumique du liquide

z : Côte verticale comptée positivement vers le haut

Pour mesurer la perméabilité, il existe différentes méthodes ayant recours à un fluide percolant liquide ou gazeux :

1.3.1.1 Fluides incompressibles

La loi de Darcy donnée par la relation précédente (Eq.7) peut être directement employée dans le cas d'un écoulement d'un fluide incompressible purement visqueux, comme dans le cas d'eau, à travers un matériau poreux totalement saturé par ce fluide. De manière générale, pour des raisons de commodité, la perméabilité d'un milieu considéré est ramenée au coefficient de perméabilité, par conséquent, à la conductivité hydraulique du fluide (K_l). Dans le cas où le milieu poreux n'est pas complètement saturé, la conductivité hydraulique obtenue, ou perméabilité relative, ($K_{l(\theta)}$) est plus petite que la conductivité hydraulique du fluide ($K_{(l)}$) et dépend du degré de saturation du milieu. Ainsi, il faut noter que K_l dépend de la viscosité dynamique du fluide de percolation (μ) (Sutera, et al., 1993).

La relation entre la conductivité hydraulique du fluide ($K_{(l)}$) et la perméabilité (k_v) de la loi de Darcy s'établit sous la forme suivante :

$$K_l = k_v \frac{\rho_l g}{\mu} \quad (9)$$

g : Gravité terrestre ($m \cdot s^{-2}$)

ρ_l : Masse volumique du fluide ($kg \cdot m^{-3}$)

Dans ce cas, la loi de Darcy s'écrit alors communément :

$$Q = K_l S \frac{\Delta H}{L} \quad (10)$$

Q : Débit volumique à la sortie du matériau ($m^3 \cdot s^{-1}$)

S : Section de matériau poreux traversé (m^2)

ΔH : Différence de niveau piézométrique (m)

L : Longueur de matériau traversé par le flux (m)

1.3.1.2 Fluides compressibles

Globalement pour les matériaux cimentaires, les mesures de perméabilité utilisant l'eau comme fluide de percolation sont délicates à réaliser, la mesure du débit nécessitant des pressions d'injection et de confinement importantes du fait de la viscosité de l'eau. Ces essais conduisent en parallèle à des durées importantes pour atteindre un régime d'écoulement permanent. De plus, l'eau n'est pas inerte vis-à-vis d'un matériau cimentaire. Par conséquent, il est possible

d'avoir des interactions fortes avec la matrice cimentaire entraînant une précipitation dans le réseau poreux ou des phénomènes de lixiviation, modifiant de ce fait la mesure elle-même.

Les mesures de perméabilité aux gaz sont plus rapides et plus aisées dans leur mise en œuvre et permettent diverses configurations d'essais. Ils sont adoptés pour mesurer la perméabilité des matériaux réactifs avec l'eau, comme le béton, ou dans le cas des bétons très faiblement perméables, comme les BHP (Neville, 2000).

Dans le cas de l'écoulement d'un gaz au sein d'un milieu poreux, la loi de Darcy ne peut pas être directement appliquée. Ceci est dû au caractère non purement visqueux de l'écoulement, ainsi qu'à la compressibilité du gaz. En cas de régime permanent, la vitesse d'écoulement d'un fluide compressible varie en tout point avec la pression. En revanche, le débit massique reste constant en toute section perpendiculaire à l'écoulement. La Figure 4 décrit les conditions aux limites pour l'écoulement du gaz au sein d'un disque de béton de section S et de longueur L :

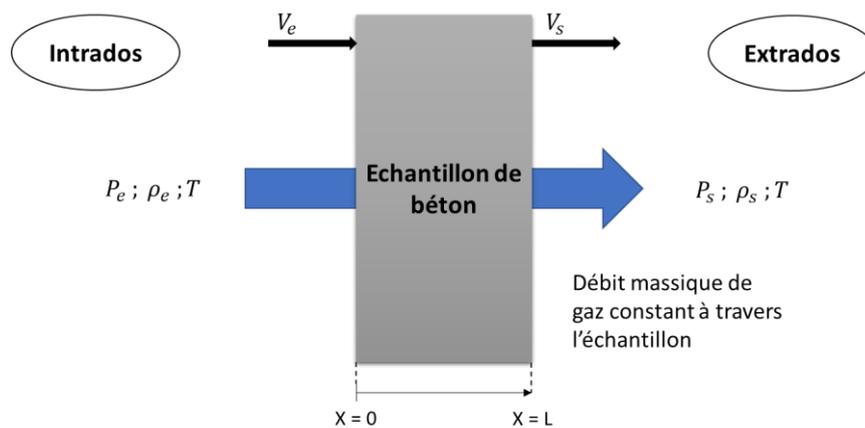


Figure 4: Les conditions aux limites imposées à un échantillon de béton traversé par un gaz

Dans le cas où le milieu donné est considéré comme homogène selon l'axe d'écoulement et lorsque les pressions à l'intérieur de ce milieu se trouvent à l'équilibre, c'est-à-dire en conditions de régime permanent, la pression de gaz dans ce milieu ne dépend que de la variable spatiale x . Ainsi le gradient de pression est supposé constant dans le volume de l'échantillon.

La perméabilité intrinsèque (k_V) est déterminée à partir de la mesure de la perméabilité apparente (k_A) sous différents gradients de pression. La perméabilité apparente est calculée en supposant que l'écoulement est purement visqueux.

1.3.2 Détermination de la perméabilité apparente

La continuité du débit massique au sein d'un échantillon considéré implique :

$$\rho_e v_e = \rho_s v_s = \rho v = \text{Constante}, \forall x \quad (11)$$

Avec ρ la masse volumique du fluide et v sa vitesse qui se trouvent à la même abscisse x d'un point quelconque de l'échantillon. Dans ce cas, la vitesse du gaz n'est pas la vitesse due

uniquement à un écoulement visqueux. La mesure du flux Q pour un gradient de pression donné représente le principe de la démarche pour la détermination de la perméabilité. Par l'application directe de la loi de Darcy, une perméabilité apparente au gaz k_A est calculée à partir du flux total de gaz Q mesuré quittant l'échantillon.

Effectivement, le débit global de gaz traversant l'échantillon n'est pas dû uniquement aux écoulements visqueux. Le flux global est également dû aux écoulements par glissement et moléculaires. Par conséquent, la perméabilité apparente calculée n'est pas similaire à la perméabilité intrinsèque recherchée car elle dépend de la pression moyenne du gaz dans l'échantillon qui impacte le libre parcours moyen des molécules. Alors cette perméabilité apparente est une valeur approchée, par excès, de la perméabilité intrinsèque recherchée.

L'application de la loi de Darcy pour le cas d'un gaz s'écrit sous la forme suivante :

$$\rho v = -\rho \frac{k_A}{\mu} \frac{dP}{dx} \quad (12)$$

Du fait que les gaz employés peuvent être considérés comme parfaits à de faibles pressions, ceci implique que la masse volumique ρ est alors proportionnelle à la pression P :

$$\rho = \frac{M}{RT} P \quad (13)$$

Alors l'équation de la continuité du débit massique peut donc s'écrire :

$$Pv = -\frac{k_A}{\mu} P \frac{dP}{dx} = -\frac{k_A}{\mu} \frac{1}{2} \frac{dP^2}{dx} \quad (14)$$

μ peut être considérée comme indépendante de P pour de faibles variations de pression et si l'écoulement est supposé isotherme. Selon les équations (11) et (12) le premier terme de l'équation (14) demeure constant peu importe l'abscisse x considérée. Après intégration sur toute la longueur de l'échantillon traversée par le fluide, on obtient la relation (15) suivante :

$$PvL = -\frac{k_A}{\mu} \frac{(P_s^2 - P_e^2)}{2} \quad (15)$$

En supposant l'hypothèse que les mesures de débits sont effectuées à la sortie de l'échantillon, à la pression P_s , la relation (16) est obtenue :

$$v_s = \frac{k_A (P_e^2 - P_s^2)}{\mu 2LP_s} \quad (16)$$

En posant (P_m) la pression moyenne du fluide au sein de l'échantillon, $P_m = \frac{(P_e + P_s)}{2}$, et (ΔP) la chute de pression, $\Delta P = P_e - P_s$, l'équation (17) peut aussi s'écrire sous la forme suivante :

$$v_s = \frac{k_A P_m \Delta P}{\mu P_s L} \quad (17)$$

Donc, à l'aide d'un perméamètre à charge constante, la perméabilité apparente peut être calculée en appliquant directement cette relation (18) :

$$k_A = \frac{Q_s}{S} \frac{2\mu LP_s}{(P_e^2 - P_s^2)} \quad (18)$$

Avec $Q_s = v_s \cdot S$, représentant le débit volumique en aval à la pression P_s .

1.3.3 Détermination de la perméabilité intrinsèque dans le cadre des écoulements laminaires

La perméabilité est dite apparente lorsqu'elle est dépendante du gradient de pression appliqué. En revanche, la perméabilité intrinsèque est uniquement dépendante de la structure poreuse du matériau considéré.

La loi de Darcy considère le gradient de pression du fluide de percolation et sa viscosité dynamique. Alors l'écoulement est gouverné par la viscosité du fluide. Le profil des vitesses d'un fluide visqueux au sein d'un tube cylindrique est présenté dans la Figure 5 :

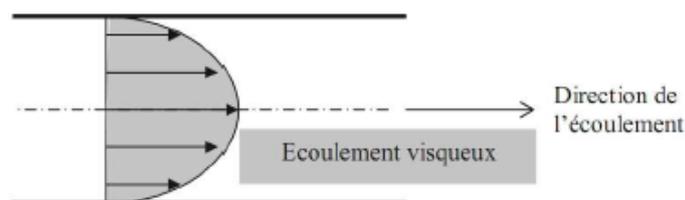


Figure 5: L'aspect de la vitesse d'un fluide visqueux au sein d'un tube capillaire (Lion, 2004)

Les vitesses aux parois du tube capillaire sont nulles dans le cas d'un écoulement visqueux. L'application de la loi de Darcy dépend de cette condition et elle est satisfaite si le fluide percolant au sein du milieu poreux considéré est un liquide.

Dans le cas où le fluide de percolation est un gaz compressible, deux types d'écoulement peuvent coexister : un écoulement de glissement s'ajoute à l'écoulement visqueux. Cet écoulement par glissement est attaché à la non-adhérence du gaz au contact de la paroi du capillaire et fait partie de l'écoulement total du gaz. La Figure 6 représente le profil de la vitesse du gaz dans un tube capillaire :

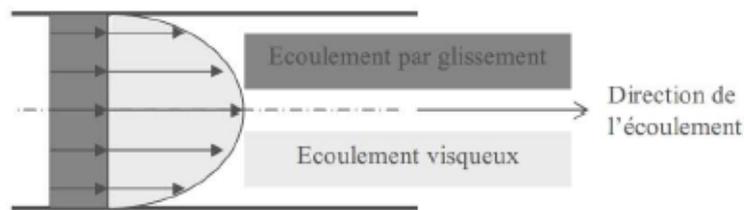


Figure 6: L'aspect de la vitesse d'un gaz au sein d'un tube capillaire (Lion, 2004)

L'effet de Klinkenberg représenté par l'apparition d'un écoulement de glissement se produit lorsque le diamètre des pores devient du même ordre de grandeur que le libre parcours moyen des molécules du gaz (Klinkenberg, 1941). Une augmentation de la perméabilité accompagne l'effet de Klinkenberg. Ainsi dans le cas où la pression moyenne d'injection du gaz d'essai est faible, cette augmentation de la perméabilité est également observée.

Dans le but de déterminer la perméabilité intrinsèque, c'est à dire, la perméabilité indépendante de la pression du gaz, il est nécessaire de réaliser plusieurs mesures de perméabilité apparente à différentes pressions. En se basant sur le fait que la perméabilité intrinsèque ne correspond qu'à l'écoulement visqueux du fluide percolant, il faut avoir recours à une méthode permettant d'isoler la part des écoulements visqueux des écoulements non visqueux. On peut citer la méthode de Klinkenberg qui est la méthode la plus utilisée :

Klinkenberg a créé une relation qui permet de découpler les valeurs des deux types d'écoulements visqueux (gaz et liquide) et de glissement (gaz), afin d'avoir une valeur de perméabilité dépendante uniquement des écoulements visqueux. Ceci est réalisé par l'application de différentes mesures de la perméabilité apparente à plusieurs pressions différentes. Finalement, la perméabilité intrinsèque peut être retrouvée grâce à cette équation 31 :

$$k_A = k_v \left(1 + \frac{\beta}{P_m} \right) \quad (19)$$

Avec β une constante appelée le coefficient de Klinkenberg ;

P_m la pression moyenne : $P_m = \frac{P_e + P_s}{2}$ et k_v la perméabilité intrinsèque.

La perméabilité intrinsèque du béton soumis à un écoulement laminaire peut être déterminée par une extrapolation des perméabilités apparentes k_A calculées selon la loi de Darcy à une pression moyenne qui tend vers l'infini, c'est-à-dire pour un libre parcours moyen qui tend vers 0. Cette approche possède comme signification physique que la perméabilité intrinsèque est la valeur limite de la perméabilité apparente lorsque le gaz tend vers une phase condensée (liquide) (Choinska, 2006).

La démarche à suivre pour déterminer la perméabilité intrinsèque consiste à utiliser les différentes mesures de perméabilité apparente effectuées à différentes pressions d'injections pour en tracer la droite (Figure 7).

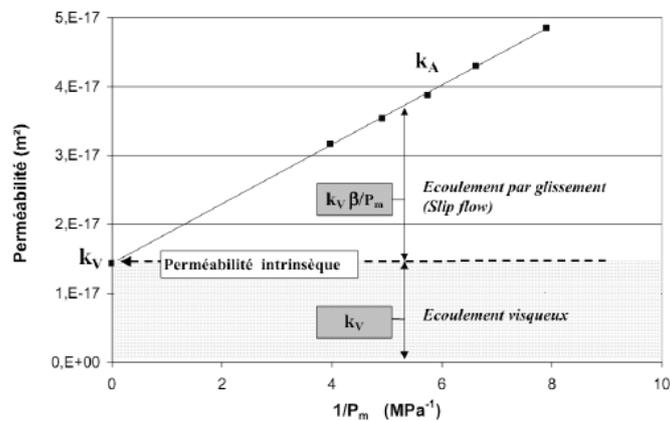


Figure 7: Les résultats de mesures expérimentales de la perméabilité d'un béton ordinaire (Picandet, 2001)

1.3.4 Détermination de la perméabilité intrinsèque dans le cadre des écoulements turbulents

L'écoulement turbulent se manifeste au moment où les vitesses d'écoulement d'un fluide liquide ou gazeux deviennent élevées. Dans ce cas, une résistance supplémentaire à l'écoulement dans le tube, causée par les fluctuations dans le temps des vitesses locales, est créée et ne peut pas être négligée. De ce fait, la relation de Darcy proposée par Hagen-Poiseuille n'est plus applicable.

Dans le cas d'une fissure, le flux de gaz est acheminé par un parcours d'écoulement préférentiel opposant une petite résistance à la percolation du gaz. Alors, les vitesses d'écoulement peuvent être assez importantes pour produire un écoulement turbulent.

Dans le cas où le flux est monophasique à travers un matériau poreux et dans une seule direction à l'échelle macroscopique selon l'axe des abscisses de la Figure 4, l'équation du flux est compatible et homogène à l'équation de Forchheimer (1901) (Fal, 1981) :

$$-\frac{dP}{dx} = \alpha_t \mu v + \beta_t \rho v^2 \quad (20)$$

Avec α_t et β_t des constantes.

Cette dernière équation est applicable dans le cas d'un flux de gaz ou de liquide. Au cas où l'écoulement dans les chemins de percolation serait turbulent, pour un gaz, la vitesse du fluide v est assez élevée pour que la contribution des écoulements par glissement puisse être négligée.

Lorsque les vitesses d'écoulement sont faibles, le terme ρv^2 peut être négligé et on tombe ainsi sur la loi de Darcy en identifiant le coefficient α_t par $\frac{1}{k_v}$.

Contrairement à α_t , l'autre constante spécifique du milieu β_t est fonction de la vitesse d'écoulement v . Ainsi β_t ne varie pas rapidement de telle sorte que pour l'application de différentes pressions, sa variation peut être considérée comme nulle (Carman, 1956). Les constantes α_t et β_t peuvent être déterminées à partir de plusieurs mesures de perméabilité apparente.

En effet, le débit volumique considéré est le débit volumique mesuré sortant de l'échantillon à la pression P_s qui est proportionnel à v_s . Le flux massique de gaz est supposé constant dans l'échantillon et l'équation de continuité du débit massique peut s'écrire sous la forme suivante :

$$v = \frac{\rho_s v_s}{\rho} \quad (21)$$

Donc, l'équation (22) peut s'écrire :

$$-\frac{1}{\rho_s v_s} \rho \frac{dP}{dx} = \alpha_t \mu + \beta_t \rho v \quad (22)$$

Ainsi, l'écoulement peut être supposé comme identique dans le cas des vitesses d'écoulement modérées. L'application de la relation des gaz parfaits donne la relation suivante :

$$-\frac{1}{\rho_s v_s} P \frac{dP}{dx} = \alpha_t \mu + \beta_t \frac{M}{RT} P v \quad (23)$$

En intégrant sur la longueur de l'échantillon traversée par le fluide, et en considérant le terme Pv comme constant, on obtient l'équation suivante :

$$\frac{(P_e^2 - P_s^2)}{2\mu L P_s v_s} = \alpha_t + \frac{\beta_t M}{\mu RT} P v \quad (24)$$

Le coefficient α_t et le terme de gauche de l'équation sont respectivement équivalents à l'inverse de k_V et à l'inverse de k_A . En considérant $Q_s = Sv_s$, l'équation (25) peut donc s'écrire :

$$\frac{1}{k_A} = \frac{1}{k_V} + \left(\beta_t \frac{M P_s}{RT \mu S} \right) Q_s \quad (25)$$

I.4 TECHNIQUES DE MESURE DE LA PERMEABILITE AUX GAZ

Avant toute mesure de perméabilité apparente au gaz du béton, les échantillons doivent être séchés préalablement, ensuite une charge de pression sera appliquée : soit une charge constante (gradient de pression constant et atteinte d'un régime permanent), soit une charge variable. Les essais de perméabilité au gaz peuvent être réalisés avec tout type de gaz à condition qu'ils soient inertes vis-à-vis du matériau cimentaire, comme l'air sec, l'azote ou l'oxygène qui est le gaz le plus couramment utilisé. Quelle que soit la nature de la charge adoptée, constante ou variable, la perméabilité apparente mesurée dépend de la pression appliquée. Dans le but de mesurer une perméabilité indépendante de la pression du gaz, on parle ici de la perméabilité intrinsèque du matériau, il s'avère nécessaire d'effectuer plusieurs mesures apparentes à différentes pressions, afin d'être capable de réaliser le calcul suivant la méthode de Klinkenberg (Perraton, 1992).

Le degré de saturation du milieu poreux considéré gouverne les mesures de la perméabilité aux gaz car la solution interstitielle contenue dans les pores s'oppose au passage du flux gazeux (Baron, et al., 1992). Ainsi, l'état de saturation de l'échantillon doit être précisé avec les conditions des essais.

En général, la perméabilité du béton est supposée comme isotrope. Alors, les travaux se concentrent sur la caractérisation de la perméabilité d'un matériau considéré selon la direction d'un écoulement principal choisi (normalement selon la direction de la hauteur de l'échantillon).

Les appareils qui mesurent la perméabilité aux gaz peuvent être classés en deux catégories en fonction du type de régime utilisé lors de la mesure. On distingue ainsi les perméamètres à charge constante (écoulement à régime permanent) et les perméamètres à charge variable (écoulement à régime transitoire).

I.4.1 Méthodes de mesure en régime permanent

Cette famille de perméamètres est basée sur l'application d'un gradient constant de pression et le flux d'écoulement est mesuré en régime permanent. Aucune variation de pression n'est notée pendant l'essai ce qui élimine par la suite la question de l'effet de la variation de pression sur la valeur de la perméabilité, ce qui n'est pas le cas pour les mesures à charge variable. Avec les méthodes de mesure en régime permanent, les pressions d'utilisation peuvent être plus importantes et les débits sont plus facilement mesurables que dans le cas des méthodes de mesure en régime transitoire.

1.4.1.1 En surpression : Cembureau

Le perméamètre Cembureau est l'un des appareils les plus utilisés pour les mesures de perméabilité. Il fonctionne en surpression et nécessite une cellule de mesure conçue pour des échantillons cylindriques d'épaisseur maximale de 5 cm (Kollek, 1989), (AFPC-AFREM, 1997) et (Norme XP P18-463, 1999).

Le dispositif Cembureau appartient à la famille des perméamètres à charge constante et offre une mesure du débit volumique d'air à travers un milieu poreux sous un gradient de pression en régime permanent. Cet appareil est capable de mesurer des perméabilités allant de 10^{-19} jusqu'à $10^{-14} m^2$. Cette méthode s'applique à la plupart des bétons (ordinaires et à hautes performances). L'oxygène est le gaz le plus couramment utilisé pour les mesures, dans notre cas nous utilisons de l'air industriel. La Figure 8 représente le dispositif de mesure.



Figure 8: Perméamètre à charge constante, en surpression : Cembureau

Les éléments essentiels de l'appareil sont :

- Une bouteille d'alimentation en air sec,
- Un régulateur de pression de précision,
- Un manomètre,
- Une cellule de perméabilité,
- Un jeu de débitmètres massique,
- Un ordinateur pour enregistrer le flux de l'air.

L'échantillon à tester est de forme cylindrique de 5 cm d'épaisseur maximale et de 15 cm de diamètre. Il est mis dans une cellule de mesure où une chambre à air assure l'étanchéité latérale par une pression de confinement, généralement de 0,8 MPa relatifs. Dans le but d'éliminer les fuites de gaz en périphérie de l'échantillon et d'obtenir un flux unidirectionnel, il faut vérifier le bon contact entre la surface latérale de l'échantillon du béton à tester et le collier d'étanchéité de polyuréthane. L'appareil Cembureau doit être installé dans une chambre climatisée à une température de $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$, sans courant d'air au voisinage de l'appareil.

Le flux d'air à travers l'échantillon est unidirectionnel et perpendiculaire à sa surface. L'essai consiste à soumettre l'échantillon à une pression entrante qui est constante jusqu'à la

stabilisation de l'écoulement de gaz à travers cet échantillon après un certain temps, la pression en aval étant la pression atmosphérique.

A l'aide d'un ordinateur qui a le rôle de traiter les débits à partir d'un débitmètre thermique numérique à masse, un point de débit d'air est enregistré toutes les 15 secondes afin de relever le débit d'air en régime permanent pour un gradient de pression donné. Il faut choisir le débitmètre le plus adapté au débit mesuré. La vérification du régime permanent se fait par l'intermédiaire des courbes de cinétiques du débit sortant.

1.4.1.2 En dépression : Double cloche

Beaucoup de similitudes rapprochent la méthode de la double cloche (Sogbossi, 2017) à la méthode au Cembureau. En effet, les deux méthodes partagent le même protocole de mesure du débit volumique avec l'avantage que la double cloche fonctionne en dépression. Ainsi, l'étanchéité peut être assurée sans utilisation d'une pression importante de confinement latéral. Expérimentalement, quelques points ne sont pas tout à fait identiques :

- Deux cloches collées sur chacune des faces de l'échantillon ont remplacé la cellule de perméabilité. De ce fait, les faces latérales de l'échantillon du béton à tester doivent être étanchées afin de garantir un flux d'air unidirectionnel,
- Une pompe à vide remplace la bouteille d'alimentation en air. Ce dispositif de pompage se limite à un vide absolu de 0,5 mbar,
- Le régulateur de pression est substitué par une vanne ultrasensible à aiguille.

1.4.2 Méthodes de mesure en régime transitoire

Plusieurs techniques de mesures de la perméabilité en régime transitoire existent. Pour des mesures *in situ*, la perméabilité du béton peut être estimée en mesurant la remontée de pression dans une cloche après sa mise au vide pendant une durée donnée. Ainsi, l'instrument Torrent Permeability Tester est un appareil de mesure servant à déterminer de façon non destructive la perméabilité à l'air du béton d'enrobage (Torrent, 1992). Il fonctionne sous vide et est destiné tant à l'utilisation sur chantier qu'en laboratoire. Cet appareil permet l'obtention des données qui contribuent de manière significative à l'évaluation de la qualité de la couche superficielle des structures en béton.

L'appareil dispose de menus pour guider l'opérateur et mesurer la remontée de pression dans une cloche et dans le temps selon un certain cycle. Les données afférentes y sont enregistrées automatiquement par l'instrument indicateur et le coefficient de perméabilité k_T et la profondeur de pénétration du vide sont calculés.

Dans le cadre de ce travail, les perméamètres utilisés sont des perméamètres à charge constante.

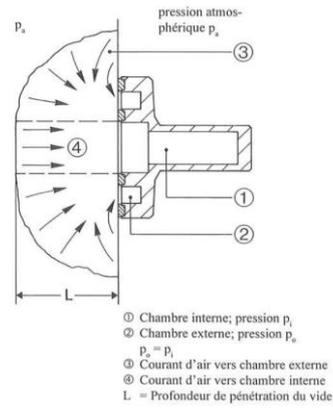


Figure 9: Appareil de mesure de la perméabilité à l'air, Torrent (Torrent, 1992)

I.5 FACTEURS INFLUENTS LA PERMEABILITE AUX GAZ, LIES A LA COMPOSITION DU BETON

En pratique, la perméabilité représente une propriété macroscopique des matériaux poreux ayant une porosité ouverte interconnectée. De ce fait, de nombreuses études ont été lancées ayant pour objectif de créer un lien entre la structure poreuse et la perméabilité afin d'avoir la capacité à prédire cette dernière.

I.5.1 Influence du rapport Eau/ciment

Différentes études ont été réalisées notamment sur des pâtes de ciment et ont montré que la perméabilité d'un matériau considéré est directement liée à son rapport E/C du fait de son impact sur la structure poreuse du milieu (Powers, et al., 1954). Cette étude est basée sur des pâtes dont l'hydratation est bien avancée et stabilisée. La Figure 10 montre la variation de la perméabilité d'une pâte de ciment en fonction du rapport E/C. L'augmentation notable de la perméabilité pour des rapports E/C importants met en évidence l'interconnexion des capillaires pour des rapports supérieurs à 0,6. Alors, la perméabilité de la pâte de ciment augmente très rapidement avec la quantité d'eau de gâchage.

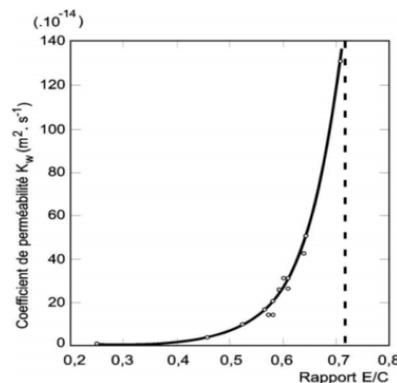


Figure 10: Évolution du coefficient de perméabilité à l'eau d'une pâte de ciment totalement hydraté en fonction du rapport E/C (Powers, et al., 1954)

1.5.2 Influence de la durée de cure sur la perméabilité

En pratique, et même avec un faible rapport E/C, l'hydratation du béton de peau peut être interrompue par départ d'eau ce qui peut empêcher la segmentation de la porosité capillaire. La Figure 11 montre les perméabilités des bétons mesurées à la même échéance de 28 jours soumis à une cure dans l'eau.

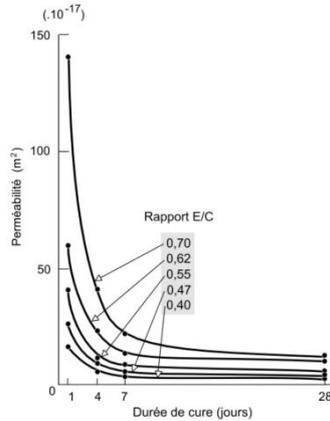


Figure 11: Évolution de la perméabilité au gaz en fonction de la durée de cure (effectuée ici dans l'eau) pour des bétons de différents teneurs en eau (Dhir, et al., 1993)

Plus le rapport E/C est important, plus les durées nécessaires pour parvenir à la segmentation des capillaires sont élevées, ainsi l'influence de la durée et de la qualité de la cure s'avère plus importante sur les propriétés de transfert (Figure 12).

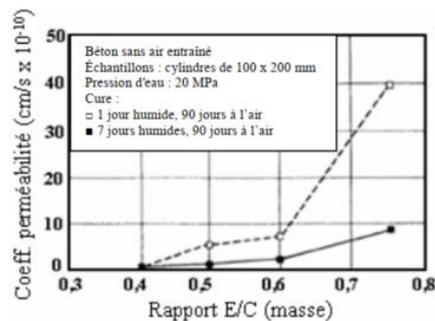


Figure 12: Évolution de la perméabilité d'un béton en fonction de la durée de cure (Whiting, 1988)

1.5.3 Influence des granulats sur la perméabilité

Il ne faut pas sous-estimer l'influence des granulats sur la mesure de perméabilité du béton. En fonction des besoins, ils sont de natures, types et tailles différents. De ce fait, il est raisonnable que leur présence dans la formulation impacte la perméabilité du béton en comparaison à la perméabilité de la pâte de ciment sans granulat. Dans le but de répondre à la question de l'influence de l'utilisation des granulats sur la perméabilité des bétons, (Ollivier, 1995) a proposé deux essais :

- Hypothèse 1 : Ajouter des granulats de faible perméabilité qui pourraient créer des discontinuités au niveau du réseau poreux de la pâte de ciment, par conséquent, une

diminution au niveau de la perméabilité du béton en comparaison avec celle de la pâte devrait être remarquer,

- Hypothèse 2 : La zone d'interface pâte/granulat présente une porosité plus importante que celle du reste de la pâte de ciment. Par conséquent, elle pourrait favoriser le passage des fluides dans le réseau poreux. L'augmentation du rapport E/C et/ou la taille de granulats est à l'origine de l'augmentation de la dimension de cette zone interfaciale. L'effet de la taille des granulats n'est pas à négliger, plus les granulats utilisés sont gros, plus l'apparition de microfissuration autour d'eux est importante. Par conséquent, l'utilisation de gros granulats peut causer l'augmentation de la perméabilité du béton (Billard, 2003) ; (Ollivier, 1995)

Des essais de perméabilité ont été effectués sur des mélanges avec et sans granulats. Pour les résultats mesurés, aucune diminution de perméabilité n'a été observée. En conséquence, on peut écarter la première hypothèse.

L'effet de « taille » peut être négligé pour les granulats de taille importante. Plus précisément, aucune évolution significative de perméabilité à l'air n'a été notée pour des granulats de 5, 10 et 20 mm. En revanche, la perméabilité à l'air du béton a augmenté pour des granulats de 40 mm.

En ce qui concerne la nature des granulats et pour étudier l'influence de l'interface pâte/granulats sur la perméabilité aux gaz, plusieurs paramètres doivent être considérés : dimension de la surface spécifique du granulat, rigidité des granulats en comparaison à celle de la pâte de ciment, saturation des granulats et les interactions potentielles entre la pâte de ciment et les granulats. Les résultats obtenus de deux bétons ayant la même formulation et même dimension de granulats, mais de différentes natures, présentent des variations au niveau de la perméabilité à l'air (Perraton, 2001). À la suite de différentes recherches, cela a pu être expliqué par l'influence de la nature minéralogique des granulats sur l'importance de la cohésion chimique de l'interface pâte/granulat. Perlot met en évidence la meilleure adhérence pâte granulat dans le cas de granulats calcaires par rapport à des granulats siliceux et les conséquences de cette meilleure adhérence sur la perméabilité de deux bétons ne différents que par la nature granulaire (Figure 13). Plus cette cohésion est importante, plus la porosité de l'interface est faible et plus la perméabilité diminue.

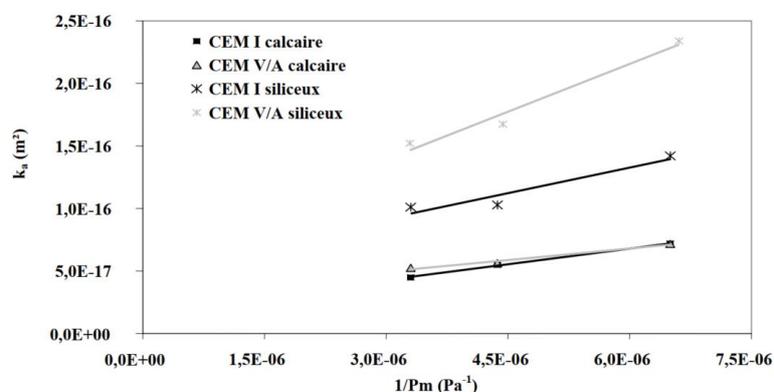


Figure 13: Comparaison des courbes de variation de la perméabilité à l'oxygène en fonction de la pression d'entrée pour les mortiers sains à l'état sec (Perlot-Bascoules, 2005)

I.6 EFFET DE PRE-CONDITIONNEMENT SUR LA PERMEABILITE

I.6.1 Effet de l'état de saturation du béton sur la mesure de perméabilité

À la fin de la cure, le béton est encore fortement saturé d'eau (taux de saturation entre 85% et 95% en fonction des formulations par auto-dessiccation lors de cures endogènes). Les éprouvettes sont alors considérées comme imperméables à cause du comportement de l'eau et du solide qui bloquent l'écoulement du gaz aux pressions couramment utilisées. Par conséquent, avant toute mesure de la perméabilité aux gaz, il est nécessaire de drainer l'eau de la structure poreuse, soit partiellement, soit totalement.

La valeur de la perméabilité augmente de façon continue avec la diminution de l'humidité dans les échantillons. La variation globale entre la valeur minimale et la valeur maximale de la perméabilité peut être de trois ordres de grandeur. Ceci prouve clairement qu'elle dépend très fortement du taux de saturation (Abbas, et al., 1999). La présentation d'une valeur de perméabilité aux gaz doit être associée à un taux de saturation spécifique.

Selon l'état hydrique du béton, il est important de noter que différentes tailles de pores sont accessibles à l'écoulement des gaz (Baroghel-Bouny, 1994).

La Figure 14 illustre une représentation de la connectivité d'un réseau poreux permettant de modéliser les transferts des liquides (eau et gaz) à l'échelle microscopique.

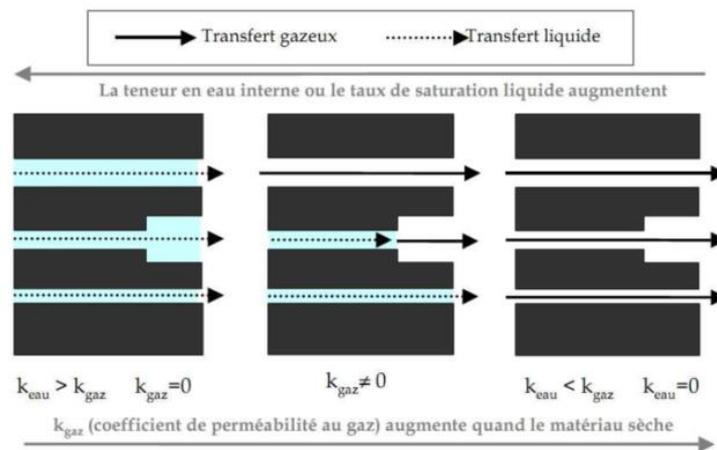


Figure 14: Évolution des transferts gazeux en fonction du degré de saturation (Verdier, 2001)

On peut remarquer d'après la Figure 14 que la perméabilité au gaz devient nulle dans le cas où le réseau poreux est saturé. D'après la loi de Kelvin Laplace, les gros pores sont les premiers à sécher suivis de pores de plus en plus fins. Ainsi, avec la diminution de l'état de saturation, les pores les plus petits se vident d'eau. Avec un faible taux de saturation, la perméabilité va fortement augmenter dû à l'absence d'eau qui entravait alors l'écoulement du gaz dans le réseau poreux.

L'influence de la saturation en eau sur la perméabilité au gaz du béton est bien présentée par les travaux de Abbas (Abbas, et al., 1999) (Figure 15).

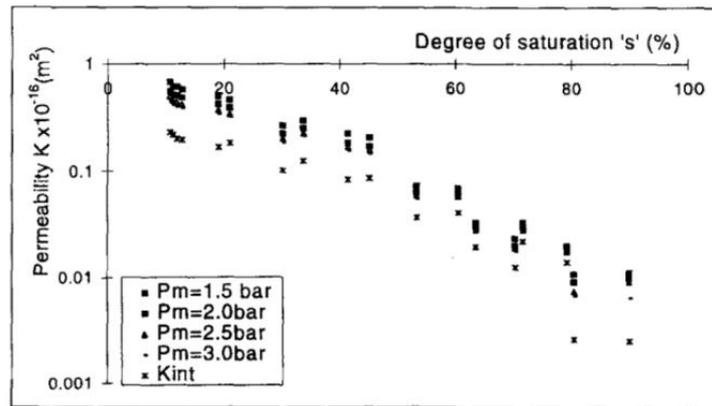


Figure 15: Influence de la saturation sur la perméabilité (Abbas, et al., 1999)

Pour des échantillons quasiment saturés, l'augmentation de la perméabilité est très lente. En revanche, avec le séchage de l'échantillon et la diminution du taux de saturation, l'évolution de la perméabilité devient plus rapide. Ceci est dû à l'interconnectivité de la structure poreuse du matériau et à la création de cheminements additionnels par endommagement thermo-hydrrique de séchage. Dans le cas où le matériau est à l'état saturé, la répartition d'eau est presque homogénéisée dans toute sa structure poreuse. Par conséquent, le séchage de quelques pores n'offre pas de passages suffisant pour la percolation du gaz. Cependant, pour un état de saturation partiellement saturé (entre 10 et 60 %), chaque séchage peut favoriser la connexion des porosités et la création de fissures ce qui impacte fortement la perméabilité apparente mesurée. Dans le cas d'un état totalement sec, toute porosité est responsable de l'écoulement du gaz au sein du matériau poreux et de l'augmentation de la perméabilité mesurée.

1.6.2 Choix du protocole de contrôle de la saturation

Afin de maîtriser l'état de saturation des éprouvettes, la masse d'eau présente dans le béton doit être contrôlée. Cela peut être obtenu par séchage sous vide (lent) ou par séchage en température (généralement plus utilisé en laboratoire). Un séchage excessif du béton peut causer une incertitude de traitement des mesures de perméabilité obtenues. Etant donné que le béton est un matériau fragile, sa microstructure peut être modifiée sous les effets du séchage. Idéalement, le séchage d'un échantillon de béton doit vérifier ces trois conditions :

- Engendrer le minimum d'endommagement,
- Répartir l'humidité de manière homogène dans l'échantillon,
- Rester dans des délais raisonnables, arrivant à deux mois maxima.

Un séchage excessif à haute température de l'échantillon pourrait causer une modification du réseau poreux par fissuration conduisant à une surévaluation de la perméabilité. Par ailleurs, un séchage prolongé à une faible température ne draine pas l'eau dans les pores les plus fins, ce qui résulte à une sous-évaluation de la perméabilité réelle de l'échantillon. La perméabilité de référence est définie comme la perméabilité à l'état supposé totalement sec ($S_r \approx 0\%$). Toutefois, pour atteindre ce taux de saturation, il faut appliquer un séchage à 105°C , entraînant presque inévitablement un endommagement thermo-hydrrique du matériau.

Le drainage de l'eau du réseau poreux d'un échantillon en béton est accéléré pour un étuvage à une température supérieure à 20°C. Mais une très haute température de séchage peut causer l'évaporation de l'eau liée au sein du matériau et modifier les hydrates, l'ettringite et finalement les C-S-H (Baroghel-Bouny, 1994) (Perraton, et al., 1999). La dessiccation peut également induire des gradients hydriques importants causant l'apparition de la fissuration du béton.

(AFPC-AFREM, 1997) et (Perraton, 1992) proposent d'appliquer un séchage par étapes de température croissante. Cette démarche permet de réduire les gradients thermiques ainsi que les gradients de pression, qui sont les causes principales de microfissurations. Ce protocole permet de diminuer la pression de la vapeur d'eau au sein de l'échantillon, et donc de réduire les tensions capillaires.

Une fois le séchage terminé, il est nécessaire de prévoir une période avant l'application des mesures de perméabilité pour deux raisons :

- Obtenir une redistribution presque homogène de l'humidité au sein de l'échantillon (Quenard, 1991),
- Pour que l'éprouvette soit en équilibre thermique et n'échauffe pas le gaz traversant.

Plusieurs travaux de recherche ont essayé de proposer la durée optimale de cette période. (Abbas, 1998) et (Yssorche, 1997) préconisent l'enrobage des échantillons dans un film étanche pour une durée égale à celle du séchage. Idéalement, pour augmenter la diffusivité hydrique, ces auteurs proposent de les mettre aussi à la même température. Toutefois, du fait de l'hystérèse de la courbe de sorption / désorption des bétons, une durée identique de séchage et d'homogénéisation ne peut pas conduire à une homogénéisation parfaite de l'humidité du béton (Abdou Ibro, 2020). Mais, cela permet d'obtenir des conditions plus homogènes qu'en sortie de séchage et de conserver des durées de pré-conditionnement raisonnables (Abdou Ibro, 2020).

Donc pour récapituler, la procédure de pré-conditionnement du béton consiste en :

- Une période de cure du béton : La cure peut entraîner des modifications significatives sur la structure poreuse du béton, ce qui, par conséquent, a un impact sur sa perméabilité (Dhir, et al., 1989) et (Yssorche-Cubaynes, et al., 1999). Le mûrissement correspond à l'achèvement de l'hydratation des bétons, conduisant ainsi à une réduction de la porosité. En règle générale, un béton soumis à une cure scellée présente une perméabilité légèrement plus élevée que celui soumis à une cure conventionnelle avec une humidité relative de 100% (Perraton, 1992). En cas de cure scellée du béton, il est courant d'observer une diminution de la perméabilité au cours de la période de maturation, qui dure environ un mois, suivie d'une stabilisation au fil du temps (Yssorche-Cubaynes, et al., 1999),
- Un séchage des éprouvettes : La température de séchage des éprouvettes peut alterner entre la température ambiante 20°C et 105°C. Le choix de la température de séchage optimale est gouverné par deux éléments contradictoires : le premier est d'avoir un séchage rapide et le deuxième est de minimiser la modification de la structure poreuse du matériau par gradients hydrique et thermique. L'équation de Kelvin Laplace offre le moyen de savoir, à une

température et humidité précises, la limite de taille des pores d'une éprouvette de béton qui peuvent être drainées,

- Une homogénéisation et une redistribution de l'humidité restante au sein de la structure poreuse : Après le séchage, les échantillons doivent être couverts de tous les côtés pour éviter tout échange d'humidité avec le milieu extérieur, ainsi que d'homogénéiser et de redistribuer l'humidité à l'intérieur de l'éprouvette. La durée de conservation des éprouvettes est au moins égale à la durée du séchage.

Partie 2 : Perméabilité dans des bétons fissurés et dans des bétons armés

I.7 ORIGINES DES FISSURES

Pour commencer, il est important de clarifier que la fissuration n'est pas une pathologie, mais le symptôme d'une pathologie. Au vu de sa faible résistance en traction et sa capacité de déformation limitée, le béton est considéré très sensible au phénomène de fissuration. La fissuration peut être produite au moment de l'application d'une charge mécanique sur le béton. Outre les fissures d'origine mécanique, on peut distinguer des fissures d'origine thermique (chaleur d'hydratation, gel-dégel, traitement thermique, etc.), hydrique (retrait de dessiccation, retrait endogène, etc.) ou chimique (attaque des chlorures, carbonatation, lixiviation, réactions de gonflement interne, etc.).

Dans le cas d'un béton non fissuré et en bon état, la perméabilité est généralement faible, et le transfert de fluides se produit principalement à travers la porosité de la matrice, ce qui est directement lié à la connectivité du réseau poreux (Powers, et al., 1954). Cependant, dans la réalité, les bétons utilisés dans les structures ont tendance à se fissurer au cours de leur service en raison de diverses contraintes. Par conséquent, il est essentiel d'étudier la perméabilité des bétons fissurés. Ces fissures offrent des chemins préférentiels pour la pénétration des agents agressifs au sein du béton, et peuvent être à l'origine de fuite d'air dans le cas des structures de confinement. Pour ces raisons, il est essentiel de maîtriser le rôle de la fissuration sur les propriétés de transfert et la durabilité du béton (Jacobsen, et al., 1998) ; (Fu, et al., 1996) ; (Tognazzi-Lawrence, 1998). D'après (Picandet, 2001) et (Choinska, 2006) les fissures peuvent également créer des milieux favorables pour le développement de certaines réactions chimiques, ce qui augmente le risque de dégradation du béton à long terme (Jacobsen, et al., 1998). En effet, une des causes principales de la formation de l'ettringite différée est la microfissuration du béton qui favorise les transferts (Fu, et al., 1996). L'augmentation des ouvertures des fissures causée par la croissance des cristaux d'ettringite peut accélérer la détérioration du béton.

L'apparition des fissures, voire leur développement, peut causer l'augmentation de la perméabilité du béton. Ainsi, la perméabilité évolue en fonction de l'état de fissuration. Plus le béton est fissuré, plus il est perméable (Wang, et al., 1997). Il n'est pas toujours facile de rendre compte du lien entre l'état de fissuration du béton et la perméabilité associée. Ceci est dû aux difficultés rencontrées lors de la mise en place des essais représentatifs des structures réelles en état de service. Ainsi, la majorité des travaux de recherche se sont basés sur des éprouvettes

sollicités en compression, en traction ou en flexion, des inconnues subsistent sur la perméabilité liée à la fissuration à l'échelle de la structure. Les structures, composées de béton renforcé d'armatures en acier, sont soumises à des combinaisons d'efforts et sont multi-fissurées en service. En revanche, la grande majorité des essais de perméabilité sont effectués sur des éprouvettes ne comprenant souvent qu'une seule fissure et dans des conditions déchargées (Aldea, et al., 2000), (Aldea, et al., 1999) et (Picandet, et al., 2009). Pour finir, les travaux de recherche de perméabilité portant sur du béton armé sont très limités étant donné que la plupart des études sont effectuées sur béton non armé, d'où l'importance d'étudier l'évolution de la perméabilité pour des échantillons armés dans plusieurs directions, ce qui est un des objectifs du travail présenté dans ce mémoire.

Différentes origines de fissuration peuvent être distingués : mécanique, physico-chimique et thermique. Ainsi, il est impératif d'inclure l'ensemble des processus de déformations différées qui peuvent potentiellement causer des endommagements à la structure (Benboudjema, et al., 2008). Les différentes origines sont développées ci-dessous.

1.7.1 Origine mécanique

Au moment où un seuil de résistance mécanique est dépassé, des fissures se propagent dans le béton (Mazars, 1984). Ces fissures peuvent causer une chute du module d'élasticité à l'échelle macroscopique, suite à l'endommagement du béton. Deux types de fissuration du béton sont distingués : le premier est au niveau de l'auréole de transition, c'est à dire, au niveau de l'interface pâte-granulat et le deuxième est à travers le mortier. Sachant que la résistance du béton à la traction est de l'ordre du dixième de sa résistance à la compression, la compréhension de la fissuration dans un matériau tendu est primordiale pour la caractérisation du comportement du béton.

1.7.1.1 Fissuration induite par des contraintes de compression

Trois phases sont associées à l'évolution de la fissuration en fonction de chargement en compression :

- Phase 1 : A cause de l'hétérogénéité du béton et la présence des granulats qui forment des points durs, des microfissures se créent aléatoirement au niveau de ce béton. La différence de raideur de la pâte de ciment et des granulats est responsable de l'orientation de ces fissures. Cette phase correspond à une contraction globale du volume durant laquelle le comportement reste quasi linéaire,
- Phase 2 : Le comportement est maintenant considéré comme non-linéaire. Au fur et à mesure du développement de ces microfissures, elles se rejoignent pour former des macrofissures. Ces dernières sont orientées parallèlement à la direction de la sollicitation, délimitant des « colonnettes »,
- Phase 3 : Finalement, des fissures obliques se créent au sein de ces colonnettes. A leur tour, se rejoignent afin de former un plan de glissement oblique à l'échelle de l'échantillon.

Au moment de l'application d'une contrainte de compression, la perméabilité diminue avec l'augmentation de cet effort jusqu'à un certain seuil variant entre 0,3 et 0,4 de la résistance ultime du béton en compression, notée « f_c » (Banthia, et al., 2007) (Bhargava, et al., 2008).

Cette diminution de la perméabilité est due à la compression des pores du matériau, entraînant la consolidation du matériau (Choinska, et al., 2007) (Picandet, et al., 2001). Pour un effort équivalent à $0,5 f_c$, des microfissures se créent autour des granulats ce qui induit une légère augmentation de la perméabilité. Une fois que la charge appliquée dépasse le seuil de la résistance du béton en compression, les fissures s'interconnectent ce qui va causer une augmentation significative de la perméabilité (Choinska, et al., 2007) (Picandet, et al., 2001).

La valeur initiale de la perméabilité peut être quasiment restaurée après déchargement du matériau en fonction du niveau de charge préalable. En effet, la perméabilité de l'échantillon après déchargement est uniquement influencée par les fissures créées en post-pic du fait de leur localisation et ne se referment pas entièrement après le déchargement (Tognazzi-Lawrence, 1998). La Figure 16 montre l'évolution de la perméabilité de plusieurs types de béton en fonction du niveau de chargement.

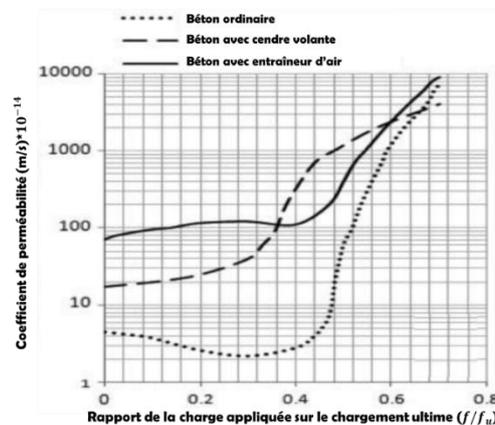


Figure 16: Effet de niveau de chargement en compression simple sur la perméabilité à l'eau de trois types de bétons (Kermani, 1991)

La valeur seuil à partir de laquelle la perméabilité cesse de diminuer est largement impactée par la nature du béton testé. Par exemple, ce seuil devient de plus en plus haut pour un béton haute performance (Kermani, 1991). En revanche, le lien entre la résistance du béton et la perméabilité reste toujours délicat à faire.

Il est également important de prêter une attention particulière à l'effet du chargement en compression sur la perméabilité du béton au jeune âge. Le béton n'ayant pas atteint sa résistance maximale, il faut éviter toute sorte de contrainte inadéquate avant la maturité du milieu (Banthia, et al., 2005).

1.7.1.2 Fissuration induite par des contraintes de traction

Dans un premier temps après l'application de la charge, le béton présente un comportement linéaire élastique. Ultérieurement, des fissures commencent à se créer et le comportement devient non-linéaire. Trois phases peuvent être associées à la fissuration en traction (Figure 17) (Ismail, 2006) :

- Des microfissurations diffuses se créent séparément au sein du béton,

- Les microfissures se connectent et créent une ou plusieurs macrofissures localisées,
- La propagation de ces macrofissures dans le béton peut engendrer éventuellement la rupture de l'élément.

Par l'application d'une charge externe, un grand nombre d'éléments d'une structure en service sont sollicités en flexion. Par conséquent, une face des éléments est comprimée et l'autre tendue. Du fait de la faible résistance à la traction du béton, des fissures sont observées dans cette zone. Dans le cas d'une traction par flexion, la fissuration est décomposée en trois phases : création d'une microfissuration diffuse pour une contrainte variant entre 0,4 et 0,9 de la charge maximale, puis la localisation d'une macrofissure après avoir atteint la résistance en traction et finalement, l'ouverture de la macrofissure dans la partie post-pic.

L'évolution de la perméabilité à l'eau en fonction des déformations de traction sont représentées dans la Figure 18. Pendant la charge, la traction n'a pas d'effet sur la perméabilité tant que le matériau n'a pas atteint une déformation seuil. Au contraire, à la décharge, les fissures induites ne se referment pas parfaitement et la perméabilité reste élevée même quand le matériau est pratiquement déchargé. En outre, les conséquences d'une fissuration de traction localisée par essai Brésilien sur la perméabilité à l'air du béton ont été étudiées dans (Rastiello, et al., 2014). Ces travaux ont montré l'importance de prendre en compte la morphologie de la fissure dans l'évaluation de son effet sur la perméabilité.

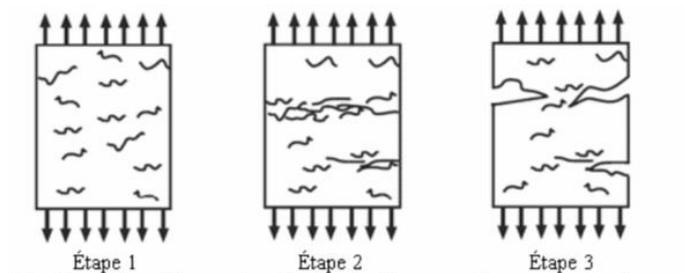


Figure 17: Processus de fissuration d'un échantillon de béton sollicité en traction uniaxiale (Ismail, 2006)

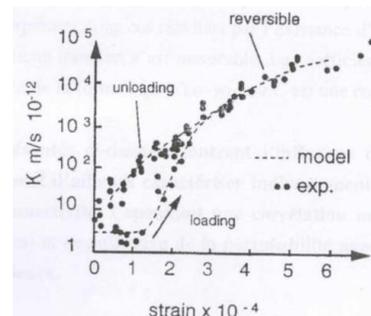


Figure 18: Evolution de la perméabilité à l'eau en fonction de la déformation de traction (Ismail, 2006)

1.7.2 Origine thermo-physico-chimique

Deux phases distinctes peuvent être décrites pour le comportement du béton :

- Au jeune âge : durant lequel le béton subit l'hydratation transformant le mélange initial frais de constituants en un matériau durci,
- À long terme : le début de cette phase est marqué par le durcissement du matériau qui reste toutefois poreux, hétérogène et réactif. Durant cette période le béton vieillit et est soumis à différentes sollicitations.

Les différents mécanismes physico-chimiques pouvant induire une variation de la perméabilité du béton sont indiquées sur la Figure 19. Leurs effets sur la fissuration sont décrits dans cette partie.

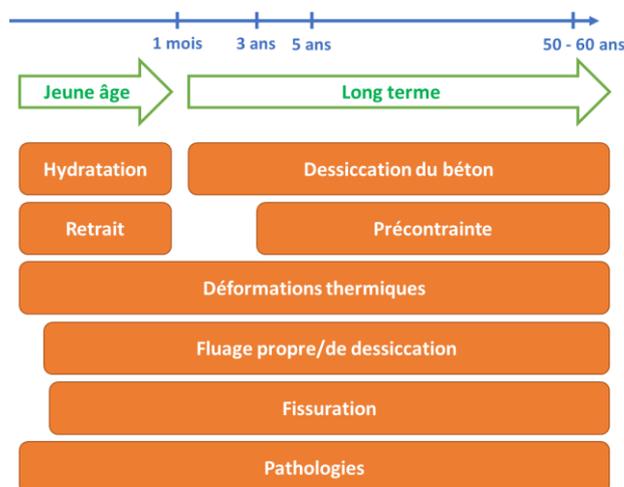


Figure 19: Représentation temporelle des phénomènes thermo-physico-chimique qui peuvent impacter la perméabilité du béton

1.7.2.1 Retraits

Plusieurs modes de retrait peuvent être présents selon l'âge du béton et les sollicitations thermo-hydriques :

- **Retrait chimique** : Pendant les premières heures après la fabrication du béton et avant la prise, le retrait chimique se développe (retrait également nommé « contraction Le Chatelier »). Ce phénomène est dû au fait que le volume des constituants du mélange initial est plus grand que celui des produits hydratés,
- **Retrait endogène** : La diminution de la quantité d'eau interstitielle dû à l'hydratation du béton cause une dépression capillaire au sein des pores du squelette. Par conséquent, une réduction globale du volume du béton prend place, appelée aussi « retrait d'auto-dessiccation »,
- **Retrait thermique** : Du fait que le phénomène d'hydratation soit exothermique, le béton subit au jeune âge un échauffement puis un refroidissement, donc une dilatation puis une contraction thermique. Dans le cas des structures massives (centrales nucléaires, barrages, etc.), on peut rencontrer des gradients de températures assez importants entre la surface à l'air libre et le cœur de l'ouvrage qui peuvent à leur tour causer un retrait thermique,
- **Retrait de dessiccation** : Après la prise du béton, un retrait peut encore avoir lieu. Ce dernier est lié au séchage du matériau, et donc au départ d'eau, sur le long terme, entraînant un gradient hydrique entre le cœur et la surface d'une structure.

Ces retraits, s'ils sont empêchés (blocages mécaniques par les armatures par exemple ou du fait de gradients), peuvent entraîner une fissuration du matériau et ainsi induire des variations de la perméabilité du matériau.

1.7.2.2 Fluage

Deux mécanismes de fluage sont distingués dans les structures en béton :

- **Fluage propre** : Ce type de fluage correspond à la totalité de la déformation subie au cours d'un chargement mécanique sans départ d'eau vers le milieu extérieur et durant laquelle la déformation élastique instantanée et les déformations de retrait sont retranchés. Communément, le fluage peut comporter trois régimes : fluage à court terme, fluage à long terme et parfois, fluage tertiaire,
- **Fluage de dessiccation** : Ce type de fluage correspond à la déformation complète subie durant un chargement mécanique avec départ d'eau vers l'extérieur. Pour l'évaluer, il est possible de retrancher le fluage propre et les déformations de retrait à la déformation différée totale.

Le fluage du béton peut conduire à la relaxation des contraintes dans le matériau. Il conduit généralement à diminuer le risque de fissuration, ce qui peut être bénéfique pour l'évolution de la perméabilité.

1.7.2.3 Corrosion des armatures

La carbonatation du béton de peau et/ou la pénétration de chlorures jusqu'aux aciers sont les principales responsables de la corrosion des armatures. Le phénomène de carbonatation impacte le pH de la solution interstitielle du béton en le réduisant ce qui entraîne la destruction de la couche passive mince d'oxydes protecteurs et favorise le développement de la corrosion. Suite à la formation de produits expansifs, des contraintes de traction apparaissent et causent la fissuration du béton d'enrobage (Baron, et al., 1992), (Bonnet, 2004). Une fois la fissuration initiée, la diminution de la perméabilité du béton de peau des ouvrages corrodés dépend de l'ouverture des fissures induites.

1.7.2.4 Pathologies

Plusieurs pathologies sont capables d'altérer le béton des structures et de remettre en cause leur fonctionnement. Différents types de dégradation du béton suite à des pathologies peuvent être distingués : d'origine thermique (cycles de gel-dégel) ou d'origine chimique (attaque des chlorures, carbonatation, attaque sulfatique et réaction de gonflement interne). La partie suivante développe les mécanismes relatifs aux réactions de gonflement interne qui feront l'objet du travail de recherche présenté dans ce mémoire.

1.7.3 Réactions de Gonflement Interne (RGI)

Les réactions de gonflement interne (RGI) sont des pathologies endogènes pouvant mettre en cause l'utilisation, voire la stabilité, d'ouvrages en béton. La famille des réactions de gonflement internes (RGI) est considérée parmi les éléments de dégradation d'origines chimiques. Elle englobe la réaction alcali-granulat (Méthode d'essai n°44, 1997) et (Jabbour, 2018) et la réaction sulfatique interne (Méthode d'essai n°66, 2007) et (Jabbour, 2018).

Les réactions de gonflement interne sont des pathologies endogènes qui mettent en péril le béton atteint et sont à l'origine de désordres importants dans les structures. En effet, des contraintes de traction sont générées au sein du matériau causant la fissuration de la matrice cimentaire. Plus précisément, c'est la formation de produits néoformés intra-poreux qui est à l'origine de l'endommagement du squelette solide du béton.

Les premiers cas où la réaction alcali-granulat ont été observés dans les années 1940 aux Etats-Unis. La présence de la RAG en France a été confirmée pour la première fois vers la fin des

années 70 au sein de barrages. Le béton atteint par la RAG gonfle ce qui cause la diminution de ses caractéristiques mécaniques et sa fissuration. La réaction sulfatique interne quant à elle, a été considérée comme une source de détérioration du béton depuis les années 80 (Heinz, et al., 1989). En France, la RSI a été diagnostiquée pour la première fois sur le pont d'Ondes (Godart, 2013). Cette pathologie se développe au sein du béton durci par l'interaction de ses propres constituants initiaux, sans aucun apport de sulfate externe. Les conséquences macroscopiques de la RSI sont très similaires à la RAG. Elle se manifeste par un gonflement du béton causant sa fissuration.

Dans ce qui suit, les différents types de réactions, les mécanismes réactionnels ainsi que les mécanismes de gonflement seront développés. Deux types de réactions sulfatiques peuvent être distinguées : la Réaction Sulfatique Externe (RSE) dont l'apport des sulfates est externe et la Réaction Sulfatique Interne (RSI) dont la provenance de tous les réactifs est interne. Pour nos études, nous sommes intéressés par la réaction sulfatique interne.

1.7.3.1 La Réaction Sulfatique Interne (RSI)

La Réaction Sulfatique Interne (RSI), ou (DEF) Delayed Ettringite Formation en anglais, est une pathologie endogène de cinétique lente qui peut toucher les bétons ayant été exposés à des hautes températures ($>65^{\circ}\text{C}$) à jeune âge (Godart, et al., 2008). Elle dépend de la composition du béton et de l'environnement de l'élément. L'élévation de la température peut être obtenue lors de l'hydratation de ciment ou même lors d'un traitement thermique. Elle forme un facteur essentiel pour déclencher cette pathologie, qui va causer la déstabilisation de l'ettringite primaire qui est métastable à ces températures. En retournant à la température ambiante, l'ettringite recristallise en présence d'eau dans un espace confiné. La pression de cristallisation engendrée est plus importante que la résistance en traction du béton, causant une microfissuration du matériau.

La formation de l'ettringite primaire lors de l'hydratation des grains de ciment est bénéfique car elle permet de réguler la vitesse de prise du matériau. En revanche, la formation tardive de l'ettringite peut être à l'origine de désordres structuraux dans la matrice cimentaire durcie. Ces désordres se manifestent par l'apparition d'une fissuration macroscopique induite par des gradients de gonflement ainsi que par une microfissuration diffuse dans le matériau.

1.7.3.1.1 Différents types d'ettringite

Trois types de formation d'ettringite peuvent être distingués :

- Ettringite primaire : C'est un produit normalement créé pendant la phase d'hydratation entre l'aluminate tricalcique (C_3A), le régulateur de prise tel que le gypse, l'anhydrite et l'hémihydrate ainsi que l'eau. Les cristaux d'ettringite se forment pendant la prise du béton dans des espaces libres sans aucune expansion notable. Elle présente un intérêt puisqu'elle comble la porosité du matériau. Cette ettringite se cristallise sous la forme d'aiguilles (Godart, et al., 2008),

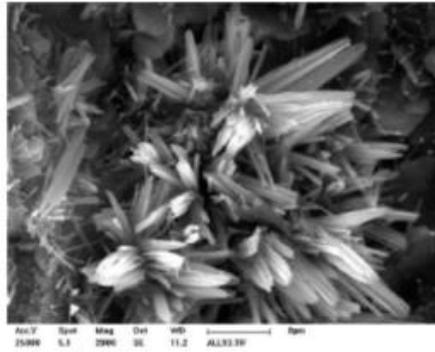


Figure 20: Ettringite primaire observée au MEB (Godart, et al., 2011)

- Ettringite secondaire : Cette pathologie est également appelée réaction sulfatique externe. L'ettringite secondaire est le produit des réactions chimiques entre l'aluminate tricalcique présente dans le béton et un apport extérieur de sulfate et d'eau. L'ettringite peut cristalliser dans les espaces libres du béton sans endommager la matrice cimentaire s'il n'y a pas d'apport d'agents agressifs. Dans le cas contraire, l'ettringite cristallise sous forme massive et conduit à l'apparition de la fissuration dans le matériau (Godart, et al., 2008),
- Ettringite différée : La formation de l'ettringite différée ne demande pas d'apport de sulfate externe, en revanche, elle exige des conditions particulières (Godart, et al., 2008). Plus précisément, un moment où le béton subit une élévation de température au jeune âge de plus de 65°C l'ettringite ne se forme pas et les sulfates restent donc en solution ou adsorbés par les C-S-H. Cet événement peut survenir particulièrement au cœur des ouvrages massifs, comme dans les centrales nucléaires et les barrages, ou dans le cas d'un traitement thermique. Du fait de la haute température du béton, l'ettringite ne cristallise pas au contact de l'eau pendant la prise, mais cristallise ultérieurement quand la température de l'ouvrage revient à la température ambiante. La création d'ettringite dans le béton durci va engendrer des fissures.

1.7.3.1.2 Mécanismes réactionnels

La réaction sulfatique interne se caractérise par la création d'ettringite différée menant à un gonflement au sein du béton, diminuant les propriétés mécaniques de la structure atteinte. Trois facteurs sont indispensables à son apparition : élévation de la température au jeune âge, une quantité importante d'ions sulfates et aluminates et la présence de l'eau.

a. Niveau de stabilité de l'ettringite

Des chercheurs ont montré que l'instabilité de l'ettringite à des températures élevées et sa précipitation tardive sont à l'origine des expansions dues à la réaction sulfatique interne (Brunetaud, et al., 2007). Alors dans le but de mieux comprendre les mécanismes de gonflement de cette pathologie, il est nécessaire de comprendre son comportement.

L'équilibre chimique des hydrates peut être modifié suite à une élévation de température au-delà de 65°C. En effet, la solubilité de l'ettringite est très sensible et varie en fonction de la température. À des températures importantes, l'ettringite est instable ce qui induit une augmentation au niveau de sa solubilité. Ce dernier phénomène est à l'origine de l'augmentation de la concentration en ions sulfates au sein de la solution interstitielle du béton. Il est intéressant

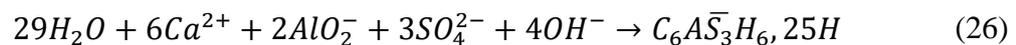
de noter que la concentration en alcalins de la solution interstitielle impacte également la solubilité de l'ettringite.

Dans des conditions thermiques convenables, l'ettringite arrête de précipiter au jeune âge et se dissout, les éléments constitutifs participant à la précipitation de mono-sulfo-aluminates. A une température comprise entre 70°C et 90°C, la majorité des ions sulfates obtenus par dissolution de l'ettringite primaire sont adsorbés par les C-S-H et/ou transformés en des cristaux nanométriques de mono-sulfo-aluminate de calcium hydraté (noté AFm) qui représentent une phase plus stable à des températures élevées (Scrivener, et al., 1993). La capacité d'adsorption des ions sulfates (SO_4^{2-}) par les C-S-H augmente avec l'augmentation du rapport CaO/SiO₂ du ciment qui lui-même augmente avec l'élévation de la température (Fu, et al., 1994).

D'après (Godart, et al., 2008), les liaisons entre les ions sulfates et les C-S-H sont considérées comme faibles et susceptibles de rompre au cours du temps ce qui induit une augmentation de la concentration en sulfate de la solution interstitielle du béton à cause des sulfates libérés.

b. Précipitation de l'ettringite

Cette formation d'ettringite dans un espace confiné est susceptible de développer des pressions locales élevées et de provoquer un gonflement ainsi qu'une fissuration de la pâte de ciment. La cristallisation de l'ettringite est représentée par l'équation (26) :



Au fur et à mesure et avec une humidité relative élevée, ces cristaux d'ettringite peuvent se dissoudre et recristalliser dans l'auréole de transition (ITZ) et dans les fissures (Godart, et al., 2008). Contrairement à l'ettringite primaire qui présente une structure hexagonale bien cristallisée, l'ettringite différée se présente sous forme de veines caractéristiques massives et mal cristallisées. Les cristaux sont perpendiculaires aux lèvres des fissures et parallèles les uns par rapport aux autres.

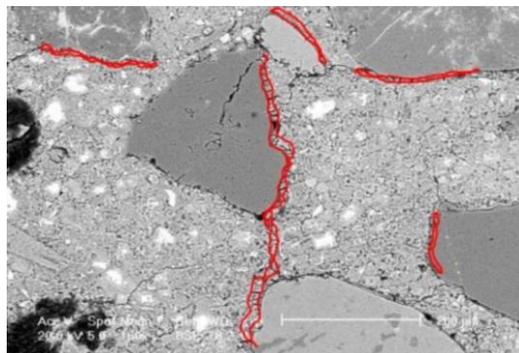


Figure 21: Ettringite massive observée au MEB (Pavoine, 2003)

1.7.3.1.3 Mécanismes d'expansion

La capacité expansive de l'ettringite dans un béton donné est gouvernée par la quantité de sulfates, la composition chimique initiale du ciment, telle que la teneur en alcalin, en aluminates

et en portlandite, ainsi que par la présence d'eau. Différentes théories ont tenté d'analyser les mécanismes à l'origine de l'expansion due à la réaction sulfatique interne. Il existe plusieurs mécanismes associés à l'expansion du béton aux différentes échelles :

a. Echelle microscopique

Deux mécanismes principaux sont proposés dans la littérature : la théorie de la double couche (Li, et al., 1996) et la pression osmotique (Mehta, 1973). Les deux approches sont presque similaires et tentent d'analyser les interactions à l'échelle du cristal d'ettringite.

b. Echelle mésoscopique

À cette échelle, on parle de la théorie de gonflement à l'interface pâte/granulat (pression par cristallisation) ou celle de gonflement homogène de la pâte. La première se fonde sur les observations et accorde un rôle essentiel à l'ettringite massive située aux interfaces pâte/granulat alors que la seconde considère un gonflement au sein de la pâte de ciment hydratée (Brunetaud, 2005).

c. Echelle macroscopique

D'après (Brunetaud, 2005), un mécanisme à l'échelle macroscopique peut être proposé en couplant les deux théories de la pression de cristallisation et de l'expansion uniforme de la pâte. L'expansion du béton atteint par la réaction sulfatique interne se décompose en quatre phases distinctes :

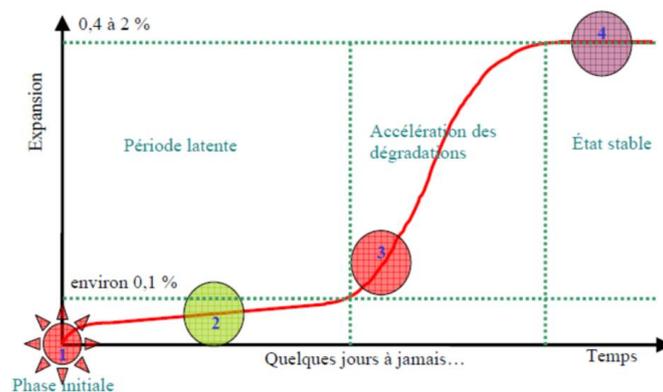


Figure 22: Représentation du mécanisme de dégradation proposé par (Brunetaud, 2005)

- Phase initiale : L'élévation de la température ainsi que la concentration en alcalins augmentent la solubilité de l'ettringite. Alors, cette première phase correspond à la dissolution de l'ettringite primaire. A ce moment, le mono-sulfo-aluminate de calcium hydraté (noté AFm) est la seule forme restante de sulfoaluminate stable. Les C-S-H sont responsables de l'adsorption des ions sulfates et aluminates restant en solution. La durée de cette phase correspond à la durée d'échauffement,
- Phase latente : La phase latente commence lors du retour à la température ambiante. Cette phase correspond à la précipitation de l'ettringite vers les zones les plus propices ainsi que la libération progressive des ions sulfates par les C-S-H. Durant cette phase, les expansions sont linéaires et lentes. Avec le mécanisme de la théorie de gonflement homogène proposé par Scrivener, l'ettringite redevient la phase la plus stable et précipite au niveau des grains

de Hadley. Le gonflement engendré par la formation d'ettringite différée est considéré homogène dans la pâte suite à l'homogénéité de la répartition des grains de Hadley et des C-S-H dans la pâte. L'apparition des premières fissures à l'interface pâte/granulat suite à ce gonflement homogène marque la fin de cette période,

- Phase d'accélération : Le plus grand niveau de gonflement se développe à cette phase. L'apparition de fissures causées par le gonflement homogène de la pâte induit une altération au niveau de la répartition des efforts entraînant la dissolution de l'ettringite créée pendant le gonflement homogène. Par la suite, elle recristallisera dans les fissures. La formation d'ettringite au niveau de l'auréole de transition entraîne une pression de cristallisation provoquant la propagation des fissures, et l'accélération de l'endommagement du matériau,
- Stabilisation : Cette dernière phase correspond à une stabilisation progressive de l'expansion suite à l'affaiblissement de pression de cristallisation à cause de la taille importante d'ouvertures des fissures, ainsi que l'épuisement des ressources en réactifs nécessaires pour la précipitation de l'ettringite, notamment les ions sulfates et aluminates provenant des C-S-H.

1.7.3.1.4 Perméabilité à l'air d'un béton atteint par la RSI

Dans la littérature, peu d'études portent sur la perméabilité aux gaz des bétons atteints par la réaction sulfatique interne. Pour mettre en exergue dans quelle mesure l'état d'expansion généré par la RSI impacte la perméabilité, Pichelin a effectué des suivis de la perméabilité à l'air de deux bétons à différents niveaux d'expansion (Pichelin, 2020). La Figure 23 montre la variation de la perméabilité apparente à l'air pour ces différents niveaux d'expansion (rapport de la perméabilité apparente mesurée pour un état d'expansion donné sur la perméabilité apparente mesurée en sortie de cure).

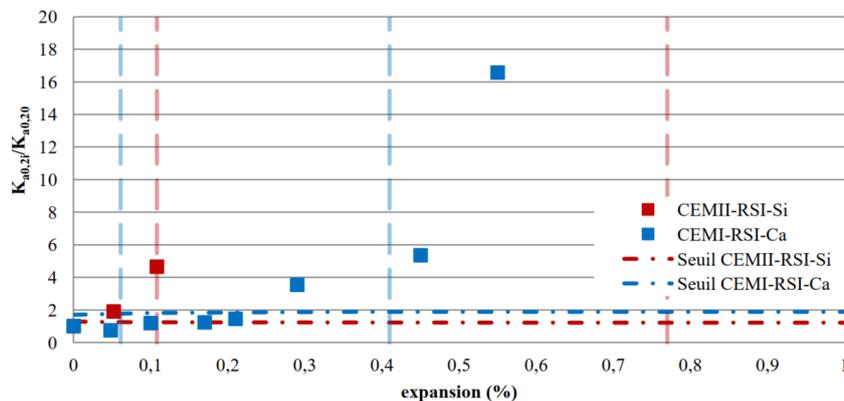


Figure 23: Évolution du rapport de la perméabilité apparente au gaz en fonction de l'état d'expansion d'un béton atteint par la RSI (Pichelin, 2020)

L'axe des ordonnées du graphique de la Figure 23, représente le rapport de la perméabilité apparente à l'air mesurée au cours de la dégradation du béton par la RSI sur la perméabilité apparente initiale mesurée à 35 jours avant sa dégradation.

Peu importe les types de granulats et du ciment adoptés, les bétons atteints par la RSI révèlent une grande augmentation au niveau de la perméabilité au cours de la dégradation. La perméabilité mesurée à presque 0,6% d'expansion sur un béton composé de granulats calcaires

et du ciment CEM I est 16 fois plus importante que la valeur initiale. Pour un béton composé de granulats siliceux et du ciment CEM II, la perméabilité mesurée est 115 fois plus importante que celle de la valeur initialement mesurée avant dégradation. Ces résultats obtenus par Pichelin sont cohérents avec ceux de (Al Shamaa, 2012) et (Al Shamaa, et al., 2014) qui mettent en évidence une importante augmentation de la perméabilité à l'air au cours de l'expansion du béton atteint par la RSI. Cet accroissement de la perméabilité est dû à la dégradation du béton atteint par la RSI, plus précisément, à la formation d'un réseau de microfissures connectées réparties dans toute la matrice cimentaire du matériau. Il est important de noter que ces mesures de perméabilité à l'air de bétons endommagés sur RSI ont été réalisées sur béton sec. Aucune information n'existe dans la littérature quant à l'évolution de la perméabilité des bétons endommagés en fonction du degré de saturation du béton (et donc en condition de service des structures), ce qui justifie le premier objectif de ce travail de thèse.

1.7.3.2 La Réaction Alkali-Granulat (RAG)

La solution interstitielle du béton possède un pH voisin de 13 tandis que celui des minéraux constitutifs des granulats est voisin de 7. Par conséquent, cette différence de pH est à l'origine de la réaction alcali-granulat (Godart, et al., 2008). Cette dernière est conditionnée par la présence de granulats réactifs, par la quantité d'alcalins suffisante et la présence d'eau. La RAG, communément appelée l'alcali-réaction, désigne l'ensemble des réactions chimiques entre les granulats et le ciment résultant en un gonflement du béton. Les granulats réactifs réagissent avec les ions alcalins de la solution interstitielle provenant généralement du ciment Portland et d'autres constituants du béton. Cette réaction induit des fissurations au sein des granulats qui se propagent à la matrice cimentaire du fait de la formation de produits expansifs silico-calco-alcalins.

1.7.3.2.1 Différents types de réactions

La famille des réactions alcali-granulat regroupe trois types de réactions :

- La réaction alcali-silice : Cette réaction est causée par l'interaction entre la silice amorphe mal cristallisée provenant des granulats et les ions hydroxyles et alcalins (Na^+ et K^+) de la solution interstitielle et l'eau. Elle est la réaction la plus répandue et est notée (RAS),
- La réaction alcali-silicate : Les roches polyminérales à base de silicates, comme l'argile et le granite, sont concernées par cette réaction,
- La réaction alcali-carbonate : Elle est due à l'interaction entre les ions hydroxyles et quelques granulats de calcaire dolomite. En conséquence, les particules de calcaire gonflent causant la fissuration du béton.

La RAG se distingue par sa présence localisée et distribuée de manière arbitraire au sein de la matrice cimentaire. Elle peut être à l'origine de désordres causant des altérations au niveau des propriétés du béton telle la création de fissures, d'efflorescences, etc.

1.7.3.2.2 Mécanismes réactionnels

Le développement de la réaction alcali-granulat dans le béton exige la présence de conditions particulières liées à sa composition et à son environnement. On parle alors des granulats réactifs responsables de l'apport de la silice amorphe, d'une quantité importante d'ions alcalins et

hydroxyles provenant de la solution interstitielle, d'un taux d'humidité élevé (> 80%) ainsi que de l'eau.

Dans la littérature, plusieurs processus chimiques liés à cette pathologie peuvent être distingués. Les mécanismes sont décrits dans l'approche topo-chimique évoquée par (Glasser, et al., 1981) et (Poole, 1992). Le mécanisme topo-chimique peut être divisés en trois étapes :

La première étape concerne l'attaque de la silice sous forme des liaisons silanols. Dans un environnement thermodynamiquement instable, les groupes silanols vont réagir avec les OH^- apportés par la solution interstitielle :

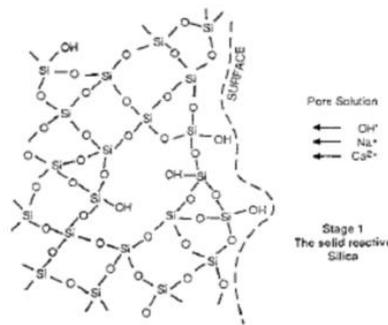
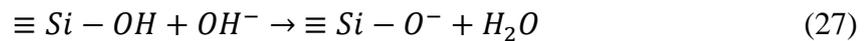
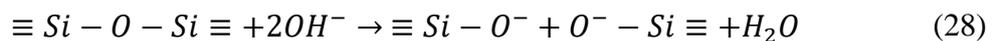


Figure 24: Représentation des attaques des liaisons silanols par l'hydroxyde (Poole, 1992)

Par ailleurs, les ions hydroxyles coupent les ponts siloxanes comme démontré dans l'équation suivante :



La deuxième étape se manifeste par la neutralisation de la charge présente sur l'oxygène par les alcalins (Na^+ ou K^+) présents dans la solution interstitielle. Cette réaction est à la base de la formation d'un gel hydrophile de la forme $Si - O - Na$. Ce gel est expansif et va remplir au fur et à mesure les pores connectés aux seins des granulats et de la matrice cimentaire qui va causer la création d'une pression.

Finalement dans le réseau siliceux, les ions calcium Ca^{2+} peuvent remplacer les ions alcalins Na^+ dans les produits de la réaction qui ont été fixés lors de la création de gel (Poole, 1992). Les alcalins repassent en solution et stabilisent la cinétique de la réaction. Il en résulte la création de produits silico-calco-alcalins.

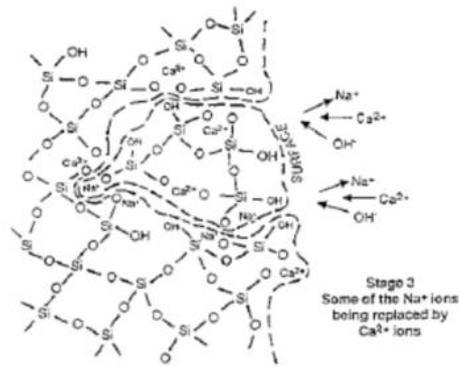


Figure 25: Représentation de la substitution des ions Na^+ par des Ca^{2+} (Poole, 1992)

Cependant, certains auteurs comme (Dron, et al., 1993) ont développé d'autres approches pour expliquer la présence de gels expansifs. On parle ici de l'approche trans-solution où la réaction peut intervenir dans toute la solution interstitielle (donc tout le béton) entre les ions issus de l'attaque de la silice des granulats et pas uniquement à la surface des granulats réactifs.

1.7.3.2.3 Mécanismes d'expansion

La capacité expansive des produits formés est gouvernée par la composition chimique initiale du ciment (teneurs en portlandite et en alcalin) ainsi que par la présence de granulats réactifs et de l'eau. Pour mettre au clair l'origine du gonflement, différents mécanismes d'expansion ont été proposés. Le granulat expansif et le gel expansif forment les deux théories les plus courantes pour expliquer ces expansions :

a. La théorie du gel expansif

Jones propose en 1988 une théorie décrite en deux étapes (Jones, 1988) : la première consiste à l'hydratation et la formation du gel d'alcali-réaction et la deuxième étape correspond à la dispersion du gel dans tout le volume du béton. Une fois la vitesse de dissipation du gel dépassée par celle de la création de gel, la porosité est mise sous pression et l'expansion du béton commence. Il faut noter que la viscosité du gel, la porosité et la perméabilité de la matrice cimentaire agissent sur la vitesse de dissipation du gel.

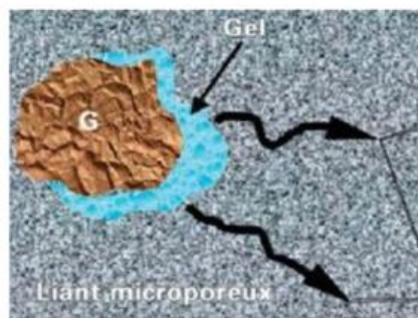


Figure 26: Représentation du mécanisme de dissipation du gel (Godart, et al., 2008)

b. La théorie du granulat expansif

D'après (Bulteel, et al., 2002) et (Garcia-Diaz, et al., 2006), la transformation structurale de la silice est à la base du gonflement de la matrice cimentaire. La structure de la silice et le nombre

de liaisons siloxanes existants pour un atome de silicium dépendent du type et du nombre de tétraèdres Q_3 et Q_4 . Sous l'effet des ions hydroxyles, les tétraèdres Q_4 s'hydrolysent et se transforment en silice de type de tétraèdres Q_3 . En effet, chaque mole de tétraèdre Q_3 formé induit une augmentation volumique de 9 cm^3 à cause de l'expansivité de cette transformation qui serait responsable du gonflement du granulat et donc de la fissuration de la matrice cimentaire du béton environnante (Prezzi, et al., 1997) et (Chatterji, et al., 2000) ont développé une autre théorie en expliquant que les forces de répulsion électrique sont responsables du gonflement du béton. Plus précisément, des charges négatives sont formées, suite à l'attaque du réseau poreux, qui seront compensées par les cations disponibles dans la solution interstitielle. Par conséquent, une double couche ionique est formée à la surface des granulats et les forces de répulsion électrique entre les couches seraient à la base de gonflement du béton.

1.7.3.2.4 Perméabilité à l'air d'un béton atteint par la RAG

Comme pour la RSI, il existe peu de chercheurs qui ont abordé le sujet de la quantification de l'influence de l'état d'expansion, dû à la RAG, sur la perméabilité à l'air d'un béton. Pichelin a réalisé des mesures de perméabilité à l'air sur des bétons atteints par la Réaction Alkali-Silice (RAS) qui est la réaction la plus courante dans la RAG (Pichelin, 2020). Cette étude a été réalisée pour des bétons à un niveau faible de saturation. Le graphique dans la Figure 27 illustre la variation de la perméabilité apparente au gaz mesurée (rapport de la perméabilité apparente mesurée à un moment de dégradation sur la perméabilité apparente mesurée en sortie de cure) en fonction du niveau d'expansion du béton.

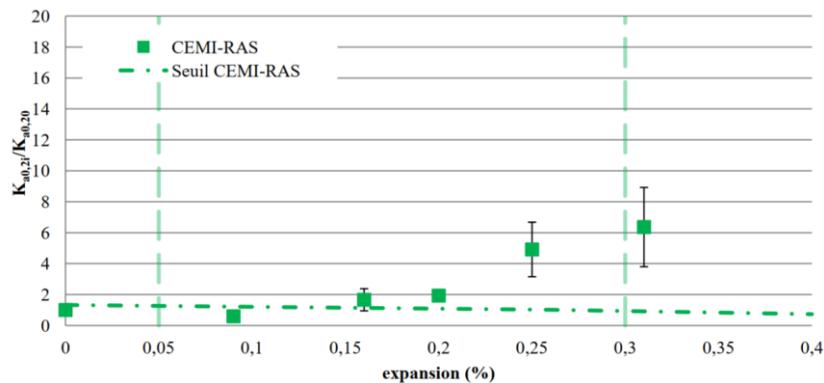


Figure 27: Évolution du rapport de la perméabilité apparente au gaz en fonction de l'état d'expansion d'un béton atteint par la RAS (Pichelin, 2020)

Un fort accroissement de la perméabilité apparente est remarqué avec l'augmentation du niveau d'expansion du béton pour des expansions supérieures à 0,15%. Ainsi, à une valeur d'expansion égale à 0,2%, la perméabilité apparente à l'air mesurée du béton dégradé par la RAS est le double de celle du béton sain avant dégradation. La perméabilité devient 6 fois plus importante pour le niveau maximal d'expansion.

Concernant l'ensemble de ces études, aucun travail n'a été réalisé pour évaluer l'effet du degré de saturation sur la perméabilité des bétons fissurés par RAG, ce qui a été réalisé dans le travail présenté dans ce mémoire.

I.8 PERMEABILITE DU BETON ARME

Le béton présente une résistance à la compression nettement supérieure à sa résistance à la traction, avec un rapport d'approximativement huit à dix fois. Cette disparité entre les capacités de résistance à la compression et à la traction présente des défis considérables dans le domaine de la conception et de la construction des ouvrages de génie civil, étant donné que la plupart de ces structures sont exposées à des contraintes de traction. Afin de résoudre cette problématique, il est impératif de renforcer les zones du béton sujettes à des contraintes de traction en ajoutant des barres d'aciers.

Pendant la phase d'utilisation, les structures en béton armé subissent diverses contraintes qui induisent des fissures. Ces fissures créent des voies privilégiées pour le passage de gaz à travers la matrice de béton, ce qui permet l'infiltration de fluides et d'agents agressifs dans le béton. Si la couche de béton en surface ne parvient pas à remplir son rôle protecteur en cas de fissuration, les barres d'armature se retrouvent directement exposées aux agents extérieurs agressifs. Lorsque ces agents atteignent les barres en acier, ils déclenchent le processus de corrosion, entraînant ainsi une diminution de la capacité du béton armé à résister aux charges appliquées et à contrôler l'écoulement des liquides. En conséquence, la vitesse de détérioration du béton armé devient de plus en plus significative. De plus, les interfaces entre l'acier et le béton peuvent avoir un effet sur l'écoulement des fluides dans le béton armé, elles peuvent ainsi modifier le temps nécessaire pour atteindre le régime permanent d'écoulement, en fonction du taux d'armature, en raison de leur grande perméabilité aux fluides, comme souligné par (Verdier, 2001).

Les enceintes de confinement nucléaires, les ponts et les barrages sont des exemples de structures hautement armées. Ces structures présentent de nombreuses interfaces entre l'acier et le béton, qui sont étroitement liées, créant ainsi de multiples chemins de percolation pour les fluides. Il est donc essentiel de prendre en compte ces facteurs lors de l'évaluation de la durabilité, notamment lors de l'examen de l'étanchéité des structures en béton armé.

I.8.1 Effet d'armatures sur les propriétés de transport

En plus de leur rôle mécanique, l'utilisation d'armatures en acier dans les structures en béton armé peut avoir un impact sur les propriétés de transport du béton. Plus le taux d'armatures est élevé, plus il influe sur la capacité du béton à permettre le passage de fluides. Plusieurs mécanismes interagissent simultanément pour influencer la perméabilité du béton armé. Ainsi, les armatures jouent un rôle crucial en redistribuant les contraintes et en limitant l'ouverture des fissures. Divers auteurs tels que (Desmettre, 2011) et (Rizkalla, et al., 1984) ont confirmé que la présence de barres d'acier, soumises à une charge mécanique, peut réduire l'ouverture des fissures obtenues pour une charge donnée, ce qui entraîne une diminution du débit et, par conséquent, de la perméabilité du béton. Cependant, à mesure que la connectivité des fissures

augmente sous l'effet de la charge mécanique, la perméabilité commence à augmenter rapidement.

Pour comprendre le rôle de la présence d'armatures sur la perméabilité du béton armé, il convient de noter que l'interface entre l'acier et le béton présente une porosité plus élevée que le reste du béton, créant ainsi des chemins privilégiés pour le flux de fluides. Ce phénomène entraîne une réduction de la résistance au transfert de fluides et une augmentation des taux de transfert. Les résultats de l'étude menée par (Horne, et al., 2007) mettent en évidence une augmentation significative de la porosité à mesure que l'on se rapproche des barres d'armature à l'intérieur du béton armé (Figure 28).

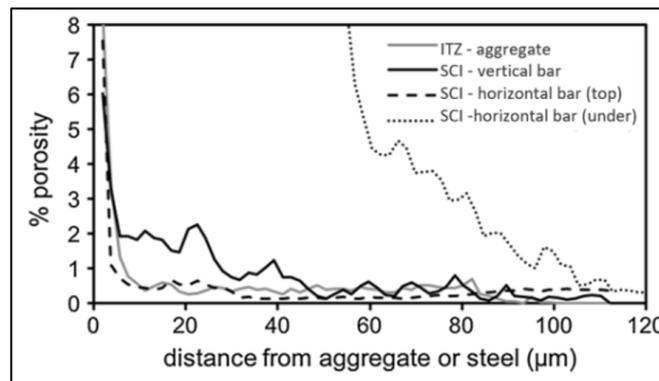


Figure 28: Variation de la porosité de béton en fonction de sa distance aux armatures et granulats (Horne, et al., 2007)

Les zones situées autour des barres d'acier à l'intérieur du béton présentent donc des caractéristiques poreuses et une microstructure distincte qui les différencient du reste du matériau. Plusieurs études, notamment celles menées par (Na, et al., 2002) et (Mohammed, et al., 2002), ont également démontré que la combinaison de fissures avec la porosité de l'interface acier/béton peut être l'origine d'une altération importante des propriétés de transfert du béton, en particulier celles de la couche superficielle du béton.

Ces observations revêtent une importance fondamentale pour comprendre comment la présence d'armatures peut influencer la perméabilité des fluides à travers le béton. Ces résultats peuvent avoir des implications significatives pour la durabilité et la résistance à long terme des structures en béton armé.

1.8.2 Effet d'armatures sur la cinétique d'écoulements d'air

Dans la littérature scientifique, il existe des manques en ce qui concerne les données relatives à l'impact d'armatures sur la perméabilité d'une structure en béton. Par conséquent, la section suivante repose sur les résultats d'études de perméabilité menées par Sogbossi et ses collègues sur des échantillons de béton renforcé, tels que décrits dans l'article de (Sogbossi, et al., 2017). En résumé, l'objectif était de caractériser l'influence des armatures sur la perméabilité du béton en examinant l'effet des interfaces entre l'acier et le béton sur la perméabilité ainsi que sur la cinétique des flux. Au cours de cette étude, la perméabilité d'échantillons de 50 mm d'épaisseur intégrant respectivement des barres d'acier de 20, 30 et 50 mm de long a été mesurée.

La cinétique d'augmentation du flux d'air mesurée en sortie d'éprouvette montre deux phases distinctes :

- Durant la première phase, une augmentation instantanée du débit d'air est notée. L'ampleur de cette augmentation est corrélée à la longueur des armatures présentes dans l'échantillon. Notons qu'aucune augmentation soudaine du débit d'air n'a été constatée dans le cas du béton sans armature. Cette forte augmentation du débit d'air s'explique par la présence de vides aux interfaces entre l'acier et le béton, qui agissent comme des voies privilégiées pour le passage des fluides au sein du matériau,
- Durant la deuxième phase, le débit d'air continue à augmenter de manière progressive jusqu'à atteindre une valeur constante quand le régime permanent est atteint. Dans le cas du béton sans armature, ce type de débit est le seul observé. Il semble y avoir donc deux réseaux percolant distinct, celui de la matrice cimentaire et celui de l'interface acier/béton.

Les échantillons avec une barre d'armature traversant toute leur épaisseur, présentent les débits d'air les plus élevés. Cette observation s'explique par la plus grande connectivité des pores avec les voies préférentielles situées aux interfaces entre l'acier et le béton. L'augmentation du débit d'air constatée pour les autres échantillons contenant des armatures non traversantes pourrait résulter de la combinaison entre les fissures générées par le retrait empêché et l'interface acier/béton, créant ainsi un passage entre les deux faces de l'échantillon. Les débits des écoulements à travers les défauts liés à l'interface acier/béton se stabilisent beaucoup plus rapidement que le débit traversant l'éprouvette par le réseau poreux du béton.

1.8.3 Effet de la distribution d'armatures sur les propriétés de transport

Diverses études ont été menées pour évaluer l'impact de la répartition des armatures, du diamètre des barres utilisées, du taux d'armature, ainsi que de leur adhérence au béton sur la perméabilité du béton armé soumis à des sollicitations mécaniques (Belarbi, et al., 1994), (Farra, 1995), (Mivelaz, 1996) et (Favre, et al., 1996). Parmi les chercheurs qui se sont penchés sur ce sujet, on trouve (Mivelaz, 1996), qui a examiné la perméabilité à l'eau et à l'air de tirants de dimensions 5 x 1 x 0,42 mètres, fabriqués en béton ordinaire (BO) et en béton à hautes performances (BHP). Ces tirants ont été soumis à une charge de traction uniaxiale directe et comprenaient plusieurs taux d'armatures, à savoir 0,57 %, 0,86 % et 1,15 %. Dans le cadre de ses travaux, (Mivelaz, 1996) a différencié les fissures traversantes (principales) des fissures secondaires. Dans ce contexte, les deux graphiques de la Figure 29 illustrent l'influence du taux d'armatures sur les fissures traversantes (a) et les fissures secondaires non traversantes (b), pour un même diamètre de barres et un nombre similaire de lits d'armatures.

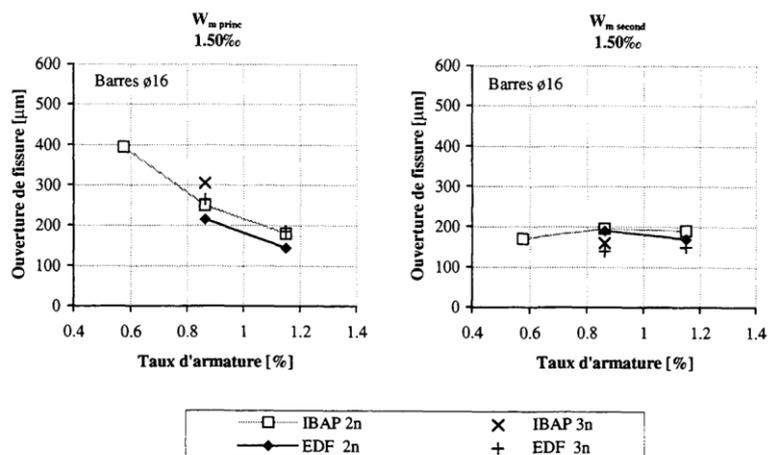


Figure 29: Évolution de l'ouverture moyenne des fissures traversantes (a) et secondaires (b) à la surface des éléments en fonction du taux d'armatures pour différents types de bétons et nombres de nappes d'armatures (Mivelaz, 1996)

Lorsqu'un effort de traction similaire est appliqué, la réduction des espacements entre les barres d'acier, provoque la formation de fissures traversantes plus fines et plus réparties (Figure 29a), tandis que les fissures secondaires sont peu affectées (Figure 29-b). En supposant que la perméabilité soit directement liée à l'ouverture des fissures traversantes (comme le suggère (Mivelaz, 1996)), une augmentation du taux d'armatures entraîne à une charge donnée une ouverture de fissures moins importante et donc logiquement une réduction de la perméabilité du béton armé sous charge de traction.

Dans le cadre des études réalisées dans la littérature, peu ont cherché à évaluer le seul effet de l'interface acier/béton sans chargement ni fissuration mécanique. Cela constitue le premier objectif de l'étude menée sur éléments armés dans le chapitre 5 de ce mémoire. De plus, aucune étude n'a été réalisée sur la perméabilité de béton armé atteint de RGI, ce qui compose le deuxième objectif de l'étude menée sur éléments armés dans ce travail de thèse.

I.9 CONCLUSION

De nombreux chercheurs ont exploré les divers facteurs qui influencent la perméabilité à l'air des matériaux, parmi lesquels le développement des RGI revêt une importance particulière. En effet, ça fait de l'unanimité que développement des réactions de gonflement interne exerce un effet sur les propriétés de transport des bétons affectés. Par ailleurs, la présence d'armatures exerce également une influence significative sur ces propriétés de transport. Cependant, la littérature est peu fournie concernant l'effet du développement des réactions de gonflement interne sur la perméabilité à l'air des bétons dans des conditions de saturation élevée représentatives des conditions de service des structures, soit au-delà de 20% de saturation. Cette lacune dans la littérature scientifique suscite des interrogations sur la manière dont les RGI peuvent influencer la perméabilité à l'air, en particulier dans des contextes où les matériaux sont fortement saturés en eau. Un exemple concret de cette situation se retrouve dans le domaine des centrales nucléaires, où les murs de confinement ont une épaisseur importante, atteignant parfois plus d'un mètre. Cela signifie que ces murs peuvent avoir des niveaux de saturation élevés à cœur du fait de l'eau de gâchage résiduelle ne participant pas à l'hydratation du ciment.

Ainsi, notre recherche vise à combler cette lacune en étudiant spécifiquement l'impact du développement des réactions de gonflement interne dans des matériaux fortement saturés en eau, une condition qui reflète plus fidèlement la réalité des murs de confinement des centrales nucléaires. En comprenant mieux comment ces réactions influencent la perméabilité à l'air dans de telles conditions, nous pourrions contribuer à une meilleure compréhension des propriétés de ces matériaux et une meilleure prédiction des risques pour la sécurité et la durabilité des installations nucléaires. Dans cette étude, l'évolution de la perméabilité est corrélée aux niveaux d'expansion et d'endommagement afin de proposer des lois empiriques qui pourront être utilisées pour évaluer les risques induits par des fissurations de RGI en termes d'augmentation de débit de fuite.

L'utilisation des armatures aboutit à des chemins de percolation continus et importants à l'intérieur des parois de béton armé. De tels chemins peuvent fortement influencer la résistance du béton aux flux gazeux du fait de l'élévation du niveau de la perméabilité du matériau en raison des interfaces acier/béton ainsi que de la fissuration pouvant être causée par retrait empêché. Différents paramètres peuvent influencer les propriétés de transfert dans les ouvrages en béton armé : type et taux d'armature, épaisseur d'enrobage du béton, ainsi que la présence des fissures résultant de sollicitations mécaniques et environnementales pouvant être connectées aux interfaces acier/béton. La majorité des structures en béton armé sont fissurées en service, ce qui entraîne des cheminements préférentiels à la pénétration des fluides causant des fortes modifications dans les propriétés de transfert du béton. La plupart des recherches sur la perméabilité ont jusqu'à présent été réalisées sur des échantillons de béton non armé. Cela est principalement dû aux limitations des dispositifs de mesure de la perméabilité, tels que l'appareil Cembureau, qui restreignent l'épaisseur des échantillons à quelques centimètres, rendant difficile l'utilisation d'échantillons armés. Dans le cadre de notre étude, nous avons développé un appareil innovant qui nous permet de mesurer la perméabilité à l'air sur des éprouvettes de dimensions plus importantes, tout en intégrant diverses configurations d'armatures. Cette avancée vise à pallier le manque de données sur la mesure de la perméabilité à l'air des échantillons armés, une lacune notable dans la littérature actuelle. De plus, notre approche inclut des mesures de perméabilité à l'air pour des taux de saturation élevés, en plus des taux de saturation faibles, une dimension souvent négligée dans les études antérieures. Cette démarche élargie contribuera à une meilleure compréhension des phénomènes de perméabilité dans des conditions de saturation variables, enrichissant ainsi la base de connaissances existante.

Il est également important de signaler que les expansions et la fissuration induites par les réactions de gonflement interne sont fortement influencées par la présence d'armature, tant dans son orientation que dans son ouverture (Karthik, et al., 2016), (Thiebaut, et al., 2018) et (Kawabata, et al., 2021). Le couplage entre le développement des réactions de gonflement interne et la présence d'armatures a été bien étudié dans la littérature. Toutefois, les conséquences en matière de propriété de transport restent une lacune importante. Celle-ci doit être comblée afin d'être capable de prédire les conséquences des RGI en termes de fuite pour

les structures armées avec fonction de confinement. C'est pourquoi notre travail revêt une importance significative en comblant ce manque en intégrant ces trois paramètres de manière cohérente (présence d'armatures, développement des RGI et la variation des degrés de saturation). Elle est nécessaire, notamment dans le contexte des ouvrages massifs tels que les centrales nucléaires, qui sont caractérisés par une forte utilisation d'armatures et où l'étanchéité joue un rôle primordial. En intégrant ces paramètres, notre recherche permettra de mieux comprendre la manière dont le gonflement interne, induit par les RGI, interagit avec la présence d'armatures dans différents scénarios de gonflement. Elle contribuera également à améliorer la conception et la maintenance de ces ouvrages en garantissant une étanchéité efficace.

CHAPITRE II : PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

II.1 INTRODUCTION

Comme indiqué dans le premier chapitre, les structures de génie civil nucléaire sont susceptibles de subir une détérioration importante de leur étanchéité en raison du développement de pathologies de gonflement interne. Cette détérioration pourrait compromettre leur capacité à empêcher la dispersion potentielle de radionucléides dans l'environnement. Ces pathologies de gonflement interne se manifestent sous forme de deux réactions principales : la Réaction Sulfatique Interne (RSI) et la Réaction Alkali-Granulat (RAG), toutes deux examinées dans cette étude. Les échantillons de béton analysés dans cette recherche sont représentatifs de ceux utilisés dans le parc nucléaire français. Ils sont fabriqués à partir de ciment Portland classique (CEM II) et ont déjà montré des signes de détérioration due aux réactions de gonflement interne (Al Shamaa, 2012) , (Jabbour, 2018) et (Pichelin, 2020)) dans des conditions de laboratoire.

Il est important de noter que le développement de ces réactions peut s'étendre sur plusieurs années dans un environnement naturel. Afin de reproduire ces mécanismes pathologiques tout en accélérant les cinétiques de détérioration, des protocoles d'essais accélérés ont été mis en place. Des recherches antérieures (Pelissou, 2017) , (Jabbour, 2018) et (Pichelin, 2020)) ont démontré que les protocoles élaborés par l'UGE sont les plus appropriés pour simuler les conditions environnementales réelles, avec quelques modifications nécessaires pour les besoins spécifiques de ces programmes. Ces protocoles ont été sélectionnés et sont détaillés dans ce chapitre. L'examen de la littérature concernant les réactions de gonflement interne a révélé un manque de données sur l'évolution des propriétés physico-chimiques et mécaniques du béton au fur et à mesure de sa détérioration. Par conséquent, différentes propriétés ont été étudiées afin de couvrir toutes les évolutions associées à l'avancement des réactions de gonflement interne.

Ce chapitre commence par présenter les formulations des bétons étudiés ainsi que les protocoles de détérioration associés au développement des réactions de gonflement interne. Pour établir une corrélation entre l'évolution des propriétés mesurées et le développement de ces réactions, un béton de référence, ne présentant aucune pathologie, a également été fabriqué et caractérisé. Les protocoles d'essais permettant la caractérisation physico-chimique et mécanique des bétons sont décrits en détail. De plus, ce chapitre expose la méthodologie adoptée pour chaque phase d'essais et présente le suivi de l'expansion des trois types de bétons, qu'ils soient armés ou non. Dans le cas des bétons non armés, une comparaison avec des études antérieures est également présentée pour déterminer si le béton est conforme à ceux étudiés précédemment, notamment en termes de propriétés mécaniques et de niveaux d'expansion.

II.2 MATERIAUX D'ETUDE

Dans le cadre de notre étude, nous avons formulé et examiné deux types de bétons :

- Le béton B11, qui peut développer la réaction sulfatique interne en cas de cure thermique à plus de 80°C au jeune âge. Dans cette étude, il est également utilisé comme béton témoin. Dans ce cas, il est conservé en cure endogène à 20°C pendant 28 jours.

- Le béton T11 conçu pour développer la réaction alcali-granulat par utilisation de granulats potentiellement réactifs.

Les formulations de ces bétons ont été choisies pour favoriser le développement des RGI tout en restant représentatives des bétons utilisés dans les projets de génie civil nucléaire. En outre, l'utilisation d'une formulation de type B11 présente l'avantage d'être étayée par une importante base de données portant sur le comportement de ce type de béton, comme en témoignent les références bibliographiques (Briffaut, 2010) ; (Al Shamaa, 2012) ; (Hilaire, 2014) ; (Jabbour, 2018) ; (Pichelin, 2020).

Il est important de rappeler que la RAG ne se produit que lorsque trois éléments réactifs sont présents simultanément dans le béton, à savoir la silice amorphe ou mal cristallisée issue des granulats réactifs, les alcalins et l'eau.

La RSI peut se produire lorsque le béton est exposé à une élévation de température dépassant les 65°C au jeune âge. Cette réaction est déclenchée par la formation d'ettringite différée dans le matériau cimentaire durci.

Nous utilisons un unique type de ciment Portland classique et trois types de granulats présentant des caractéristiques minéralogiques différentes.

La composition de chaque formule ainsi que la procédure de fabrication sont détaillées dans la section suivante.

II.2.1 Constituants de base

II.2.1.1 Ciment

Le ciment utilisé pour la fabrication des bétons est le CEM II A-LL 42,5 R de la cimenterie d'Airvault (Tableau 2).

Constituants	Composition du ciment (%)
Clinker	92
Calcaire	6
Secondaire (laitier, cendre volantes)	2

Tableau 2: Composition du ciment

La composition élémentaire du clinker est répertoriée dans le Tableau 3.

Eléments	Composition élémentaire des clinkers	
	(%)	
S_iO_2	19,7	
Al_2O_3	4,6	
Fe_2O_3	3,2	
T_iO_2	0,3	
MnO	0,1	
CaO	63,5	
MgO	1,2	
SO_3	2,7	
K_2O	1,36	
Na_2O	0,11	
P_2O_6	0,5	
Perte au feu	3,6	

Tableau 3: Composition chimique élémentaire du clinker

Le ciment utilisé dans cette étude contient un pourcentage massique d'alcalin équivalent « $Na_2O_{\text{éq}}$ » d'1%.

En ce qui concerne la RSI, le soufre, l'aluminium et le calcium sont les trois principaux éléments entrant dans la composition de l'ettringite. Les aluminates proviennent soit des C_4AF , soit des C_3A tandis que la majorité des sulfates provient des régulateurs de prise (gypse). D'après la composition chimique élémentaire du clinker, nous remarquons que le calcium ne sera pas un facteur limitant pour la formation d'ettringite différée vu l'importante quantité existante dans ce ciment. Chaque mole d'ettringite est composée d'une mole d'aluminate et de trois moles de sulfates. $\left(\frac{SO_3}{Al_2O_3}\right)_m$ représente le rapport molaire entre la teneur en SO_3 et celle de Al_2O_3 dans le ciment. Dans le cadre de cette étude, le rapport molaire est égal à 0,75, alors la teneur en sulfate sera le facteur limitant la formation d'ettringite différée (Pichelin, 2020). Selon (Zhang Z., 2002) aucun gonflement n'est observé pour un rapport molaire inférieur à 0,8 tandis que (Heinz D., 1999) trouve que dans le but d'éviter les gonflements, il faut avoir une valeur maximale de 0,67. Il est important de noter que ces conclusions se basent sur des essais effectués à des températures maximales et des périodes de chauffes différentes, ces explications ne sont donc pas forcément applicables dans d'autres conditions. De plus, (Escadeillas, et al., 2007) a prouvé que le développement de la RSI est également influencé par la nature du sulfate : des expansions ont été observées pour les mortiers contenant des sulfates de sodium, contrairement aux mortiers contenant des sulfates de calcium.

Pour les caractéristiques physiques du ciment CEM II, sa surface spécifique Blaine est égale à $3906 \text{ cm}^2/\text{g}$ et sa masse volumique est égale à $3112 \text{ kg}/\text{m}^3$.

II.2.1.2 Granulats

Pour la fabrication de nos bétons, trois granulats de nature minéralogique différente ont été utilisés.

Tous les granulats utilisés pour confectionner le béton témoin ainsi que le béton RSI sont des granulats calcaires « Non Réactifs » (NR) provenant de la carrière de Saint Maurice La Clouère.

La composition élémentaire ainsi que les caractéristiques physiques de ces granulats sont présentées dans les Tableau 4 et Tableau 5.

Éléments	Composition élémentaire des granulats (%)
S_iO_2	2,51
Al_2O_3	0,51
Fe_2O_3	0,64
T_iO_2	0,03
MnO	0,02
CaO	52,79
MgO	0,49
SO_3	0,00
K_2O	0,12
Na_2O	0,00
P_2O_5	0,04
SrO	0,01
Perte au feu	42,49

Tableau 4: Composition chimique élémentaire des granulats Saint Maurice La Clouère

La morphologie de ces granulats est anguleuse (concassée) et ils contiennent 0% de silice réactive.

Classe granulométrique	Granulats GSM – Saint Maurice La Clouère (calcaire « NR »)	
	Masse volumique réelle (Kg/m^3)	Absorption d'eau (%)
0/4	2650	2,76
4/11,2	2630	2,31
11,2/22,4	2630	2,11

Tableau 5: Caractéristiques physiques des granulats de Saint Maurice La Clouère

Le développement de la RAG nécessite des granulats contenant de la silice réactive en milieu alcalin en quantité suffisante. Ainsi, les granulats utilisés pour la RAG sont un mélange de sable non réactif (sable du Boulonnais) et de granulats réactifs de type silico-calcaire. Ce choix a été pris en se basant sur les travaux de recherche de (Monnin, 2005) et (Multon, 2010) montrant que plus le granulat est petit, plus la cinétique de consommation des alcalins est importante

mais les expansions peuvent être limitées. Par conséquent, un sable réactif contenant des fines pourrait entraîner une forte chute de la concentration en alcalins de la solution interstitielle du béton et une limitation du gonflement final du matériau. Alors qu'en adoptant un sable non réactif, le gonflement final dû à la réaction alcali-granat est augmenté, ce qui présente un intérêt particulier dans le but de comprendre la phénoménologie des mécanismes de transport

Les granulats réactifs sont de nature silico-calcaire « Potentiellement Réactifs » (PR) et ils sont riches en carboniaux qui est une silice microcristalline réputée avoir une forte réactivité aux alcalins (Guédon-Dubied, et al., 2000). Ils sont couramment utilisés dans les recherches sur la RAG en France (Multon, 2003), (Jabbour, 2018) et (Pichelin, 2020).

Le Tableau 6 et Tableau 7 présentent les caractéristiques physiques de ces granulats. Il faut noter que la morphologie de ces granulats est anguleuse (concassée).

Classe granulométrique	Sable boulonnais (calcaire « NR »)	
	Masse volumique réelle (Kg/m^3)	Absorption d'eau (%)
0/4	2650	0,5

Tableau 6: Caractéristiques physiques du sable Boulonnais

Classe granulométrique	Granulats Silico-calcaire « PR »	
	Masse volumique réelle (Kg/m^3)	Absorption d'eau (%)
4/14	2660	0,5
14/20	2660	0,6

Tableau 7: Caractéristiques physiques des granulats silico-calcaire

II.2.1.3 Adjuvant

Un superplastifiant haut réducteur d'eau est utilisé afin d'atteindre un affaissement de l'ordre de 10 cm, uniquement pour la confection du béton B11 qui est adopté pour le béton témoin ainsi que le béton développant la RSI. Il s'agit du MasterGlenium 21 (BASF). Le béton T11 propice à la RAG est réalisé sans superplastifiant pour un affaissement du même ordre (environ 12 cm).

II.2.2 Formulations de béton

Deux formulations de béton sont étudiées :

- Formulation 1 dite « B11 » : pour le béton développant la Réaction Sulfatique Interne (RSI) et le béton témoin,
- Formulation 2 dite « T11 » : pour le béton développant la Réaction Alcali-Granulat (RAG).

Le Tableau 8 présente la formulation 1, utilisée pour la confection du béton B11 propice à la RSI en cas de cure thermique au jeune âge, ainsi que le béton témoin.

Constituants	Quantités (Kg/m ³)
Ciment CEM II A-LL 42,5 R CE	350
PM-CP2 NF	772
Sable calcaire 0/4	316
Gravillon calcaire 4/11,2	784
Gravillon calcaire 11,2/22,4	195
Eau efficace	1,225
Superplastifiant	5
$Na_2O_{\acute{e}q}$	

Tableau 8: Formulation 1 : béton témoin et béton RSI

Le Tableau 9 présente la formulation 2, utilisée pour la confection du béton propice à la RAG.

Constituants	Quantités (Kg/m ³)
Ciment CEM II A-LL 42,5 R	350
CE PM-CP2 NF	772
Sable calcaire NR 0/4	316
Gravillon silico-calcaire PR 4/4	784
Gravillon silico-calcaire PR 14/20	195
Eau efficace	1,225
$Na_2O_{\acute{e}q}$	5

Tableau 9: Formulation 2 : béton RAG

Dans le but de produire un gonflement significatif, la teneur en alcalins doit être supérieure au seuil minimal d'alcalin équivalent de 3 kg/m³ (Shehata M., 2000) ; (Guédon-Dubied, et al., 2000). Par conséquent, l'eau de gâchage des deux formulations a été dopée en NaOH afin d'obtenir un dosage d'alcalin équivalent de 5 kg/m³ ce qui est comparable au matériau utilisé dans la thèse de (Pichelin, 2020). Les pastilles de NaOH ont été ajoutées la veille de chaque coulage pour éviter que l'augmentation de la température d'eau de gâchage lors de la dissolution perturbe l'ouvrabilité. Il faut noter qu'aucun tamisage des particules fines du sable (inférieures à 315 μ_m) n'a été effectué car le sable utilisé dans cette étude n'est pas susceptible de développer de RAG (calcaire Boulonnais non réactif).

II.2.3 Malaxage et mise en place

La séquence de malaxage suivante a été adoptée pour les coulages de cette étude :

- Malaxer à sec les constituants pendant 1 minute et demi,
- Ajouter l'eau dopée en NaOH avec toute la quantité du superplastifiant, puis malaxer pendant 4 minutes.

Une caractérisation à l'état frais est effectuée à l'issue de chaque coulage selon les normes (NF EN 12350-2, 2019 ; NF EN 12350-6, 2019) :

- Affaissement au cône d'Abrams,
- Air occlus,
- Masse volumique.

Il faut noter que toutes les éprouvettes de chaque phase ont été réalisées en seule gâchée pour chaque type de béton.

II.3 PROTOCOLES DE CONSERVATION ET CONDITIONNEMENT

Différentes stratégies peuvent être trouvées dans la littérature pour une maturation accélérée des RGI (Pelissou, 2017) et pour le préconditionnement des échantillons pour la mesure de la perméabilité à l'air. Dans le cadre de cette étude, nous avons décidé d'adopter les stratégies de dégradation recommandées par l'UGE pour les RGI (Méthode d'essai n°44, 1997) ; (Méthode d'essai n°66, 2007) avec quelques modifications. Cette procédure de dégradation a été choisie suite à sa représentativité des conditions environnementales de structures endommagées (Jabbour, 2018) ; (Pichelin, 2020).

II.3.1 Cas de la RSI

L'environnement de conservation ainsi que les conditions au jeune âge ont un effet important sur la cinétique du développement de la RSI. Pour rappel, la RSI prend lieu lorsque le béton subit une élévation de température supérieure à 65°C au jeune âge. Cette forte température cause la déstabilisation de l'ettringite primaire. En revenant à la température ambiante et au contact de l'eau, l'ettringite peut recristalliser dans le béton durci qui est alors un milieu confiné. Cela engendre des contraintes internes au sein du béton, provoquant ainsi son expansion (Godart B. et Divet L., 2009).

Le protocole accéléré de RSI adopté pour cette étude est composé de trois étapes distinctes (Figure 30) :

- Traitement thermique de 7 jours en enceinte climatique pour avoir des conditions favorables à la dissolution de l'ettringite primaire au jeune âge,
- Cure endogène de 7 à 28 jours,
- Immersion définitive dans l'eau à 38°C pour la phase de gonflement.

Pendant la cure endogène, les éprouvettes sont emballées dans des sacs plastiques étanches afin d'éviter tout échange hydrique avec l'extérieur et sont entreposées dans la salle de cure à 20°C (plus ou moins 2°C) et une humidité relative de 95% (plus ou moins 2%).

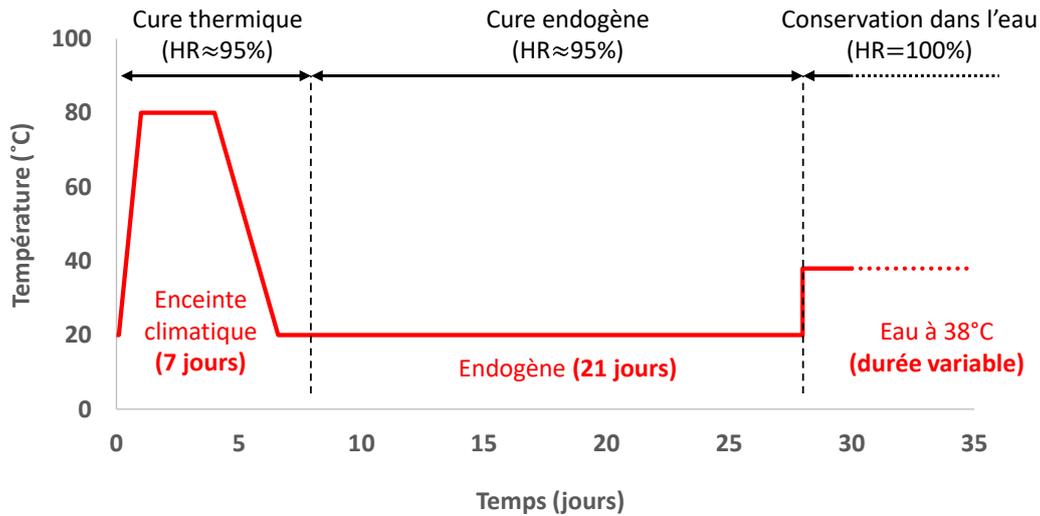


Figure 30: Présentation du protocole accéléré pour la RSI

Il est important de noter que le béton témoin suit le même protocole de maturation, mais il n'est pas soumis au traitement thermique initial, étant placé directement en cure endogène à 20°C.

II.3.1.1 Energie utile

Il a été observé que prolonger la période de chauffage précoce des bétons entraîne une augmentation de la vitesse d'apparition des expansions (Kchakech, 2016). Cependant, les résultats finaux de l'expansion obtenue ont prouvé l'existence d'un effet pessimum sur la durée de l'échauffement. Ainsi, (Kchakech, 2016) a proposé un concept qu'il appelle 'énergie thermique utile' (EU) : elle prend en compte la durée d'échauffement et la température dans un seul paramètre avec une température seuil de 65°C. Simplement, c'est le produit entre la durée de l'échauffement et la température. Dans son étude, l'effet pessimum est obtenu pour une EU autour de 2000°C.h. En se basant sur ces données, un traitement thermique approprié est utilisé pour notre étude. D'un point de vue théorique, cette procédure de traitement thermique que nous avons adopté devrait engendrer une énergie utile de 1179°C.h. Cependant, dans le cadre de notre recherche et en raison d'un léger dysfonctionnement de l'enceinte climatique, nous avons mesuré une énergie utile de 1117°C.h, ce qui représente une déviation de 5% par rapport à la valeur théorique attendue.

II.3.1.2 Traitement thermique

Sachant que l'accélération de la RSI est notamment obtenue en maximisant la quantité d'ettringite déstabilisée au jeune âge, le cycle thermique utilisé doit être parfaitement contrôlé. Il doit comporter une période de pré-prise, une phase d'élévation de la température, une période du maintien en température élevée et enfin le refroidissement du béton (Pelissou, 2017).

Directement après le coulage, les éprouvettes sont placées dans une enceinte climatique pour appliquer le traitement thermique. La Figure 31 et le Tableau 10 présentent le traitement thermique d'une durée de 7 jours et suit les étapes précisées par la (Méthode d'essai n°66, 2007) appliqué aux bétons développant la RSI.

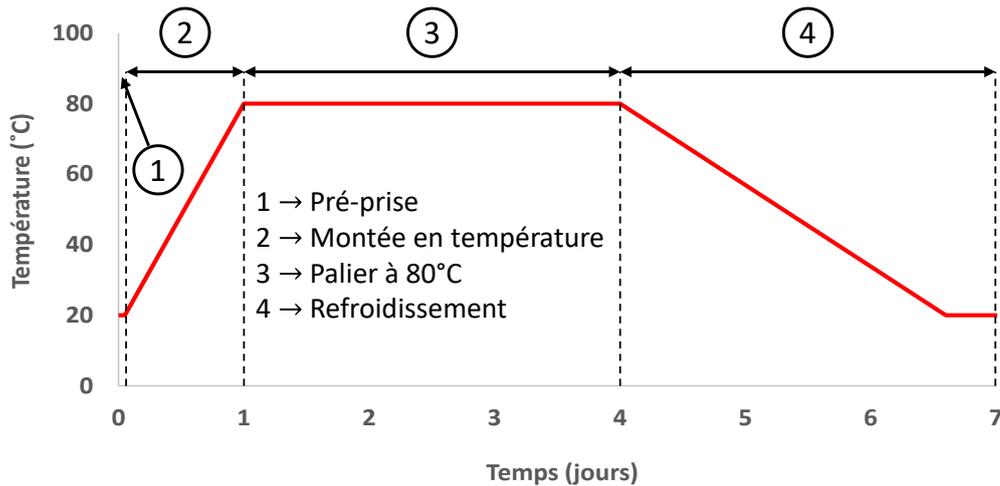


Figure 31: Traitements thermiques pour béton RSI

Étape	Action	HR (%)	Vitesse (°C/h)	Durée (h)
1	Maintenir la température à 20°C	95	X	2
2	Monter en température de 20°C à 80°C	95	2,5	24
3	Palier à 80°C	95	X	72
4	Descendre en température de 80°C à 20°C	95	-1	60
4'	Maintenir la température à 20°C	95	X	10

Tableau 10: Étapes du traitement thermique appliqué aux bétons RSI

II.3.1.3 Immersion définitive dans l'eau

À partir de 28 jours du coulage, les éprouvettes sont totalement immergées dans de l'eau du réseau chauffée à 38°C dans des bacs isothermes. Ces bacs sont équipés d'une résistance pour maintenir la température de la consigne à plus ou moins 2°C (Figure 32), ainsi qu'une pompe afin d'homogénéiser la solution en termes de température et d'espèces ioniques présentes dans l'eau du fait du lessivage du béton. L'eau d'immersion dans le bac n'est pas renouvelée. Le volume de l'eau d'immersion est limité à une valeur de 1,5 fois le volume de béton.



Figure 32: Bac de conservation équipé d'une pompe et d'une résistance thermique

II.3.2 Cas de la RAG

Le développement de la réaction alcali-granulat nécessite trois éléments indispensables : la silice provenant des granulats réactifs, les alcalins de la solution interstitielle et la présence d'eau. Dans le but de maximiser le gonflement final, il faut adopter une concentration en alcalins importante, mais réaliste par rapport aux conditions d'ouvrage, et avoir une quantité de silice réactive suffisante. Une température élevée est favorable à l'avancement de la réaction. Pour rappel, le développement de la RAG est caractérisé par la formation de gels silico-alcalins et silico-calco-alcalin ayant des propriétés plus ou moins expansives. D'après l'étude bibliographique réalisée par (Poyet, 2003), une humidité relative minimale est nécessaire pour générer de l'expansion. La valeur seuil d'humidité dépend des conditions de température et de la réactivité du béton.

Le protocole de maturation du béton RAG de la Figure 33 est inspiré du protocole de l'UGE (Méthode d'essai n°44, 1997). Une cure endogène est appliquée directement aux éprouvettes après coulage. Cette cure endogène consiste à emballer les éprouvettes dans des sacs plastiques étanches et les entreposer dans la salle de cure à 20°C et une humidité relative de 95% pendant 28 jours. À l'issue de la cure, les éprouvettes sont immergées avec les éprouvettes RSI dans un bac isotherme à une température de 38°C.

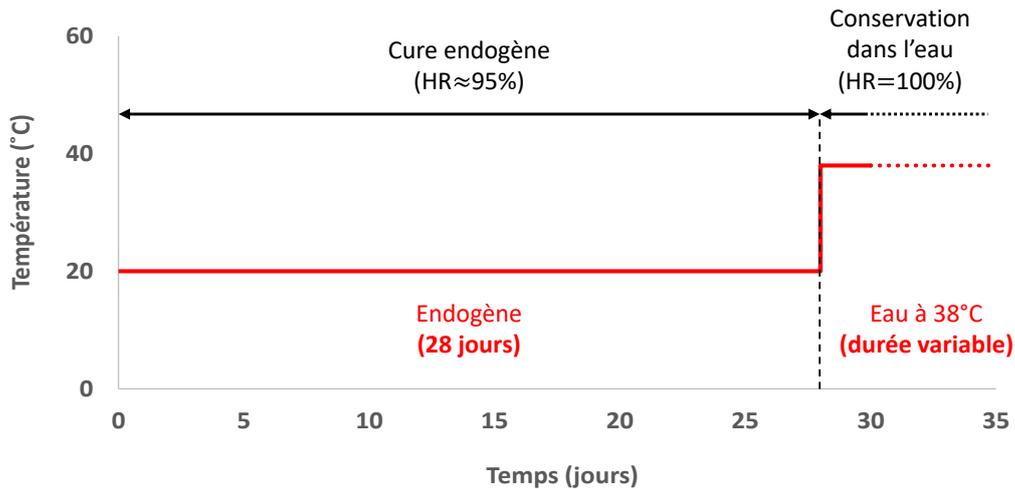


Figure 33: Présentation du protocole accéléré pour la RAG

De manière similaire au cas des bétons sujets à la RSI, l'eau d'immersion n'est pas renouvelée et est limitée à 1,5 fois le volume du béton.

II.4 PROTOCOLES DE MESURE

L'objectif principal de cette étude consiste à investiguer l'évolution des caractéristiques de transport du béton après le déclenchement de réactions de gonflement interne. En plus de la perméabilité à l'air, diverses propriétés physiques ont été mesurées pour suivre les variations de la perméabilité à l'air au fil du temps, notamment la porosité accessible à l'eau, la porosité au mercure, le MEB et l'analyse vidéo-microscopique a été utilisée pour caractériser l'état de fissuration. Pour approfondir notre compréhension des transferts au sein des bétons fissurés, il était également essentiel de quantifier les conséquences de l'état de fissuration sur les propriétés mécaniques. Par conséquent, des essais mécaniques ont été effectués pour quantifier l'état de détérioration des bétons subissant des réactions de gonflement interne au fil du temps, et ainsi pouvoir établir des corrélations avec l'évolution des propriétés de transport.

II.4.1 Caractérisation des éprouvettes

Notre étude est structurée en deux grandes sections distinctes. La première se concentre sur les échantillons de béton qui ont subi un gonflement interne et pour lesquels la perméabilité a été mesurée à l'aide de l'appareil Cembureau. Ces échantillons de béton sont non armés. Dans cette partie de l'étude, des échantillons cylindriques de dimensions ($\emptyset 15 \times 30$) pour la perméabilité et ($\emptyset 11 \times 22$) pour la caractérisation mécanique ont été utilisés.

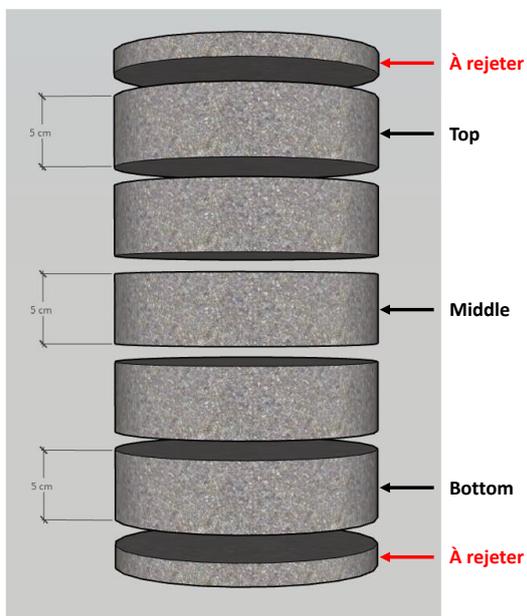
La deuxième section se penche sur les échantillons pour lesquels un autre dispositif de mesure de la perméabilité a été employé. Les échantillons de cette deuxième partie sont armés et de forme prismatique ($12,5 \times 12,5 \times 25 \text{ cm}^3$).

II.4.1.1 Eprouvettes de béton non armé

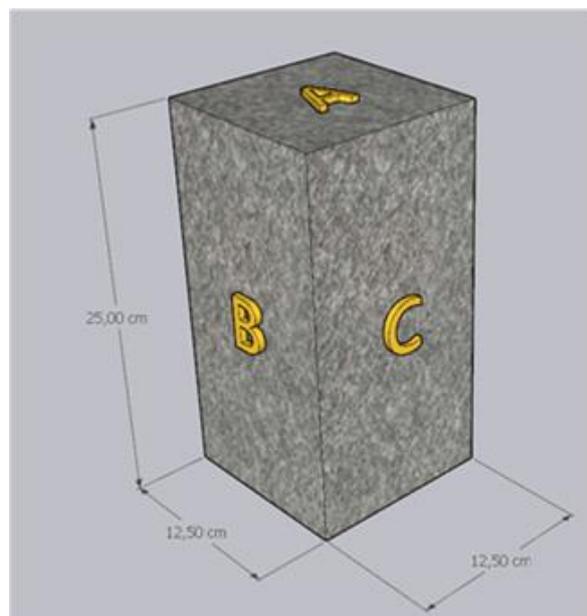
En ce qui concerne la caractérisation des propriétés physiques et mécaniques des bétons dans la première section, les mêmes éprouvettes cylindriques ($\varnothing 15 \times 30$ et $\varnothing 11 \times 22$) ont été utilisées (Figure 34). Le suivi de l'expansion par mesures extensométriques a été effectué sur toutes les éprouvettes individuellement. Dans la deuxième partie, axée sur les bétons armés, les mesures extensométriques ont été réalisées sur des éprouvettes prismatiques de dimensions ($12,5 \times 12,5 \times 25 \text{ cm}^3$).

Pour chaque type de béton, 4 éprouvettes de dimensions ($\varnothing 15 \times 30$) ont été spécifiés afin de mesurer la perméabilité à l'air pour 4 degrés de gonflement distincts. En outre, douze échantillons de dimensions ($\varnothing 11 \times 22$) ont été déterminés pour effectuer la caractérisation mécanique. Concernant les éprouvettes prismatiques, un total de 16 éprouvettes ont été fabriquées pour chacun des 3 types de béton.

La mesure de perméabilité a été effectuée en prenant la moyenne des mesures réalisées à trois positions différentes sur chaque échantillon : en haut, au milieu et en bas (Figure 34-a). Cette décision a été prise dans le dessein de répondre à la diversité présente au sein d'une même éprouvette, consécutive à la localisation de chaque échantillon par rapport à cette éprouvette, comme exposé dans les travaux de (Khelidj, et al., 2002). Les deux disques intermédiaires ont été utilisés pour déterminer la porosité à l'eau à 105°C . Dans la section concernant les éprouvettes prismatiques, les mesures de perméabilité ont été réalisées sur l'intégralité de chaque échantillon de dimensions ($12,5 \times 12,5 \times 25 \text{ cm}^3$).



(a) Echantillons cylindriques



(b) Eprouvtes prismatiques

Figure 34: Eprouvtes utilisées a) pour la première partie des travaux (chapitre 3 et 4), b) pour la deuxième partie des travaux (chapitre 5)

II.4.2 Eprouvettes de béton armé

II.4.2.1 Distribution d'armatures

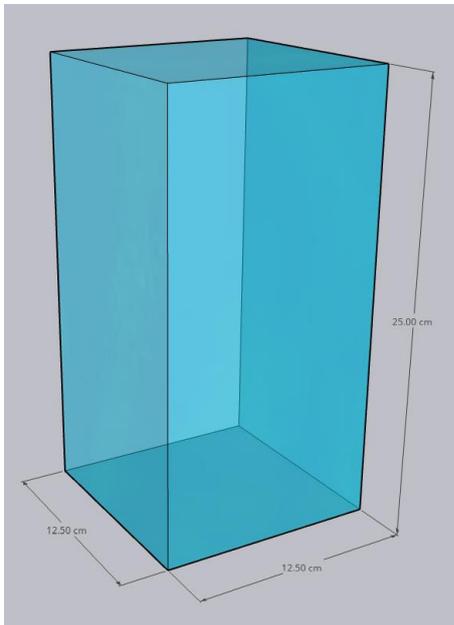
Trois configurations d'armatures ont été prévues dans le cadre de la deuxième section de l'étude afin de caractériser les modifications induites par la présence des barres d'acier sur la perméabilité à l'air des bétons testés en présence ou non de RGI. Dans le but de quantifier l'impact de ces différentes dispositions d'armatures sur la perméabilité à l'air, des échantillons de béton non armés ont également été coulés et soumis à des tests. Les armatures sélectionnées sont caractérisées par une haute adhérence. À l'état initial, elles présentent une surface propre et dépourvue de toute trace de corrosion. Les diverses armatures composant les lits étaient reliées entre elles par soudure afin d'assurer une continuité dans la transmission des forces.

La première configuration d'armatures consiste en l'utilisation d'une disposition d'armatures de 2D-1 nappe pour représenter la zone extérieure du béton (la peau), avec des barres d'acier de calibre HA12 (diamètre de 12 mm). Dans cette configuration, le béton d'enrobage a une épaisseur de 2,5 centimètres de chaque côté dans la direction parallèle aux armatures, et de 5,05 centimètres dans la direction perpendiculaire aux armatures.

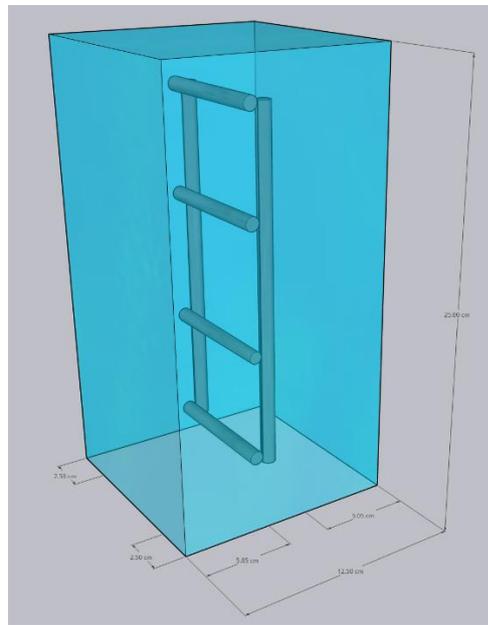
La deuxième configuration d'armatures est de 2D-2 nappes pour représenter à la fois la zone extérieure du béton (la peau) et la zone intérieure (le cœur non confiné). Dans cette disposition, des barres d'acier de calibre HA8 d'une épaisseur de 8 millimètres sont utilisées afin de garantir un même taux surfacique d'armature et une même anisotropie, mais une meilleure répartition dans le volume. Le béton d'enrobage a une épaisseur de 2,5 centimètres dans les deux directions.

La troisième configuration, 3D, représente à la fois la zone extérieure du béton (la peau) et la zone intérieure (le cœur) avec confinement. Dans cette configuration, le béton d'enrobage a une épaisseur de 2,5 centimètres dans les deux directions et les armatures sont en diamètre 8mm.

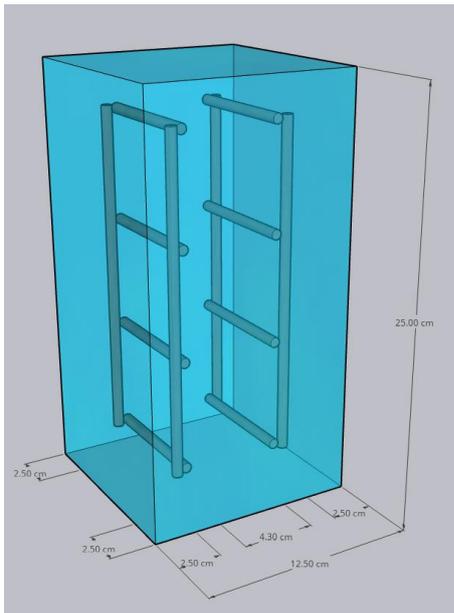
Ces différentes configurations d'armatures (Figure 35) ont été mises en place dans le but d'étudier l'influence de la disposition des armatures sur la perméabilité à l'air du béton.



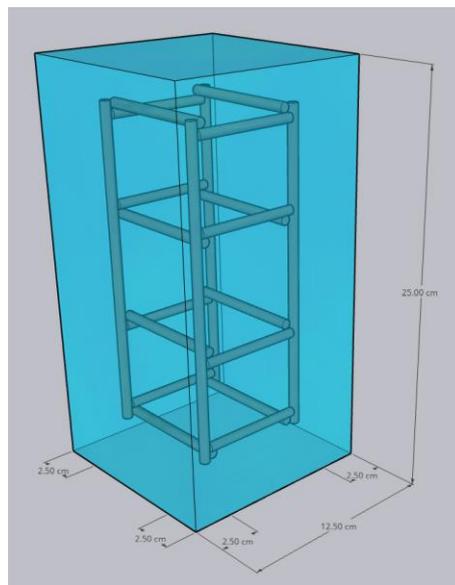
(a) Prisme non armé : **NA**



(b) Prisme avec une nappe : **2D-1 nappe**



Prisme avec deux nappes : **2D-2 nappes**



Prisme avec trois directions : **3D**

Figure 35: Différentes dispositions d'armatures

Les différentes dispositions d'armatures sont caractérisées en utilisant des mesures de pourcentage surfacique et de masse volumique de ferrailage par volume de béton, comme indiqué dans les Tableau 11 et Tableau 12. Cette approche de normalisation des armatures entre les différentes configurations permet de réduire au minimum les variations dues aux taux de ferrailage, ce qui permet une comparaison plus précise des performances de perméabilité à l'air

pour chaque configuration d'armatures étudiée. Les détails sur la mise en place des armatures seront exposés dans le chapitre 5.

Facette	Pourcentage d'armatures (en %)		
	2D-1 nappe (H12)	2D-2 nappes (HA8)	3D (HA8)
A	1,45	1,29	1,29
B	1,45	1,29	1,29
C	0,00	0,00	1,29

Tableau 11: Pourcentage d'armatures pour différentes configurations et facettes

Configuration d'armatures	Taux de ferrailage (Kg/m ³)
2D-1 nappe (HA12)	159,13
2D-2 nappes (HA8)	141,57
3D (HA8)	189,30

Tableau 12: Taux de ferrailage pour les différentes dispositions d'armatures

II.4.2.2 Fabrication des moules

Les éprouvettes de l'étude ont été fabriquées à l'aide de moules spécifiques en bois bakélinisé présentés dans la Figure 36. Les plaquettes bleu, amovibles, facilitent le démoulage des éprouvettes coulées, tandis que leur liaison par deux tiges filetées assure la rigidité du moule. Au total, nous avons fabriqué huit moules permettant de couler simultanément 16 éprouvettes prismatiques.

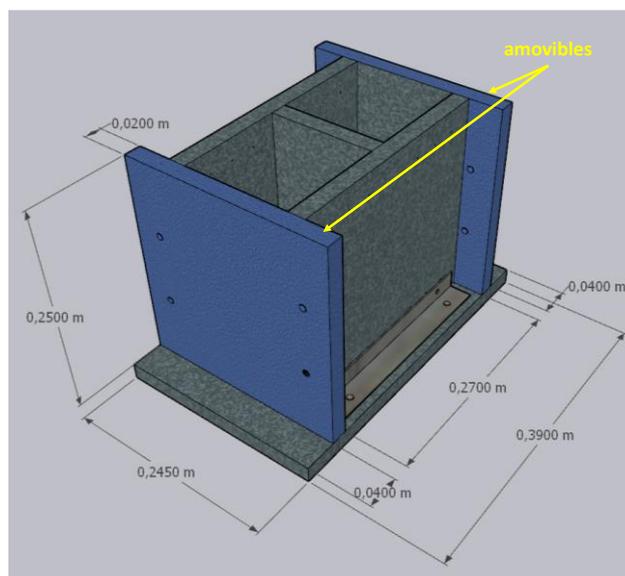


Figure 36: Représentation des moules sur SketchUp

Des trous ont été préalablement percés dans la plaquette de base afin de permettre le passage des fils de pêche qui serviront à fixer les armatures en place. Plusieurs étapes de fabrication, y compris cette étape de perçage des trous et le montage du moule, ont été effectuées pour atteindre l'état final illustré dans la Figure 37.



Figure 37: Présentation de l'état final des moules des éprouvettes prismatique

II.4.2.3 Suivi des déformations pendant les RGI

Le suivi du niveau de gonflement des éprouvettes, suite au développement des réactions de gonflement interne, est réalisé par la même technique que pour les éprouvettes cylindriques (plots collés sur les surfaces latérales des éprouvettes), et illustré dans la Figure 38. Pour chaque éprouvette, quatre plots sont collés sur chacune des quatre faces. Ils sont disposés par paire, suivant la hauteur et la largeur de l'éprouvette, suivant deux génératrices. Ces plots sont fixés à égale distance de la mi-hauteur de l'éprouvette et sont initialement séparés de 10 cm. Cette configuration permet de surveiller le niveau de gonflement de l'éprouvette de manière précise et équilibrée dans les 2 directions. En mesurant les variations de distance entre les plots au cours du gonflement, l'expansion due aux réactions internes de l'éprouvette peut être évaluée de manière fiable.

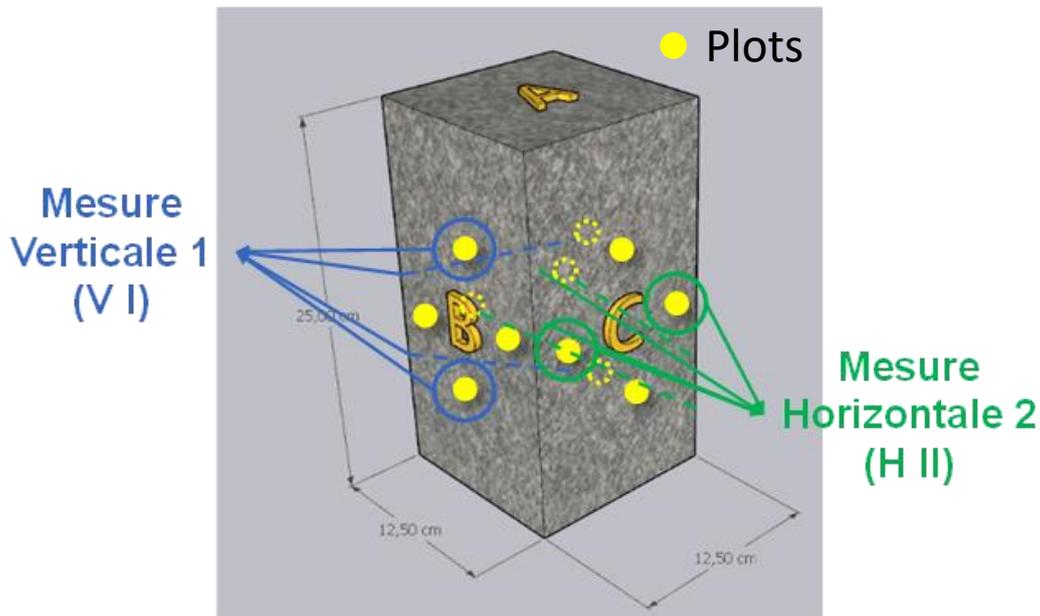


Figure 38: Représentation des génératrices pour les mesures extensométriques

II.4.2.4 Rectification et résinage des éprouvettes

La rectification des éprouvettes prismatiques est effectuée en raison de deux considérations spécifiques. Premièrement, il est recommandé de parvenir à deux surfaces parfaitement parallèles afin de mener des mesures de module dynamique par résonance libre avec une haute précision et fiabilité. Deuxièmement, cette opération facilite le processus de résinage des éprouvettes en assurant des surfaces planes et uniformes, ce qui permet une application homogène de la résine. Cette amélioration optimise les conditions expérimentales et assure l'obtention de résultats plus fiables lors des essais mécaniques.

Dans le but de rendre les surfaces d'extrémités étanches pendant les mesures de perméabilité, une couche de résine époxy a été appliquée (Figure 39). Cette étape vise à garantir l'absence de fuites d'air sur les faces supérieure et inférieure pendant les essais. Après l'application de la résine avec un retour d'environ 1 cm sur les faces de mesure, il est essentiel que les surfaces de mesure soient propres et dépourvues d'aspérités. Pour éviter toute fuite d'air, il est donc nécessaire d'éliminer toute rugosité éventuelle de la résine sur les extrémités des faces. À cet effet, une ponceuse est utilisée pour enlever les imperfections et obtenir une surface lisse et uniforme de résine.

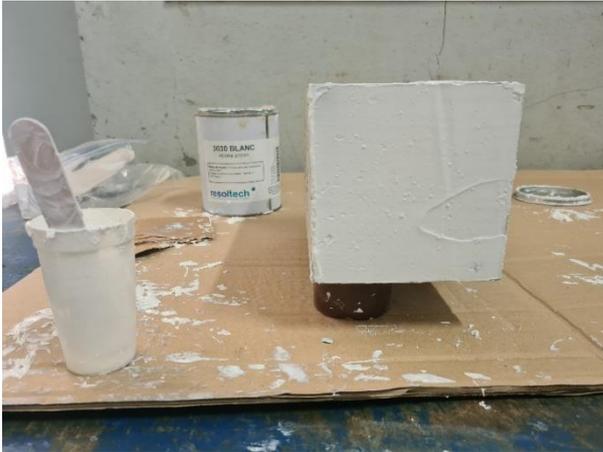


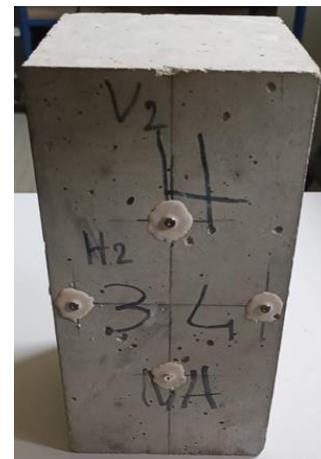
Figure 39: Résinage des éprouvettes prismatiques et élimination de la rugosité

II.4.3 Suivi d'expansion et de masse

L'évolution du développement des pathologies peut être caractérisée par les expansions subies par les bétons. Le suivi de ces expansions est basé sur des mesures de déformation longitudinale des éprouvettes à l'aide d'un extensomètre à pointeaux (Figure 40). Pour cela, 6 plots formant 3 génératrices sont collés par paire suivant la hauteur de l'éprouvette, pour le cas des éprouvettes cylindriques (Figure 40-(a)). Les paires de plots sont espacées de 10 cm (base de mesure de la déformation) et sont collés à égale distance de la mi-hauteur de l'éprouvette. Les génératrices sont séparées de 120° sur la surface latérale de l'éprouvette. Dans le cas des éprouvettes prismatiques, quatre plots sont collés sur chaque face latérale de l'éprouvette, disposés en paires le long de sa hauteur et de sa largeur, alignés le long de deux lignes génératrices (Figure 40-(b)). Ces plots sont positionnés à une distance équidistante du milieu de l'éprouvette et initialement séparés de 10 centimètres. Cette configuration permet une surveillance précise et équilibrée du niveau de gonflement de l'éprouvette dans les deux directions. La méthode de mesure sera expliquée dans la partie II.6.3. Une variation positive de l'espacement entre les plots indique la présence du phénomène d'expansion au sein du béton. Une variation négative de l'espacement implique un phénomène de retrait du béton. Le suivi des éprouvettes prismatiques se fait avec la même technique extensométrique.



(a) Suivi des éprouvettes cylindriques



(b) Suivi des éprouvettes prismatiques

Figure 40: Suivi d'expansion par mesures extensométriques

II.4.4 Caractérisations physico-chimiques

Cette section présente les méthodes expérimentales sélectionnées pour caractériser les matériaux, tant du point de vue physico-chimique que du point de vue de leur intégrité, en examinant les matériaux sains ainsi que ceux qui ont subi des dégradations par RGI. L'objectif central de ces caractérisations est de quantifier les altérations et les détériorations provoquées par le développement des gonflements sur les propriétés des bétons. À cette fin, plusieurs essais ont été conduits, notamment la porosité au mercure, la Microscopie Electronique à Balayage (MEB), la mesure de la porosité accessible à l'eau et l'évaluation de la perméabilité au gaz. Dans un premier temps, nous abordons la question du pré-conditionnement des éprouvettes, car il est bien établi que le taux de saturation et la température de séchage exercent une influence significative sur la microstructure du béton, et, par conséquent, sur la perméabilité à l'air mesurée.

II.4.4.1 Pré-conditionnement des échantillons

L'étape du pré-conditionnement est cruciale, car elle nous permet d'établir des conditions de base cohérentes pour nos essais de caractérisation.

À l'issue de la cure endogène ou de l'immersion dans l'eau, le béton est fortement saturé et considéré imperméable. Par conséquent, avant toute mesure de perméabilité à l'air, il s'avère nécessaire de drainer partiellement l'eau de la structure poreuse. La perméabilité augmente avec la diminution du degré de saturation du milieu d'où l'importance d'effectuer les mesures de perméabilité à l'air au même niveau d'expansion sur différents taux de saturation.

Le degré de saturation du béton a une forte influence sur la perméabilité à l'air (Abbas, et al., 1999). L'état de fissuration du matériau modifie le réseau poreux et donc les propriétés de transfert (Picandet, 2001) ; (Choinska, 2006). La dépendance de la perméabilité à la saturation devrait donc varier avec l'état de fissuration. Ainsi, six états de saturation ont été retenus : 4 représentatifs de conditions d'ouvrages (pour être représentatifs de bétons humides – au cœur de structures ou des zones soumises à des arrivées d'eau, ou de béton sec – soumis à un ensoleillement régulier) et 2 états couramment caractérisés en laboratoire et pour lesquels le maximum d'eau libre est retiré (3 et 0 %). Pour ce qui concerne les saturations qui reflètent les conditions de service, les taux de saturation établis sont les suivants :

- $S_r = 80\%$: La plupart des fissurations pourraient être drainées pour ce degré de saturation, elles peuvent donc induire une augmentation de la perméabilité tandis que le réseau poreux du reste du béton sera saturé et donc imperméable,
- $S_r = 60\%$: Le réseau poreux est toujours assez fermé, par conséquent, la perméabilité aura lieu majoritairement dans les fissures,
- $S_r = 40\%$: Le réseau poreux commence à être plus ouvert et la part de la perméabilité par les fissurations devient moins important en relatif,
- $S_r = 20\%$: Le réseau poreux est maintenant assez ouvert et presque vidé en eau ce qui facilite les transferts gazeux au sein de l'échantillons.

Les taux de saturation cibles sont obtenus par la mesure préalable de la porosité à 105°C sur un échantillon issu de la même éprouvette et vérifier à la fin du séchage complet et l'éprouvette.

Dans le cadre de notre étude, le choix de la température de séchage est très délicat. Un séchage excessif à une température importante peut être à l'origine de l'évaporation de l'eau liée dans le réseau poreux de l'échantillon et modifier les hydrates, l'ettringite et finalement les C-S-H (Baroghel-Bouny, 1994) et (Perraton, et al., 1999). Le travail de thèse s'intéresse particulièrement aux réactions de gonflement interne au sein du béton. L'ettringite étant métastable, il est donc important de minimiser les effets de la température sur la microstructure. De plus, une vitesse excessive entraîne d'une part des gradients thermiques pouvant générer des fissures de dilatation différentielle entre le cœur et la peau et des gradients hydriques importants dans l'épaisseur de l'échantillon à l'origine eux aussi de fissuration par retrait empêché. Ainsi, pour la méthodologie du séchage, on propose d'appliquer un séchage par étapes de température croissante comme présentée dans le Tableau 13.

Par conséquent, le séchage à 40°C est maintenu le plus longtemps possible jusqu'à des taux de saturation de 30%, en suivant des phases d'homogénéisation pour chaque palier de séchage afin de répartir de manière plus homogène l'humidité interne dans le matériau. Ensuite la température est portée à 50°C pour éviter une durée trop importante de séchage aux faibles degrés de saturation. Finalement, pour passer de Sr20% à Sr0%, on porte la température à 80°C puis 105°C. D'après nos connaissances actuelles, les conséquences d'un séchage à une température ne dépassant pas 50°C sont relativement limitées. En revanche, pour des températures de 80°C et 105°C, il est clairement établi que des dommages additionnels surviendront, en plus des modifications des produits formés lors des réactions lors des RGI.

Taux de saturation (%)	Température de séchage (°C)
De 100 à 40	40
De 40 à 20	50
De 20 à 3	80
De 3 à 0	105

Tableau 13: Protocole de conditionnement suivi dans cette étude

Cette démarche permet de réduire les gradients d'humidité qui peuvent induire des gradients de retrait qui sont essentiellement la cause principale des microfissurations des échantillons. Ces microfissurations peuvent avoir un effet sur les mesures de perméabilité (Carcasses, 2001), (Gardner, 2005). À la fin de chaque séchage et juste avant la mesure de perméabilité, une homogénéisation de la saturation du béton est appliquée. Cette étape permet d'unifier partiellement la saturation au sein de l'échantillon ce qui conduit à des valeurs de perméabilité également homogènes. Ainsi, les éprouvettes doivent être étanchées (emballées par un papier d'aluminium, mises dans des sacs étanches) et placées dans l'étuve à la même température pour une durée au moins égale au dernier séchage. Cela permet de redistribuer partiellement le profil hydrique obtenu à la fin du séchage (cœur plus saturée que la surface).

II.4.4.2 Porosimétrie au mercure

Dans un premier temps, il convient de noter que la porosimétrie au mercure (porosimétrie Hg) offre la possibilité de caractériser la porosité d'un matériau en relation avec son application. Concrètement, cette méthode implique l'immersion du matériau solide dans du mercure à des niveaux de pressions variés. Cette procédure d'analyse génère une série d'informations, notamment :

- La répartition en termes de volume et de dimension des pores,
- La distribution des tailles des particules,
- La densité apparente du matériau,
- En fin de compte, la surface spécifique des solides.

La porosimétrie par intrusion de mercure est basée sur le principe de pénétration d'un liquide non mouillant et non réactif dans un matériau poreux. Le mercure convient parfaitement car il ne pénètre pas spontanément les pores par capillarité, il est nécessaire de lui appliquer une pression (Figure 41).

L'équation de WASHBURN décrit alors le mécanisme de l'intrusion :

$$D = \frac{-4\gamma \cos(\theta)}{P} \quad (29)$$

Avec γ la tension superficielle de mercure, θ l'angle de contact du mercure avec le matériau étudié et P la pression appliquée.



Figure 41: Cellule de mesure contenant l'échantillon à tester

La préférence pour la caractérisation de la porosité à l'aide du mercure par rapport à l'eau repose sur plusieurs raisons fondamentales :

- Précision et reproductibilité accrues : Les méthodes basées sur le mercure tendent à fournir des résultats plus précis et une reproductibilité supérieure par rapport aux méthodes basées sur l'eau. Cette amélioration s'explique par la capacité du mercure à pénétrer uniformément dans les pores, indépendamment de leur taille, sans altérer le matériau, ce qui pourrait entraîner des erreurs dans les mesures,
- Mesure de la distribution de la taille des pores : La caractérisation de la porosité au moyen du mercure permet également de quantifier la distribution des tailles de pores, ce qui offre des informations détaillées sur la structure des pores du matériau. Cette connaissance peut s'avérer cruciale pour comprendre comment les fluides, les gaz ou les solides interagissent avec le matériau.

Dans le cadre de notre étude visant à examiner l'évolution de la porosité des échantillons en fonction du développement des RGI, nous avons réalisé des essais de porosité au mercure sur des échantillons de béton soumis à différents niveaux de gonflement induit par ces réactions. De plus, un échantillon de béton témoin non soumis aux RGI a été également testé afin de servir de référence.

II.4.4.3 MEB

La microscopie électronique à balayage (MEB) est une technique d'analyse qui permet l'observation et l'analyse détaillée d'échantillons à des grossissements pouvant atteindre jusqu'à 200 000 fois, offrant ainsi une excellente qualité d'image. Cette méthode repose sur l'utilisation d'un faisceau d'électrons généré par une colonne optique à électrons, qui est dirigé vers l'échantillon à étudier placé dans une chambre spécifique (Figure 42).



Figure 42: Echantillon à tester placé dans la chambre du MEB

Les images sont ensuite capturées en recueillant les électrons secondaires et/ou rétrodiffusés par l'échantillon. La nature des images obtenues dépend des types d'électrons sélectionnés et d'autres paramètres. Il est essentiel de maintenir la colonne et la chambre contenant l'échantillon

sous vide lors de cette opération, car la présence d'air pourrait provoquer des erreurs en perturbant ou en déviant la trajectoire des électrons. Lorsque les électrons interagissent avec l'échantillon, cela peut entraîner l'émission de photons 'X' dont l'énergie est caractéristique des atomes présents dans l'échantillon. L'analyse de l'énergie de ces photons génère un spectre qui représente les éléments chimiques contenus dans l'échantillon, chaque pic du spectre étant proportionnel au nombre d'atomes correspondant. Cette approche permet d'obtenir une certaine quantification des éléments présents dans l'échantillon, ajoutant ainsi une dimension quantitative à l'analyse. De ce fait, le MEB permet d'analyser à la fois la topographie de l'échantillon et sa composition chimique de manière qualitative et semi-quantitative.

Dans le cadre de cette étude, des essais de MEB ont été réalisés sur des échantillons de béton présentant soit une réaction sulfatique interne soit une réaction alcali-granat. L'objectif de ces analyses était de confirmer la présence des produits de réaction associés à chacune de ces réactions chimiques dans les bétons affectés.

II.4.4.4 Porosité accessible à l'eau

Les essais de la porosité accessible à l'eau (NF P18-459, 2010) et de la masse volumique apparente sont effectués après pesées hydrostatiques et séchage. Ces essais permettent l'évaluation du réseau poreux connecté des matériaux en communication avec l'extérieur, soit directement, soit de proche en proche.

Dans cette étude, la porosité est mesurée sur des échantillons de 15 cm de diamètre et 5 cm d'épaisseur. Ils sont placés dans un dessiccateur pendant 4 heures puis saturés dans l'eau pendant 20 heures. En sortie de saturation, ils sont pesés dans l'eau (M_{sateau} , masse par pesée hydrostatique) puis essuyés en surface avec un chiffon mouillé et pesés dans l'air (M_{satair}). Les échantillons de porosité sont ensuite séchés en étuve à 40°C jusqu'à la stabilisation de la masse, (M_{secair}), discriminée par le critère d'une perte de masse inférieure à 0,05% sur une durée d'une journée. La porosité accessible à l'eau est calculée par la relation suivante :

$$p = \frac{M_{satair} - M_{secair}}{M_{satair} - M_{sateau}} \times 100 \quad (30)$$

La porosité est mesurée après un séchage à 40°C puis après un séchage à 105°C. L'objectif du séchage à 40°C est d'éviter un endommagement thermique et hydrique, maximum après saturation du matériau qui viendrait s'ajouter à un endommagement chimique. Ainsi, le but du séchage à 105°C est de drainer toute l'eau libre ; cette température est recommandée par la norme (AFPC-AFREM, 1997).

Les dessiccateurs et la pesée hydrostatique sont représentées dans la Figure 43.



Figure 43: Saturation sous vide des échantillons

II.4.4.5 Perméabilité à l'air

II.4.4.5.1 Mesures en surpression, essai selon le protocole Cembureau

Les mesures de perméabilité à l'air des échantillons cylindriques sont effectuées à l'aide d'un perméamètre à charge constante de type Cembureau (Figure 44) selon la norme (XP P18-463, 2011). Les échantillons ayant une épaisseur de 5 cm sont confinés au moyen d'une chambre à air gonflée. Ensuite, ils sont disposés dans une cellule appropriée de façon à ce que leurs deux grandes faces planes reposent sur une plaque striée permettant une répartition homogène de la pression du fluide utilisé.

L'essai Cembureau comprend en général plusieurs mesures de perméabilité apparente pour différentes pressions différentielles qui sont appliquées par palier sur les corps d'épreuves, ce qui permet en particulier de déduire la perméabilité intrinsèque, après l'obtention de la droite de Klinkenberg. Dans le but d'obtenir une précision satisfaisante, 4 pressions d'injections sont appliquées pour chaque mesure s'étageant aux valeurs suivantes : 1, 2, 3 et 4 bars (0,1, 0,2, 0,3 et 0,4 MPa). La valeur de la perméabilité apparente ($k_{A0,2}$) est calculée à partir de la moyenne des 3 échantillons de perméabilité pour une pression relative injectée de 1 bar (0,1 MPa), soit 2 bars (0,2 MPa) en absolue.

La perméabilité apparente est obtenue selon l'équation suivante (Kollek, 1989) :

$$k_A = \frac{Q_s}{S} \frac{2\mu L P_s}{(P_e^2 - P_s^2)} \quad (31)$$

Avec : k_A la perméabilité apparente obtenue (m^2), Q_s le débit volumique (m^3/s), μ la viscosité dynamique de l'air (Pa.s), L l'épaisseur de l'échantillon (m), P_s la pression absolue à la sortie (Pa), S la section de l'échantillon (m^2) et P_e la pression absolue à l'entrée (Pa).

Le pré-conditionnement est une procédure nécessaire afin de mesurer la perméabilité relative aux gaz du béton. Cette procédure vise à contrôler l'état de saturation du béton et doit être rapide et facile pour minimiser les modifications de la structure poreuse du matériau.

La technique de mesure de la perméabilité en dépression sur les éprouvettes prismatiques sera expliquée dans la suite.



Figure 44: Perméamètre Cembureau

II.4.4.5.2 Mesures en dépression par double cloche

Un nouvel appareil, développé au LMDC dans le cadre de cette étude, permet de mesurer la perméabilité globale sur des corps d'épreuve prismatique. La mesure est réalisée en régime permanent comme pour la mesure Cembureau à l'aide d'une mesure en dépression. Ce type de pression est plus avantageux car les mesures peuvent ainsi être effectuées directement sur l'ensemble du corps d'épreuve sans la traditionnelle cellule de mesure Cembureau (qui ne peut pas être adaptée aux éprouvettes prismatiques nécessaires à la mesure de l'anisotropie de perméabilité du béton armé) en limitant le risque de fuites. La Figure 45 présente le nouvel appareil proposé.

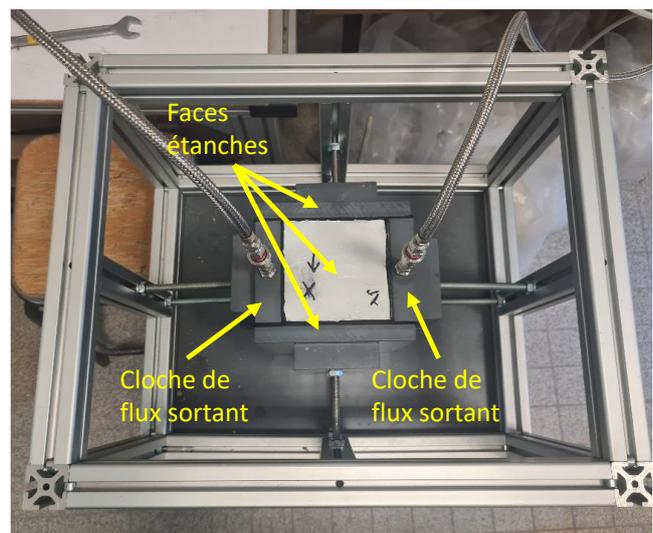


Figure 45: Appareil de mesure de perméabilité en dépression des éprouvettes prismatiques, double cloche

Le principe de cet appareil est de mesurer le débit de gaz stabilisé à travers l'échantillon soumis à un gradient de pression donné, par un débitmètre qui mesure le flux traversant l'échantillon en régime permanent.

Son principe est très similaire au Cembureau avec une différence dans le type de pression utilisée pour créer le gradient. Avec cette méthode, le gradient de pression est créé par une dépression, alors qu'avec le Cembureau, il est créé par une surpression. L'originalité est que le confinement est assuré par deux plaquettes amovibles plaquées contre le béton et non par une colle étanche comme dans la précédente étude réalisée par (Sogbossi, 2017). Ce moyen de mesure permet d'effectuer les mesures de l'anisotropie de la perméabilité car la mesure peut être réalisée sur les quatre faces latérales de l'éprouvette (donc deux directions de flux différentes), ce qui était impossible avant.

II.4.4.6 Problématique de l'utilisation du protocole Cembureau pour les bétons atteints de RGI

Ce programme expérimental a constitué une première tentative visant à quantifier de manière systématique l'impact du développement des réactions de gonflement interne sur la perméabilité à l'air du béton, dans des conditions de saturation qui reflètent fidèlement les caractéristiques des structures réelles. L'utilisation du dispositif Cembureau présentait un intérêt majeur à savoir, celui d'obtenir des mesures de perméabilité dans un cadre normalisé, similaire à ce qui avait déjà été réalisé pour le béton endommagé par la réaction sulfatique interne dans les travaux de (Al Shamaa, et al., 2014) ou par les RGI dans les travaux de (Pichelin, 2020). Cette technique a un second avantage : sa maniabilité a permis de faire de nombreuses mesures à plusieurs niveaux d'expansion et de saturation, ce qui aurait été plus difficile avec le protocole de mesure par double cloche.

Cependant, il convient de noter que cet essai présente une limitation significative lorsqu'il s'agit de mesurer la perméabilité d'un béton endommagé. En effet, pour garantir l'étanchéité des échantillons sur leur face latérale et ainsi obtenir des mesures fiables du flux d'air, il est nécessaire d'appliquer une pression de confinement de 0,8 MPa. Cette pression de confinement peut avoir pour effet de refermer au moins partiellement les fissures, ce qui a pour conséquence de réduire la perméabilité réelle du béton. Les fissures induites par les RGI se caractérisent par leur nature diffuse, multidirectionnelle, et elles entraînent des déplacements relatifs significatifs des lèvres des fissures. De plus, ces fissures peuvent être partiellement comblées par les nouveaux produits résultant de réactions chimiques. Il s'avère donc que ces fissures sont difficiles à refermer à l'aide d'une faible charge radiale (inférieure à 1 MPa de pression de confinement), comme en témoignent les résultats des essais de compression effectués après l'expansion des échantillons (Sanchez, 2014).

Au cours de nos expériences récentes, nous avons examiné l'impact de la pression de confinement externe sur les mesures de perméabilité à l'air du test Cembureau, concernant un béton soumis à la réaction alcali-granulat et présentant un gonflement de 0,12%. Les mesures de perméabilité ont été effectuées en utilisant une pression d'injection de 0,2 MPa en absolu, tout en variant la pression de confinement à des valeurs de 0,5 MPa, 0,7 MPa et 0,9 MPa. Pour

chaque niveau de saturation, trois échantillons provenant de la même éprouvette ont été testés, suivant le même protocole que les autres mesures de perméabilité. Le Tableau 14 illustre la réduction (en pourcentage) du débit moyen des trois échantillons de la même éprouvette lors du passage de la pression de confinement de 0,5 MPa à 0,9 MPa, dans les conditions de service du béton RAG :

Degré de saturation (%)	Réduction du flux (%)
80	7,4
60	7,3
40	4,3
20	3,0

Tableau 14: Evolution de la réduction du débit mesuré en fonction de la pression de confinement (de 0,5 MPa à 0,9 MPa) – conditions de service

L'évolution du débit en fonction de l'augmentation de la pression de confinement se produit de manière progressive à mesure que la pression de confinement augmente, et elle demeure stable à chaque transition d'une valeur de pression de confinement à une autre.

Des mesures supplémentaires ont été effectuées sur les mêmes échantillons (Tableau 15), mais cette fois pour des taux de saturation très faibles de 3% et 0%, après un processus de séchage respectivement à 80°C et 105°C.

Degré de saturation (%)	Réduction du flux (%)
3	12,5
0	11,1

Tableau 15: Evolution de la réduction du débit mesuré en fonction de la pression de confinement (de 0,5 MPa à 0,9 MPa) – conditions normales

Egalement dans les conditions normales, l'évolution du débit lors du passage de 0,5 MPa à 0,7 MPa et de 0,7 MPa à 0,9 MPa se déroule également de manière progressive.

Ces résultats mettent en évidence que, dans des conditions de service (béton ayant une saturation entre 20% et 80%), l'effet de réduction de la perméabilité reste dans des limites acceptables, en particulier dans la plage de saturation de 20% à 40%. Cependant, dans des conditions normales, (béton ayant des saturations entre 0% et 3%), l'effet de refermeture des fissures sous l'influence de la pression de confinement devient de plus en plus significatif, entraînant une sous-estimation de la véritable perméabilité à l'air.

Une seconde série de mesures a été réalisée sur des trois échantillons de béton à la fois développant la RSI et la RAG, avec un taux de gonflement de 0,22%. Ces mesures ont été

effectuées exclusivement dans des conditions de saturation les plus secs après un processus de dessiccation à 105°C. À des niveaux de confinement compris entre 0,5 et 0,9 MPa, une diminution d'environ 20% et 12% du flux d'air a été observée pour les bétons RSI et RAG, respectivement.

Pour remédier à ce problème, un dispositif de mesure de la perméabilité par double cloche a été développé, éliminant ainsi l'effet de la pression de confinement.

II.4.5 Caractérisations mécaniques

L'évaluation des propriétés mécaniques des bétons représente une étape essentielle dans l'analyse des structures en béton. Ces propriétés offrent une vue d'ensemble de la qualité du matériau et permettent de quantifier les endommagements subis par le béton lors de sa dégradation due au développement des réactions de gonflement interne. Les propriétés étudiées comprennent la résistance en compression, le module statique et le module dynamique mesuré par résonance libre.

Les deux premières propriétés sont évaluées à trois moments clés : au jeune âge ainsi qu'à deux niveaux d'expansion correspondant à 0,12% et 0,22% d'expansion. L'utilisation de la mesure non destructive du module dynamique par résonance libre permet un suivi plus fréquent et continu de toutes les éprouvettes, ce qui constitue un avantage important dans le suivi de l'évolution des propriétés mécaniques du béton au fil du temps.

II.4.5.1 Résistance en compression

Les essais de résistance en compression sont réalisés sur quatre éprouvettes cylindriques de dimensions ($\Phi 11 \times h 22$), conformément à la norme NF EN 12390-3. Le processus commence par la réalisation de l'essai de résistance en compression. Cette première mesure est essentielle pour permettre la détermination du module statique, qui sera calculé en utilisant des charges comprises entre 5% et 33% de cette résistance.

Les trois autres éprouvettes sont réservées à la mesure de la résistance en compression après avoir effectué l'essai du module statique. Pour obtenir la charge maximale (F_{max}), chaque éprouvette est positionnée au centre d'une presse d'une capacité de charge de 900 kN et soumise à un chargement à une vitesse de 0,5 MPa/s jusqu'à rupture. La contrainte de rupture en compression est calculée en utilisant l'équation suivante :

$$f_c = \frac{4 \cdot F_{max}}{\pi \cdot D^2} \quad (32)$$

Avec : f_c la contrainte de rupture en compression (MPa) et D le diamètre de l'échantillon (m).

La résistance en compression et l'écart type sont obtenus à partir de la moyenne des 4 éprouvettes testées (Figure 46).



Figure 46: Résistance en compression des éprouvettes

II.4.5.2 Module statique

Un des indicateurs des propriétés mécaniques est le module d'élasticité du matériau ou module statique parce qu'il est caractérisé par une mise en charge lente donc quasi-statique. Ces essais sont effectués selon la norme (NF EN 12390-13, 2014) sur 3 éprouvettes cylindriques ($\Phi 11 \times h 22$). Les éprouvettes testées sont reliées à une cage extensométrique par le biais de six pointeaux et vis fixés sur deux anneaux métalliques entourant l'éprouvette (Figure 47).

Le module d'élasticité est calculé en effectuant une régression linéaire entre la moyenne des déformations mesurées par les trois capteurs de type LVDT (avec une base de mesure de 10 cm, hors zone de frettage) et la contrainte déduite de la force appliquée. La contrainte maximale appliquée correspond à un tiers de la résistance en compression, qui est déterminée avant l'essai statique sur une éprouvette de dimensions $\Phi 11 \times h 22$. Conformément à la norme NF EN 12390-13 de 2014, l'essai comprend trois cycles de chargements. La vitesse de chargement et de déchargement est fixée à 0,5 MPa/s. L'essai est réalisé sur une presse ayant une capacité de charge de 900 kN (Figure 47), et la valeur du module statique est déterminée en prenant la moyenne des résultats obtenus à partir de trois éprouvettes (accompagnée de l'écart type correspondant).



Figure 47: Essai du module statique par cage d'extensométrie

II.4.5.3 Module dynamique par résonance libre

Le module dynamique par résonance libre est une méthode de mesure non destructive qui, bien qu'elle ne soit pas actuellement normalisée, a été adoptée dans plusieurs études antérieures, notamment celles menées par (Brunetaud, 2005) et (Al Shamaa, 2012). Cette technique implique l'excitation de l'éprouvette au moyen d'un marteau d'impact, générant une légère impulsion mécanique dans le but d'analyser le phénomène de vibration transitoire qui en résulte (Figure 48). L'impulsion ainsi créée a pour objectif d'exciter l'éprouvette dans son mode longitudinal. Dans la pratique, l'éprouvette est suspendue à une potence pour éliminer tout bruit parasite. La résonance qui en découle engendre une vibration mécanique qui est captée par un accéléromètre positionné de l'autre côté de l'éprouvette. Cette vibration est ensuite convertie en un signal électrique. La fréquence de résonance propre de l'échantillon est ensuite fonction de sa géométrie et de ses propriétés physiques. Le module dynamique est déterminé en utilisant la relation suivante :

$$f_{long} = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{E_{dyn}}{\rho}} \quad (33)$$

Avec f_{long} la fréquence propre longitudinale du matériau (Hz), L la longueur de l'éprouvette (m), E_{dyn} le module dynamique (MPa) et ρ la masse volumique de l'échantillon testé (kg/m^3).

Le module de chaque éprouvette est calculé en prenant la moyenne des quatre fréquences propres de résonance obtenues, correspondant à quatre impacts de différentes intensités. Le

module dynamique par résonance libre est ensuite déterminé en prenant la moyenne des résultats obtenus à partir de trois éprouvettes différentes.



Figure 48: Essai du module dynamique par résonance libre

II.5 PROGRAMME EXPERIMENTAL SUR BETON NON ARME

II.5.1 Introduction

L'objectif de cette section est d'analyser l'impact du développement des réactions de gonflement interne au sein du béton non armé sur les propriétés de transport. De plus, nous cherchons à établir une corrélation entre l'évolution de ces propriétés et les endommagements mécaniques subis par le matériau. Dans cette optique, nous examinons comment les propriétés physiques et mécaniques des bétons affectés par les RGI évoluent au fil du temps. Un béton témoin, exempt de toute pathologie, est utilisé comme point de référence pour évaluer comment les propriétés évoluent naturellement avec l'hydratation du ciment au cours du vieillissement du matériau.

II.5.2 Stratégie adoptée

Les mesures de perméabilité sont réalisées sur les trois types de bétons à quatre moments clés, correspondant à différentes phases de progression de l'expansion. À chaque étape, la perméabilité est évaluée pour six niveaux de saturation différents. Le béton témoin, qui ne présente pas d'expansion, est caractérisé uniquement à la première étape. Les détails du programme d'étude sont résumés dans le Tableau 16.

Échéance	Niveau d'expansion	Taux de saturation (%)
1	0,00 %	80, 60, 40, 20, 3 et 0
2	0,06 %	80, 60, 40, 20, 3 et 0
3	0,12 %	80, 60, 40, 20, 3 et 0
4	0,22 %	80, 60, 40, 20, 3 et 0

Tableau 16: Échéance, niveau d'expansion et taux de saturation pour la mesure de perméabilité à l'air

La première étape, correspondant à 0% d'expansion, représente l'état initial du béton. L'expansion de 0,06% est généralement associée à la fin de la phase de latence, comme indiqué dans l'étude de (Pichelin, 2020). À ce stade, le béton présente généralement peu de fissures. L'expansion de 0,12% se traduit par des fissurations modérées dans le béton, tandis que l'expansion de 0,22% indique que le béton est fortement endommagé en raison des fissures résultant des réactions de gonflement interne. Le protocole de pré-conditionnement utilisé pour atteindre les niveaux de saturation ciblés est décrit en détail dans le Tableau 16 et dans les sections précédentes.

La Figure 49 expose la méthodologie du processus de vieillissement appliqué au béton témoin, tandis que la Figure 50 illustre de manière synthétique les procédures expérimentales accélérées pour les bétons affectés par les réactions de gonflement interne dans le cas du (a) réaction sulfatique interne et du (b) réaction alcali-granulat.

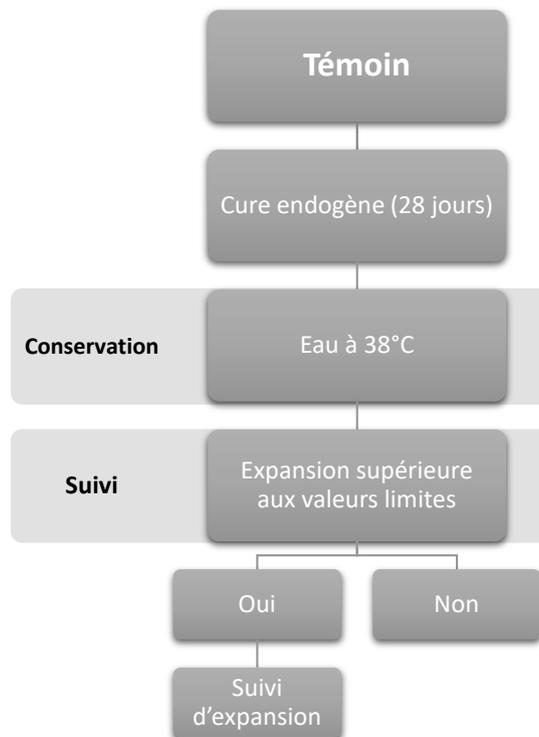
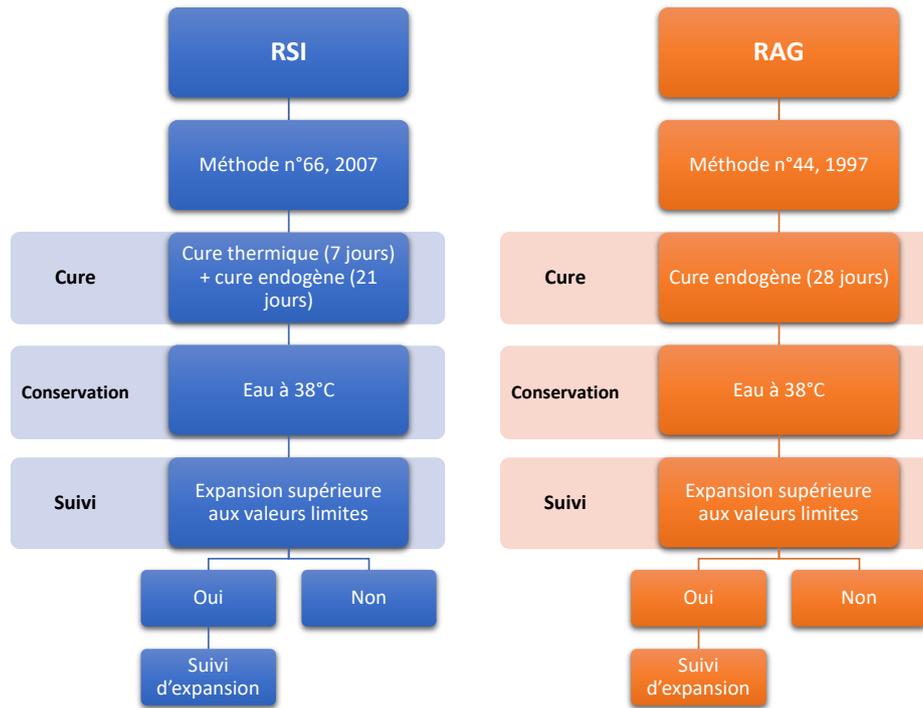


Figure 49: Résumé des conditions de cure et de conservation - cas du béton témoin

Le béton témoin subit une cure similaire à celui du béton sujet à la réaction alcali-granulat, ainsi ils sont soumis aux mêmes conditions de conservation. La seule distinction peut être observée au niveau de la composition, en particulier en ce qui concerne le choix du matériau granulaire.



(a) Cas de la RSI

(b) Cas de la RAG

Figure 50: Résumé des conditions de cure et de conservation - cas des bétons développant les RGI

Dans le contexte de l'étude de la RSI et de la RAG, le suivi de l'expansion est essentiel pour surveiller l'évolution des problèmes liés à ces réactions. La perméabilité à l'air, la porosité à l'eau, la résistance en compression, le module d'Young, ainsi que des observations microscopiques sont réalisés pour les quatre niveaux d'expansion présentés dans le Tableau 16. Le suivi du séchage des éprouvettes au cours du préconditionnement pour les mesures de perméabilité permet également d'accéder à une évaluation des propriétés de diffusivité.

II.5.3 Suivi d'expansion

Le suivi de mesures de déformations longitudinales a été effectuée en utilisant un extensomètre dans le but de quantifier l'évolution du développement des pathologies au fil du temps.

II.5.3.1 Gonflement des bétons

La Figure 51 présente les expansions mesurées pour les trois types de béton : témoin, RSI et RAG. Ainsi, la Figure 52 présente l'évolution du gain de masse en fonction du temps.

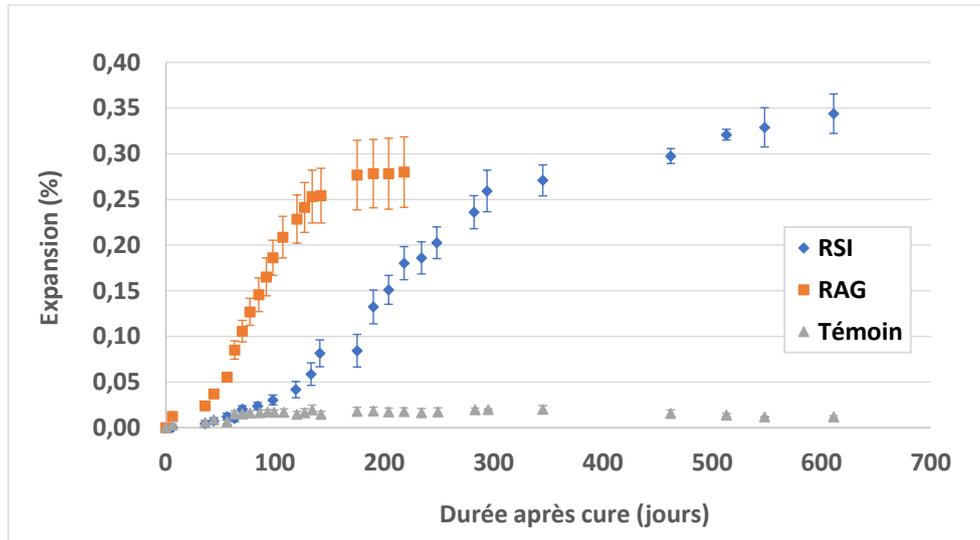


Figure 51: Évolution des expansions en fonction du temps pour les trois types de bétons

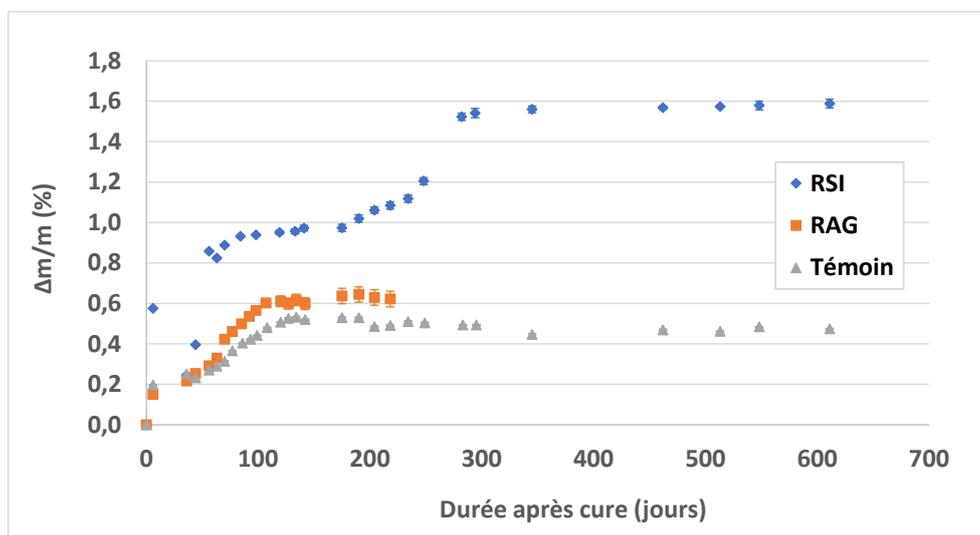


Figure 52: Evolution du gain de masse en fonction du temps

Le graphique de la Figure 51 illustre l'évolution des déformations pour les trois types de béton : témoin, RSI et RAG en fonction du temps. Il apparaît une différence significative en termes de déformation entre le béton témoin et les deux bétons affectés par les réactions de gonflement interne. Cela met en évidence l'impact du développement de ces pathologies sur la déformation des bétons affectés au fil du temps. En effet, le béton témoin ne présente qu'une légère expansion due à l'absorption d'eau entre l'état initial de la cure endogène et l'immersion dans

l'eau. L'expansion maximale de ce béton atteint 0,02% et ne dépasse pas le seuil limite d'expansion fixé par les normes pour qualifier un béton de sensible aux RGI dans des conditions accélérées, qui est de 0,04%.

Après une expansion atteignant 0,28%, l'évolution du gonflement du béton soumis à la réaction alcali-granat présente un plateau, indiquant que l'expansion cesse de croître de manière significative et demeure relativement stable dans le temps. En revanche, dans le cas du béton affecté par la réaction sulfatique interne, l'expansion continue de croître avec le temps, sans atteindre de plateau. Ces tendances correspondent également à ce qui a été observé dans la littérature (Jabbour, 2018) ; (Pichelin, 2020).

La courbe d'expansion pour la RAG présente une forme sigmoïdale et peut être caractérisée en trois phases (Larive, 1998) :

- Période de latence,
- Phase d'accélération de la pathologie,
- Période de stabilisation.

Le changement de pente de la courbe indique la transition d'une phase à l'autre. Après 36 jours d'immersion dans l'eau à 38°C, le béton atteint de RAG passe de la période de latence à la phase d'accélération. Cette phase d'accélération dure environ 100 jours avant d'entrer dans la période de stabilisation. Les niveaux d'expansion de 0,06%, 0,12%, et 0,22% sont atteints respectivement après 58, 76 et 120 jours à partir de la fin de la cure. L'expansion maximale atteinte est d'environ 0,28% en moyenne sur les 2 dernières éprouvettes suivies.

Pour le béton développant la RSI, l'expansion est toujours en phase d'accélération après plus de 600 jours. La fin de la période de latence survient après environ 65 jours, ce qui est plus long que la durée observée pour la RAG. Les niveaux d'expansion de 0,06%, 0,12% et 0,22% sont atteints respectivement après 122, 166 et 242 jours à partir de la fin de la cure. Ces durées sont presque le double de celles observées pour la RAG. Après 600 jours, le béton atteint de la RSI montre toujours une expansion significative et se situe actuellement à un niveau d'expansion de 0,34%. Les études menées par (Brunetaud, 2005) et (Al Shamaa, 2012) montrent que la courbe d'expansion obtenue pour la RSI présente une forme sigmoïdale, mais le palier final est moins prononcé que celui de la RAG. Le palier final présente une déformation qui peut être qualifiée de linéaire dans certains cas. Pendant la période de surveillance de l'expansion des éprouvettes RSI, il n'a pas semblé que nous ayons encore atteint ce niveau de stabilisation.

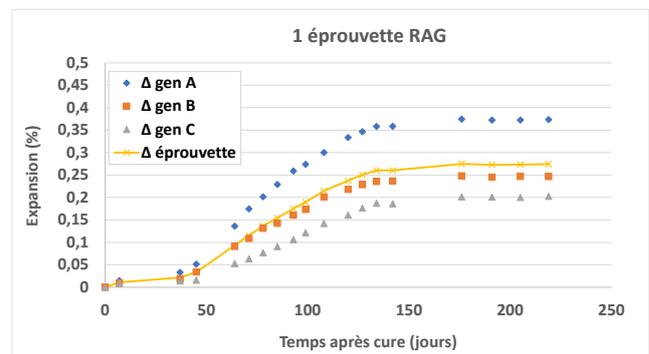
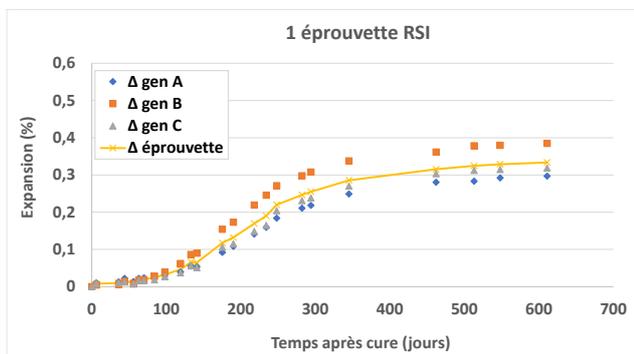
Le Tableau 17 répertorie les dates auxquelles les expansions cibles (Tableau 16) ont été atteintes pour mener les caractérisations physico-chimiques et mécaniques des bétons affectés par les RGI.

	0,06 %	0,12 %	0,22 %
RSI	122 jours	166 jours	242 jours
RAG	58 jours	76 jours	120 jours

Tableau 17: Récapitulatif des dates correspondant aux expansions fixées

II.5.3.2 Dispersion des mesures d'expansions

Les mesures de déformation longitudinale ont été réalisées sur les éprouvettes à l'aide d'un extensomètre à pointeaux. Chaque éprouvette est équipée de trois paires de plots, disposés à 120 degrés d'intervalle les uns des autres. Cette disposition permet de quantifier les variations entre les trois axes principaux et de servir ainsi d'indicateur de l'hétérogénéité de l'expansion résultant de la nature des fissures à l'intérieur d'un même échantillon de béton. La Figure 53 présente deux éprouvettes caractéristiques illustrant la dispersion entre les trois axes d'une même éprouvette de béton affectée par la réaction sulfatique interne et une autre affectée par la réaction alcali-granulat. En plus du suivi des trois axes, une quatrième courbe présente la moyenne du gonflement de cette éprouvette, représentant ainsi la moyenne des trois axes.

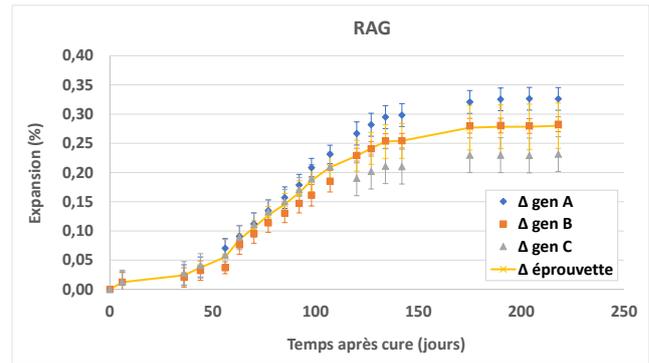
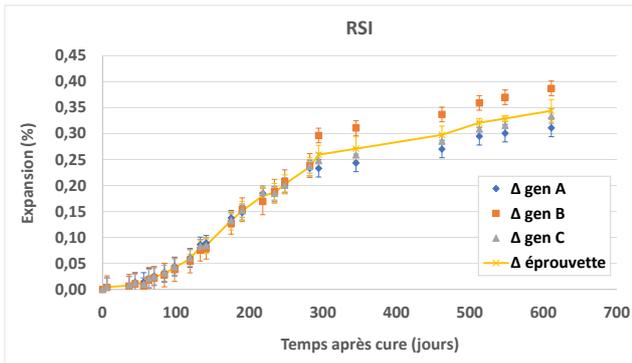


(a) Représentation d'une éprouvette RSI

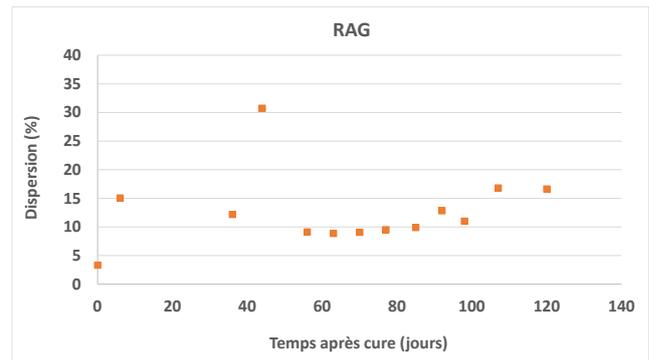
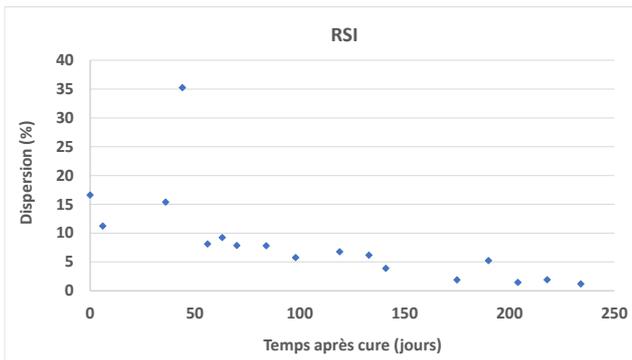
(b) Représentation d'une éprouvette RAG

Figure 53: Dispersion des mesures entre les 3 génératrices d'une éprouvette RSI et une autre RAG

Afin d'obtenir une meilleure compréhension de l'évolution des génératrices de toutes les éprouvettes soumises soit à la réaction sulfatique interne soit à la réaction alcali-granulat en fonction du temps, nous présentons la Figure 54. La partie (a) représente l'évolution moyenne des génératrices de toutes les éprouvettes en fonction du temps, ainsi que la courbe moyenne qui représente la moyenne des trois génératrices à chaque instant ; la partie (b) illustre la dispersion pour chaque type de béton, allant de l'état initial sain à un état ayant subi un gonflement de 0,22%.



(a) Evolution moyenne des génératrices



(b) Evolution moyenne de la dispersion

Figure 54: Evolution de la dispersion des mesures extensométriques en fonction du temps

Dans le cas de la réaction sulfatique interne, pour une période de moins de 250 jours après la cure, ce qui équivaut à un gonflement de 0,22%, la dispersion entre les génératrices par rapport à la valeur moyenne demeure faible, restant en dessous de 10%. En comparaison, le béton soumis à la réaction alcali-granulat a atteint une expansion de 0,22% après près de 120 jours, et la dispersion entre les génératrices était plus marquée, variant entre 10% et 17%. Cette différence s'explique par le fait que la fissuration d'un béton affecté par la RSI est diffuse et donc relativement homogène à l'intérieur de l'éprouvette. Par contre, différents types de fissuration peuvent être remarqués dans le cas du développement de la RAG :

- Fissuration au niveau de chaque granulat (Sanchez, 2014),
- Fissuration de gradient lié au lessivage des alcalins (Lindgård, 2013) et (Multon et Sellier, 2019).

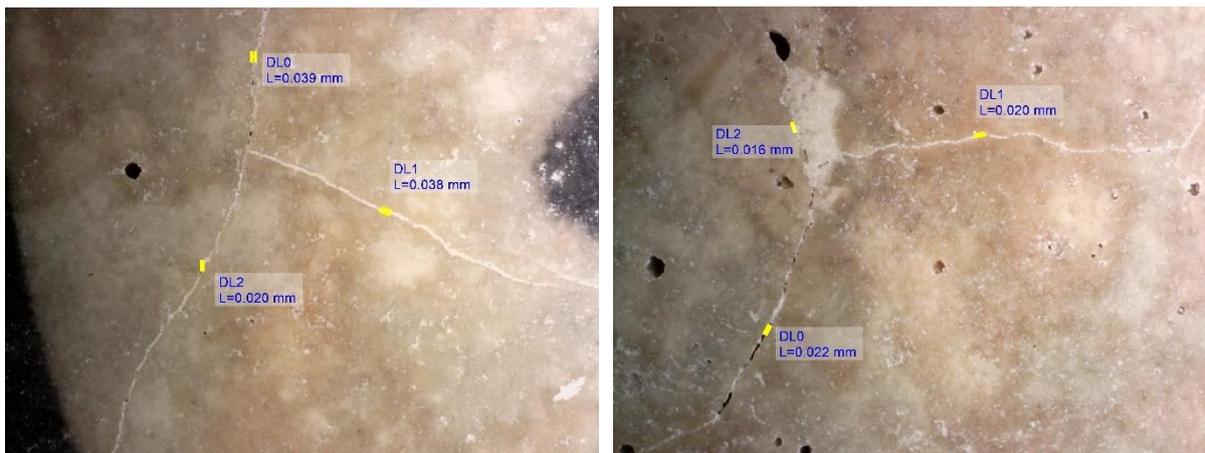
La fissuration au niveau des granulats est plutôt diffuse et relativement homogène à l'échelle d'une éprouvette. La fissuration de gradient est localisée sur le bord externe (car la peau est soumise à des contraintes de traction) et très hétérogène (dépendante des points de faible résistance en traction).

L'hétérogénéité des expansions est principalement causée par la fissuration de gradient. Ceci est en corrélation avec les études de (Larive, 1998) qui montre que la dispersion augmente quand l'expansion augmente. Ainsi, dans le cas de la réaction alcali-granulat, une partie des fissures est localisée. Une fissure peut alors traverser la base de mesure d'une génératrice sans atteindre les deux autres, ce qui entraîne une plus grande dispersion des mesures entre les génératrices pour ce type de béton. Les résultats présentés ici confirment la très grande

hétérogénéité de l'expansion de l'alcali-réaction. Cette hétérogénéité de fissuration dans le cas de la RAG aura des conséquences sur la dispersion des mesures de perméabilité à l'air qui est très sensible aux caractéristiques de la fissuration. En revanche, dans le cas de la réaction sulfatique interne, les fissures sont plus diffuses et plus uniformément réparties, ce qui maintient la dispersion à un niveau modéré, inférieur à celui observé dans le cas de la RAG. Afin d'améliorer la représentation visuelle de ces distinctions, des observations microscopiques de la fissuration ont été réalisées pour chaque type de béton.

II.5.3.3 Observation microscopique de la fissuration

Des observations visuelles à l'œil nu ont permis de constater que les fissures sont plus larges dans le cas de la réaction alcali-granulat par rapport à la réaction sulfatique interne. Pour obtenir une quantification plus précise, des échantillons de béton présentant un taux de gonflement de 0,22% pour chacune de ces réactions, la RSI et la RAG, ont été soumis à un examen au moyen d'un vidéo-microscope avec un grossissement de 66 fois. La Figure 55 illustre ces observations avec (a) les bétons affectés par la réaction sulfatique interne et (b) ceux affectés par la réaction alcali-granulat.



(a) Cas de la RSI



(b) Cas de la RAG

Figure 55: Ouverture des fissures des bétons développant les RGI à l'aide du vidéo-microscope

Les observations ont été réalisées sur deux échantillons de chaque type de béton ayant subi un gonflement de 0,22%. Après une douzaine de mesures d'ouverture de fissures, il a été constaté que le béton soumis à la réaction sulfatique interne présentait une ouverture moyenne variant entre 20 et 30 μm . En revanche, le béton soumis à la réaction alcali-granulat affichait des ouvertures plus importantes, avec une valeur moyenne de 250 μm . Des recherches antérieures menées par (Jabbour, 2018) ont également corroboré ces constatations, démontrant des ouvertures de fissures plus significatives dans les échantillons de béton affectés par la RAG par rapport à la RSI.

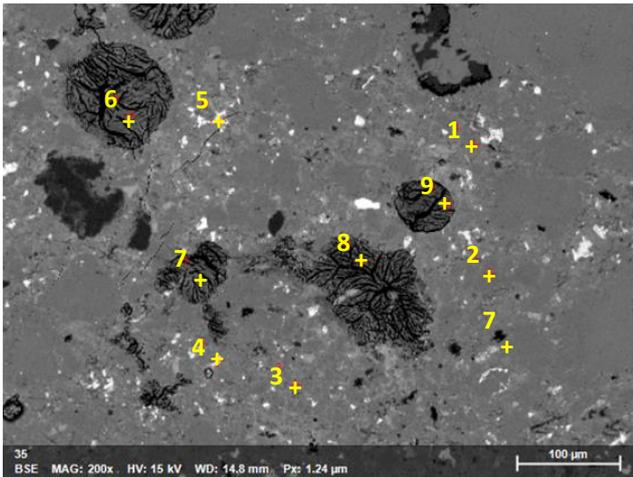
Ces observations permettent de quantifier l'ouverture de fissures dans chacun des deux types de béton présentant des RGI.

II.5.3.4 Observation à l'aide du MEB

Les analyses par microscopie électronique à balayage ont été conduites sur des échantillons de béton présentant une réaction sulfatique interne et une réaction alcali-granulat avec un gonflement de 0,22%. Plus précisément, pour chaque type de béton, des essais ont été réalisés sur des échantillons soumis à un processus de séchage progressif jusqu'à une température de 105°C, tandis que d'autres échantillons n'ont pas été soumis à un séchage à des températures élevées, ne dépassant pas 40°C. L'objectif de cette étude était d'observer et de confirmer la présence de produits de pathologies internes, ensuite évaluer si le séchage affecte ces produits en comparant les résultats entre les échantillons soumis au séchage à 105°C et ceux n'ayant pas subi un tel traitement thermique dépassant 40°C. Il convient de noter que les échantillons exposés à 105°C et examinés au MEB ont subi un double processus de séchage : d'abord un séchage à 105°C pour les mesures de caractérisation physique, suivi d'un séchage dû au vide du MEB. Par conséquent, même les échantillons qui n'ont jamais été exposés à 105°C ont subi un certain degré de séchage en raison du vide du MEB. Cela signifie que les produits des RGI subissent toujours un certain degré de séchage, indépendamment de la durée de vie du béton avant l'examen au MEB. Il est à noter que l'échantillon du milieu de l'éprouvette a été systématiquement utilisé afin de minimiser les variations dues à la localisation de l'échantillon dans l'éprouvette.

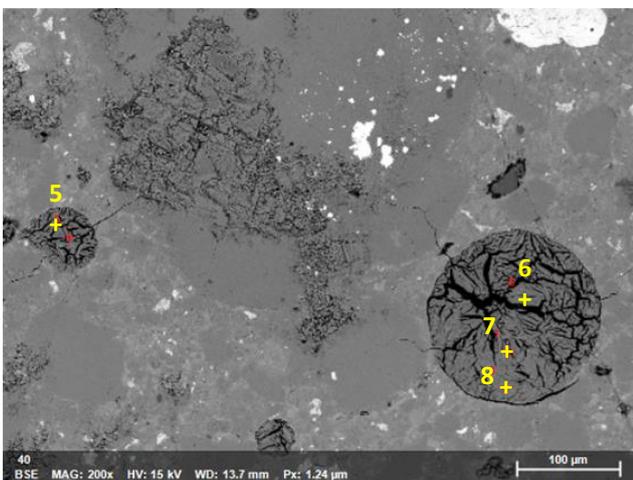
Le MEB ne se limite pas à l'observation à très haute résolution des échantillons de béton. Lorsqu'elle est associée à l'analyse par EDS, l'analyse devient qualitative et semi-quantitative, car l'EDS permet d'estimer approximativement la concentration des différentes espèces chimiques présentes dans les régions sélectionnées des images.

La Figure 56-(a) inclut l'observation au MEB et l'analyse par EDS du béton présentant une réaction sulfatique interne qui n'a pas été soumis à un séchage à 105°C, Figure 56-(b) présente le béton RSI ayant subi un séchage à 105°C. En ce qui concerne les documents (c) et (d) de la Figure 56, ils comprennent respectivement l'observation au MEB et l'analyse EDS du béton soumis à une réaction alcali-granulat qui n'a pas été exposé à un séchage à haute température, ainsi que du béton RAG ayant subi un séchage à 105°C.



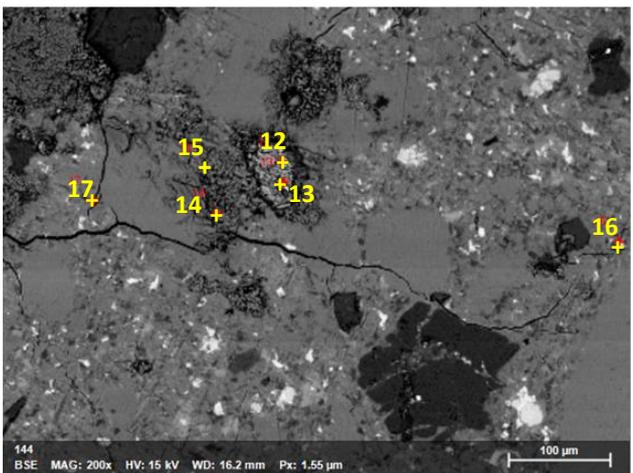
Normalized stoichiometric concentration [%]									
Spectrum	O	Na2O	MgO	SiO2	CaO	Fe2O3	SO3	K2O	Al2O3
1	0.00	0.18	0.84	0.57	97.32	0.03	0.27	0.62	0.17
2	0.00	0.09	0.66	2.03	96.04	0.19	0.07	0.74	0.17
3	0.00	0.12	0.60	26.09	67.32	3.05	0.43	0.76	1.63
4	0.00	0.07	1.80	3.81	57.79	12.60	0.22	0.70	23.01
5	0.00	0.00	2.94	2.87	50.87	21.20	0.40	0.39	21.33
6	0.00	0.12	0.00	0.63	54.10	0.38	30.88	0.46	13.43
7	0.00	0.05	0.00	0.12	53.28	0.07	32.83	0.44	13.21
8	0.00	0.01	0.08	2.02	53.59	0.93	29.09	0.38	13.90
9	0.00	0.03	0.58	4.44	55.67	0.44	26.02	0.48	12.35
Mean	0.00	0.07	0.83	4.73	65.11	4.32	13.36	0.55	11.02
Sigma	0.00	0.06	0.97	8.14	18.50	7.51	15.61	0.15	8.62
SigmaMean	0.00	0.02	0.32	2.71	6.17	2.50	5.20	0.05	2.87

(a) Cas de la RSI qui a subi un séchage ne dépassant pas 40°C



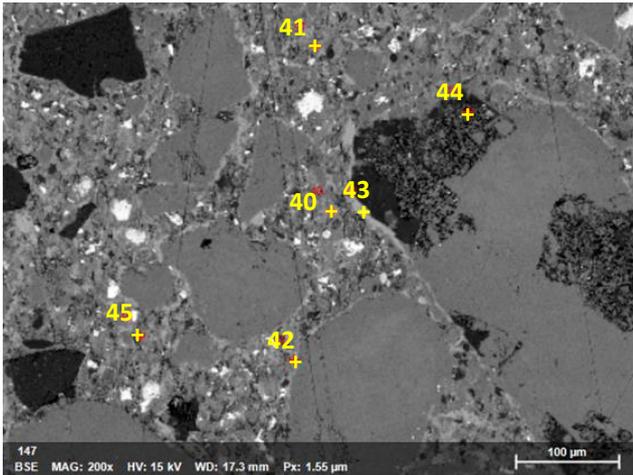
Normalized stoichiometric concentration [%]									
Spectrum	O	Na2O	MgO	SiO2	SO3	K2O	CaO	Fe2O3	Al2O3
5	0.00	0.85	0.01	0.14	31.40	1.31	50.48	0.40	15.41
6	0.00	0.93	0.26	0.09	31.52	1.17	51.03	0.25	14.74
7	0.00	0.52	0.07	0.68	31.46	1.17	52.48	0.32	13.29
8	0.00	1.16	0.56	7.28	22.75	1.50	54.61	0.96	11.18
Mean	0.00	0.86	0.23	2.05	29.29	1.29	52.15	0.48	13.65
Sigma	0.00	0.26	0.25	3.50	4.36	0.16	1.84	0.33	1.87
SigmaMean	0.00	0.13	0.12	1.75	2.18	0.08	0.92	0.16	0.94

(b) Cas de la RSI qui a subi un séchage à 105°C



Normalized stoichiometric concentration [%]									
Spectrum	O	SiO2	CaO	Fe2O3	Na2O	MgO	SO3	K2O	Al2O3
12	0.00	0.93	97.91	0.14	0.10	0.04	0.11	0.69	0.08
13	0.00	1.05	97.51	0.24	0.10	0.09	0.24	0.61	0.16
14	0.00	13.15	80.75	0.68	0.36	0.68	1.17	1.76	1.45
15	0.00	1.69	96.82	0.06	0.14	0.11	0.26	0.73	0.19
16	0.00	25.17	64.66	2.13	0.63	0.52	2.40	1.53	2.97
17	0.00	33.46	61.00	1.43	0.01	0.78	0.81	0.64	1.86
Mean	0.00	12.58	83.11	0.78	0.22	0.37	0.83	0.99	1.12
Sigma	0.00	14.01	17.03	0.83	0.23	0.33	0.87	0.51	1.18
SigmaMean	0.00	5.72	6.95	0.34	0.09	0.14	0.35	0.21	0.48

(c) Cas de la RAG qui a subi un séchage ne dépassant pas 40°C



Normalized stoichiometric concentration [%]									
Spectrum	O	MgO	Al2O3	SiO2	SO3	CaO	Fe2O3	Na2O	K2O
40	0.00	1.50	3.73	23.33	2.48	65.17	2.86	0.17	0.77
41	0.00	0.73	2.79	24.17	1.72	68.63	1.04	0.13	0.79
42	0.00	0.07	0.54	5.84	0.72	91.77	0.13	0.11	0.81
43	0.00	0.16	0.06	1.32	0.24	97.25	0.07	0.11	0.78
44	0.00	35.08	0.57	1.95	0.02	61.34	0.27	0.23	0.53
45	0.00	0.14	1.03	11.20	1.06	85.00	0.72	0.16	0.69
Mean	0.00	6.28	1.46	11.30	1.04	78.19	0.85	0.15	0.73
Sigma	0.00	14.12	1.46	10.27	0.93	15.09	1.05	0.05	0.11
SigmaMean	0.00	5.76	0.60	4.19	0.38	6.16	0.43	0.02	0.04

(d) Cas de la RAG qui a subi un séchage à 105°C

Figure 56: Observation des bétons développant les RGI à l'aide du MEB

L'analyse par EDS dans les 4 cas étudiés nous permet de confirmer la présence des produits des RGI, à savoir l'ettringite pour la RSI et le produit silico-alcalin pour la RAG. Ces produits persistent même après que les échantillons ont été soumis à un séchage à 105°C. Cette persistance est attribuable au processus de séchage progressif, débutant à des températures allant de 40°C à 50°C jusqu'à atteindre 20% de saturation, suivi de séchages à 80°C et 105°C pour arriver à un état complètement sec. Dans ces conditions, les produits des RGI, qu'il s'agisse de la RSI ou de la RAG, n'ont jamais pu se dissoudre en raison de la quantité insuffisante d'eau présente dans les pores des échantillons testés lorsque le béton a été exposé à 80°C puis à 105°C.

En ce qui concerne une éventuelle déshydratation des produits de la pathologie, il n'a pas été possible de la confirmer, car l'EDS ne permet pas de détecter l'eau, et par conséquent, il ne peut pas être utilisé pour déterminer une éventuelle différence de teneur en eau des produits pathologiques dans les deux cas. De plus, la DRX n'est pas suffisamment sensible en présence de granulats, ce qui est le cas de nos échantillons. En effet, la déshydratation entraîne une réduction du volume des produits des RGI, ce qui peut potentiellement conduire à une ouverture partielle des fissures, ayant un impact sur la perméabilité à l'air mesurée. Cependant, nous n'avons pas les moyens de l'observer ni de la quantifier avec les outils disponibles pour nos échantillons de béton.

II.5.4 Comparaison avec des études antérieures

II.5.4.1 Éléments de comparaison

Afin de quantifier l'influence de chaque paramètre sur le niveau d'expansion final obtenu, nous avons entrepris une analyse comparative avec des études précédentes qui ont employé des formulations et des méthodes de pré-conditionnement analogues aux nôtres, pour chacun des deux types de béton considérés. Cette démarche vise à évaluer la variation du taux de gonflement final en fonction de ces paramètres, en mettant en perspective nos résultats avec ceux de recherches antérieures.

Le Tableau 18 résume les points de comparaison relatifs à la composition de la formulation et aux procédures de pré-conditionnement du béton RSI entre la présente étude et trois autres études antérieures : (Al Shamaa, 2012), (Jabbour, 2018) et (Pichelin, 2020).

Formulation et pré-conditionnement		Maalouf	Al Shamaa	Jabbour	Pichelin
Ciment	Nature	CEM II	CEM II	CEM II	CEM II
	Quantité (kg/m ³)	350	350	400	350
Sable		Calcaire	Calcaire	Calcaire	Siliceux
Granulat		Calcaire	Calcaire	Calcaire	Siliceux
$Na_2O_{\text{éq}}$ (kg/m ³)		5	3,5	4,24	3,5
Traitement thermique		Oui	Oui	Oui	Oui
Energie utile (°C.h)		1179	775	1500	1179
Cycle humidification/séchage		Non	Oui	Non	Oui
Eau d'immersion	Renouvellement	Non	Non	Oui	Non
	Température (°C)	38	20	20	20
Rapport E/C		0,56	0,57	0,57	0,54

Tableau 18 : Comparatif avec des études antérieures - Cas RSI

Le Tableau 19 résume les points de comparaison relatifs à la composition de la formulation et aux procédures de pré-conditionnement du béton RAG entre la présente étude et deux autres études antérieures : (Jabbour, 2018) et (Pichelin, 2020).

Formulation et pré-conditionnement		Maalouf	Jabbour	Pichelin
Ciment	Nature	CEM II	CEM II	CEM II
	Quantité (kg/m ³)	350	400	400
Sable		NR	NR	PR
Granulat		Silico-calcaire	Silico-calcaire	Silico-calcaire
$Na_2O_{\text{éq}}$ (kg/m ³)		5	4,24	5
Eau d'immersion	Renouvellement	Non	Oui	Non
	Température (°C)	38	38	38
Rapport E/C		0,56	0,57	0,54

Tableau 19: Comparatif avec des études antérieures - Cas RAG

II.5.4.2 Cas de la RSI

La Figure 57 illustre une comparaison entre les mesures d'expansion du béton développant la RSI dans notre étude et les résultats d'expansion obtenus pour des formulations similaires dans trois autres études antérieures : (Al Shamaa, 2012), (Jabbour, 2018) et (Pichelin, 2020).

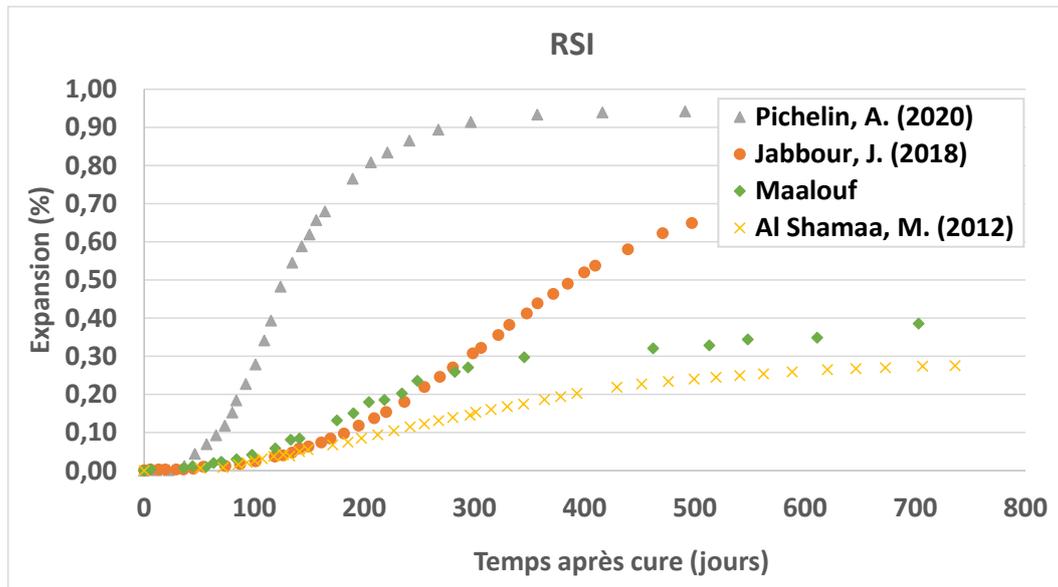


Figure 57: Comparatif avec des études antérieures - Cas de la RSI

Les formulations et les étapes de pré-conditionnement utilisées dans ces quatre études ne sont pas identiques, cependant, elles présentent des similitudes substantielles, ce qui rend la comparaison des résultats pertinente.

Les quatre études ont utilisé le même type de ciment (CEM II), mais la différence réside dans le dosage, avec 400 kg/m^3 pour le béton de Jabbour, tandis que les trois autres études ont opté pour 350 kg/m^3 . Ce dosage supplémentaire en ciment entraîne une augmentation de la quantité de réactif.

En ce qui concerne les matériaux granulaires, le sable et les granulats calcaires ont été employés dans toutes les études, à l'exception de l'étude de Pichelin, qui a préféré utiliser du sable et des granulats siliceux. Il est important de noter que les granulats de type siliceux présentent une auréole de transition plus poreuse et plus fragile que celle des granulats calcaires, principalement composée de Portlandite. Pichelin a fait ce choix en se basant sur les travaux de (Grattan-Bellew, et al., 1998) et (Heinz D., 1999), qui ont démontré la possibilité d'obtenir des expansions significatives en utilisant de tels granulats.

Al Shamaa et Pichelin ont utilisé le même dosage d'alcalins équivalents, à savoir $3,5 \text{ kg/m}^3$. Jabbour a opté pour un dosage légèrement plus élevé de $4,24 \text{ kg/m}^3$. Dans notre étude, nous avons choisi de renforcer l'alcalinité en ajoutant des pastilles de soude à l'eau de gâchage, ce qui nous a permis d'atteindre une quantité d'alcalins équivalents de 5 kg/m^3 . Il est important de noter que pour favoriser le développement de la réaction sulfatique interne, il est essentiel

d'augmenter la température à un stade précoce, à plus de 65°C. Pour ce faire, les quatre études ont appliqué un traitement thermique spécifique.

Les cycles d'humidification/séchage provoquent l'initiation de la microfissuration à l'intérieur du béton. Ce phénomène augmente les transferts ioniques et hydriques, comme l'ont noté (Fu Y., 1997) et (Leklou N., 2013), favorisant ainsi le lessivage des alcalins et, par conséquent, la formation d'ettringite différée, comme l'a également indiqué (Leklou N., 2013). Par conséquent, ces cycles contribuent à accélérer la cinétique d'apparition de la RSI. Il est pertinent de noter qu'Al Shamaa et Pichelin sont les seuls parmi les quatre études à avoir adopté ces cycles dans leur méthodologie.

Toutes les études ont choisi d'immerger complètement les échantillons de béton dans l'eau. Cependant, il convient de noter que dans le cas de l'étude de Jabbour, l'eau d'immersion est périodiquement renouvelée. Ce renouvellement de l'eau a pour effet de lixivier les alcalins présents dans le béton, ce qui est un facteur crucial en ce qui concerne la cinétique de précipitation différée de l'ettringite, comme l'ont mis en évidence (Baghdadi N., 2008) et (Flatt et Scherer, 2008).

Il est également important de noter que la température de l'eau d'immersion a un impact significatif sur la cinétique et l'ampleur de l'expansion du béton. Dans notre étude, une température de 38°C a été adoptée, ce qui accélère la cinétique de la réaction sulfatique interne par rapport à une température de 20°C. Cependant, une telle température est défavorable en ce qui concerne le gonflement final du béton. Les autres études ont opté pour une température d'eau d'immersion de 20°C.

Enfin, il est important de noter que le rapport E/C (rapport eau/ciment) est pratiquement similaire dans toutes les études, se situant entre 0,54 et 0,57.

L'étude menée par Pichelin présente la cinétique de gonflement la plus significative parmi les quatre études. Cette observation peut probablement être attribuée aux cycles d'humidification/séchage, qui induisent l'initiation de microfissures dans le béton, accélérant ainsi la cinétique d'apparition de la réaction sulfatique interne, comme l'ont mentionné (Fu Y., 1997) et (Leklou N., 2013). De plus, cette étude affiche également le gonflement final le plus élevé, atteignant environ 0,95%. Cette forte expansion est principalement attribuable à l'utilisation de granulats siliceux à la place des granulats calcaires. Les granulats siliceux présentent une zone de transition interfaciale (ITZ) plus poreuse et plus fragile que celle des granulats calcaires, ce qui peut favoriser l'apparition de fortes expansions dans le béton.

En ce qui concerne la cinétique de la réaction sulfatique interne, notre étude se positionne en deuxième place, du moins pour les 250 premiers jours. Cette observation peut être attribuée à la température de conservation plus élevée de 38°C par rapport aux autres études qui ont opté pour une température d'immersion de 20°C. Bien que cette température plus élevée accélère la cinétique de la RSI, elle est défavorable en ce qui concerne le gonflement final, comme l'ont suggéré (Baghdadi N., 2008) et (Flatt et Scherer, 2008). Les gonflements observés dans l'étude de Jabbour deviennent plus importants en termes d'amplitude et de cinétique que ceux de notre

étude. Dans le cas de Jabbour, la quantité supplémentaire de ciment semble jouer un rôle significatif dans l'augmentation de la cinétique des gonflements et dans la valeur du gonflement final. En effet, Jabbour a atteint un gonflement de 0,68% après 560 jours.

L'étude menée par Al Shamaa présente en effet la cinétique la plus faible ainsi que le gonflement final le moins prononcé. Ces résultats peuvent être attribués à plusieurs facteurs, notamment l'utilisation de granulats calcaires, un dosage d'alcalin équivalent de $3,5 \text{ kg/m}^3$, ainsi qu'une température de conservation de 20°C . En combinant ces conditions, il en résulte un gonflement final de seulement 0,29% après 750 jours.

II.5.4.3 Cas de la RAG

La Figure 58 illustre une comparaison entre les mesures d'expansion du béton développant la RAG dans notre étude et les résultats d'expansion obtenus pour des formulations similaires dans deux autres études antérieures : (Jabbour, 2018) et (Pichelin, 2020).

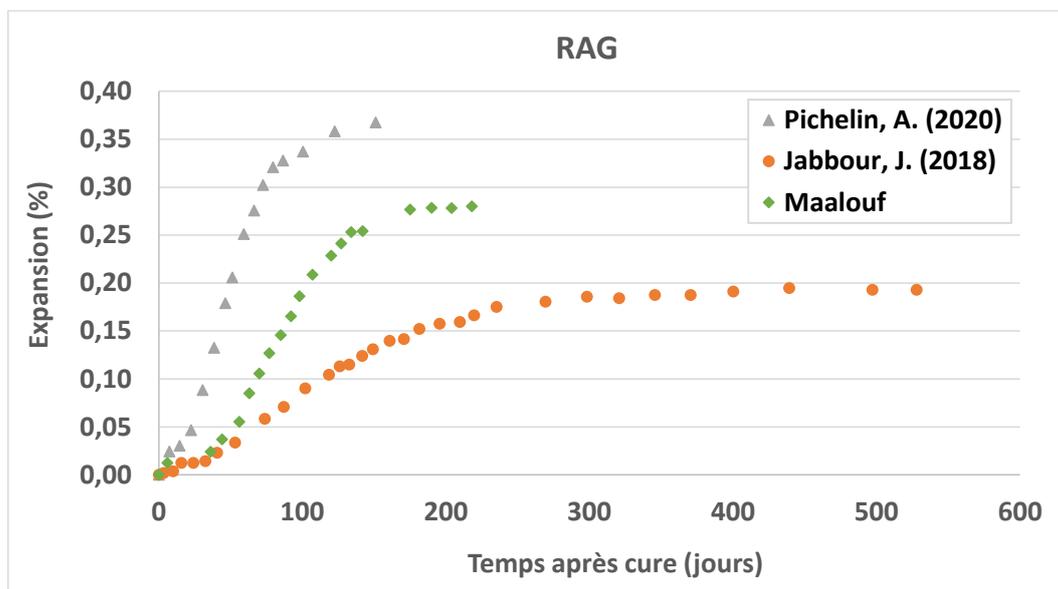


Figure 58: Comparatif avec des études antérieures - Cas de la RAG

Toutes les études ont en effet utilisé le même type de ciment, le CEM II. Cependant, il convient de noter que dans notre étude, la quantité de ciment utilisée était de 350 kg/m^3 , tandis que les deux autres études ont opté pour une quantité de 400 kg/m^3 .

L'étude de (Poyet, 2003) souligne l'impact significatif du diamètre des granulats sur la cinétique de la réaction alcali-granulat, indiquant que les expansions sont inversement proportionnelles à la surface spécifique des granulats. Cela explique le choix fait dans notre étude, ainsi que dans celle de Jabbour, d'utiliser un sable non réactif en combinaison avec des granulats réactifs. En revanche, Pichelin a utilisé des granulats réactifs tamisés pour ne conserver que la fraction supérieure à $315 \mu\text{m}$. Cette décision découle des études de (Gao, 2013), qui ont montré que l'utilisation de granulats de taille inférieure à $315 \mu\text{m}$ ne permettait pas de générer suffisamment de gel pour endommager la matrice cimentaire. Il est important de noter que les granulats

utilisés dans les trois études sont de type silico-calcaire et potentiellement réactifs vis-à-vis de la réaction alcali-granulat.

D'après (Shehata M., 2000), le dosage minimal d'alcalin équivalent nécessaire pour provoquer une expansion significative est estimé à 3 kg/m^3 . C'est pourquoi, dans le cadre de notre étude et de celle de Pichelin, l'eau de gâchage a été enrichie en NaOH sous forme de pastilles de soude afin d'atteindre finalement un dosage de 5 kg/m^3 . En revanche, Jabbour a choisi de ne pas ajouter d'alcalins supplémentaires au mélange et a maintenu un dosage de $4,24 \text{ kg/m}^3$. Cette différence dans le dosage des alcalins peut avoir des répercussions sur la réactivité du béton à la réaction alcali-granulat et, par conséquent, sur les résultats observés dans l'étude.

Il est intéressant de noter que, dans le but de minimiser la lixiviation des alcalins, ni notre étude ni celle de Pichelin n'ont renouvelé l'eau d'immersion, contrairement à Jabbour, où l'eau de conservation a été périodiquement renouvelée à la même fréquence que dans le cas de la RSI. Toutes les études ont adopté une température de conservation de l'eau à 38°C . La température de conservation peut avoir une influence sur la cinétique des réactions, bien que, elle ne semble pas affecter la valeur du gonflement final (Larive C., 1997).

Le rapport E/C (rapport eau/ciment) est pratiquement identique pour toutes les études, se situant entre 0,54 et 0,57, ce qui permet une comparaison entre les résultats obtenus.

Dans le contexte de l'étude sur la réaction alcali-granulat, il est observé que la courbe de Pichelin présente la cinétique de réaction la plus rapide et l'amplitude la plus élevée parmi toutes les autres études, avec une augmentation de 0,37% après une période de 150 jours. Cette cinétique importante pourrait être attribuée à la formulation spécifique et aux conditions de pré-conditionnement adoptées par Pichelin afin d'optimiser le gonflement et la cinétique de la réaction. Ces conditions comprennent l'utilisation de sable tamisé réactif, de granulats silico-calcaires, un dosage de 5 kg/m^3 d'alcalins équivalents, le maintien constant de la même eau de conservation tout au long de l'étude, ainsi que le maintien d'une température de 38°C . L'ensemble de ces paramètres est suffisant pour expliquer les résultats observés.

La pente de la phase d'accélération dans notre étude présente une valeur inférieure à celle observée dans l'étude de Pichelin, ce qui implique que la vitesse de gonflement de notre étude est plus modérée en comparaison avec celle de Pichelin. Après 200 jours, le taux maximal de gonflement enregistré pour notre étude atteint 0,28%. Cette différence dans la cinétique et le taux de gonflement final par rapport à l'étude de Pichelin peut être attribuée à deux principaux facteurs. Tout d'abord, nous avons utilisé un dosage en ciment de 350 kg/m^3 au lieu de 400 kg/m^3 . De plus, nous avons employé un sable non réactif plutôt qu'un sable réactif, à condition qu'il ait été tamisé de manière à éliminer les particules de taille inférieure à $315 \mu\text{m}$.

Dans le cas de l'étude menée par Jabbour, il est observé que la cinétique de la phase d'accélération est significativement plus lente en comparaison avec les deux autres études. Cette observation peut être attribuée au renouvellement de l'eau de conservation, ce qui provoque la lixiviation des alcalins. Cette lixiviation des alcalins a deux impacts majeurs sur le développement de la réaction alcali-granulat :

- Une réduction de la quantité de réactifs entraînant une diminution du volume du réactif, ce qui se traduit par une concentration de gel de la RAG moins important,
- La cinétique de la réaction décroît à mesure que la concentration du réactif principal diminue.

De plus Jabbour a utilisé un dosage d'alcalins équivalents de $4,24 \text{ kg/m}^3$, ce qui est inférieur à la valeur de 5 kg/m^3 utilisée dans les deux autres études. Finalement, après une période de 300 jours, Jabbour a atteint un palier de gonflement de 0,19%, tandis que les autres études ont atteint leur palier en seulement 150 jours.

Les choix retenus pour cette étude pour être plus représentatif des bétons d'ouvrages (en particulier la teneur en ciment de 350 kg/m^3 de béton) ont permis de s'inscrire dans des niveaux d'expansions des précédentes études pour les deux types de pathologie.

II.6 PROGRAMME EXPERIMENTAL SUR BETON ARME

II.6.1 Introduction

Dans la littérature, de nombreuses études ont été réalisées sur des échantillons de béton non armés, comme l'indique (Kollek, 1989). Cependant, le sujet de l'incidence de la présence d'armatures dans le béton sur sa perméabilité à l'air a été peu exploré. Ce choix de se concentrer sur des échantillons non armés peut être justifié par le fait que la perméabilité du béton non armé sous contraintes est généralement supérieure à celle du béton armé, en raison du rôle mécanique des barres d'acier qui réduisent l'ouverture des fissures.

Dans le cas de structures fortement armées telles que les barrages ou les centrales nucléaires, la présence d'acier dans le béton peut avoir des impacts additionnels sur les propriétés de transport, au-delà de son rôle mécanique, comme l'a relevé l'étude présentée dans (Sogbossi, 2017) :

- La présence d'acier peut provoquer la fissuration du béton même en l'absence de contraintes externes en raison du retrait empêché (Sogbossi, 2017),
- L'interface entre l'acier et le béton présente une porosité qui peut dépasser celle d'un béton non armé (Na, et al., 2002), (Horne, et al., 2007) et (Sogbossi, 2017). Cette interface peut donc créer des voies de percolation préférentielles pour les fluides, ce qui peut modifier les cinétiques et les amplitudes de transfert en raison de leur faible résistance au transfert de fluide,
- Les cages d'armatures entraînent généralement une anisotropie, c'est-à-dire, une différence des propriétés physico-chimiques et mécaniques en fonction de l'orientation de la fissuration. Cette anisotropie dans le ferrailage peut entraîner une anisotropie des propriétés de transfert dans la structure, telles que la perméabilité.

L'objectif de cette partie sera de caractériser l'impact de l'interaction entre la présence d'armatures et la perméabilité à l'air, en tenant compte de l'absence de charges externes. Ce couplage est étudié en relation avec la fissuration induite par le développement des réactions de gonflement interne, ce qui pourrait entraîner des variations significatives dans l'étanchéité des parois affectées par ces réactions. Ce travail prend également en considération différents niveaux de saturation du matériau, tout en visant à quantifier une éventuelle anisotropie.

II.6.2 Stratégie adoptée

Le but de ces travaux est de caractériser la perméabilité sur des éprouvettes armées, soumises ou non aux RGI. Trois configurations distinctes d'armatures seront utilisées dans cette étude. L'objectif principal est de quantifier l'influence de ces différentes configurations sur la perméabilité du matériau.

En outre, une deuxième partie de cette étude se penchera sur le cas des éprouvettes équipées d'armatures et développant la RAG. Nous avons défini un gonflement de référence de 0,12% pour les éprouvettes non armées et avons appliqué la même durée de conservation sur les éprouvettes armées.

Concernant les éprouvettes témoins, les mesures de perméabilité seront réalisées sur trois éprouvettes pour chaque disposition d'armatures. Pour les éprouvettes développant la RAG, la mesure de perméabilité sera effectuée sur deux éprouvettes prismatiques pour chaque disposition d'armatures.

Chaque essai de perméabilité sera réalisé pour les six niveaux de saturation adoptés dans notre étude. Cette approche permettra d'évaluer l'impact des armatures pour chaque niveau de saturation sur les propriétés de transfert.

II.6.3 Suivi d'expansion

Afin de relier l'évolution de la perméabilité à l'avancement de la RAG et l'effet des armatures sur l'expansion, le niveau de déformation des différents corps d'épreuve a été évalué.

II.6.3.1 Béton non armé

Pour les cylindres, l'expansion a été suivie le long de 3 génératrices verticales (parallèles à leur hauteur). En revanche, pour les prismes, l'expansion a été suivie dans les deux directions verticales et horizontales, sur les quatre surfaces latérales Figure 59. Les mesures V1 représentent la moyenne des deux génératrices verticales qui font face l'une à l'autre, tandis que V2 représente la moyenne des deux autres génératrices verticales. De même, H1 et H2 représentent la moyenne des quatre génératrices horizontales. La présente l'évolution d'expansions des éprouvettes RAG cylindriques et prismatiques en fonction du temps jusqu'à la fin de leur suivi pour réaliser les mesures de perméabilité. Les valeurs obtenues sur éprouvettes cylindriques proviennent de la moyenne de 4 éprouvettes cylindriques qui ont été utilisées pour le Cembureau, tandis que les valeurs des éprouvettes prismatiques représentent la moyenne des deux éprouvettes non armées.

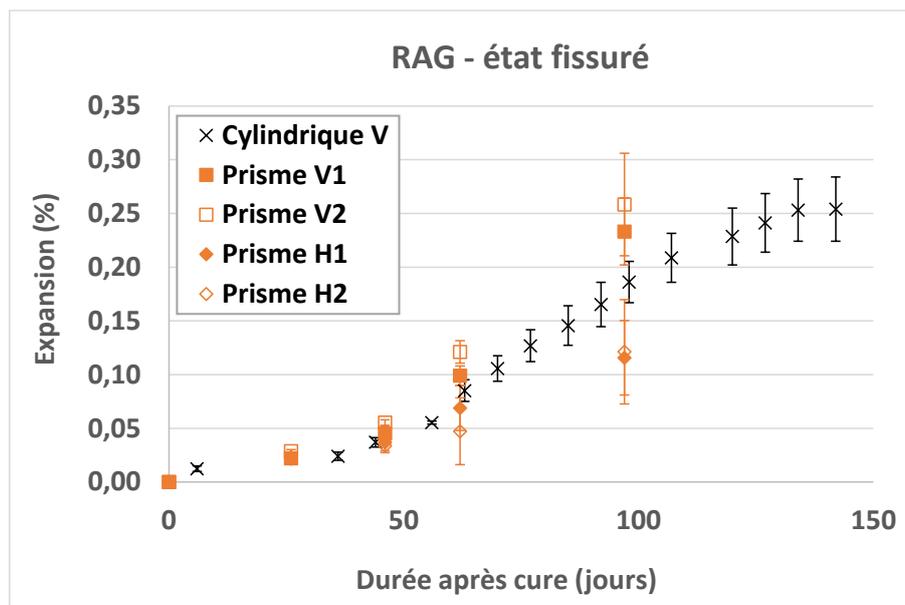


Figure 59: Comparaison de l'évolution d'expansions en fonction du temps des bétons RAG

Jusqu'à une expansion de 0,05%, les gonflements mesurés sur les éprouvettes prismatiques présentent globalement une isotropie ce qui est cohérent avec la littérature (Larive C., 1997) et (Chérueil, et al., 2023). Dans ce domaine, les déformations sur les deux types d'éprouvettes (prismatique et cylindriques) sont similaires. Au-delà, les valeurs mesurées commencent à être différentes en fonction de la direction et du type d'éprouvette. Les expansions mesurées horizontalement sont les plus faibles en comparaison avec les autres mesures. Cette anisotropie d'expansion en conditions libres a été discutée dans la littérature (Chérueil, et al., 2023). Les expansions perpendiculaires à la direction de coulage sont généralement plus faibles que les expansions mesurées parallèlement (Larive C., 1997) et (Multon, 2003). Cette différence peut s'expliquer par l'orientation des granulats mais également par des effets d'échelle (Chérueil, et al., 2023). L'écart entre les gonflements observés sur les éprouvettes cylindriques et les génératrices verticales des éprouvettes prismatiques est jugé acceptable, puisqu'il demeure en deçà de 30%. De plus, en prenant en compte l'écart type, les valeurs concordent.

Le critère de sortie de ces éprouvettes pour effectuer les mesures de perméabilité a été défini pour un gonflement minimal de 0,12% pour les éprouvettes non armées. Ces dernières ont été choisies pour la référence en lien avec le programme sur éprouvettes cylindriques présentées dans les chapitres précédents. La valeur de 0,12% a été sélectionnée pour garantir une expansion suffisante, capable d'affecter la perméabilité à l'air des éprouvettes, même dans le cas où des armatures restreindraient ces expansions. Etant donné que les mesures extensométriques sont effectuées dans les deux directions, verticale et horizontale, la valeur de 0,12% a été retenue dans la direction horizontale, qui est la plus faible. Ainsi, ce choix a conduit à des gonflements atteignant 0,24% dans la direction verticale, valeur proche de celle adoptée pour le dernier niveau d'expansion pour les mesures sur les éprouvettes cylindriques.

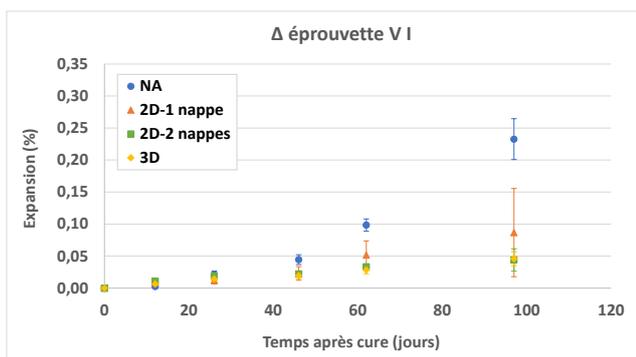
II.6.3.2 Béton armé

Dans cette partie, les mesures d'expansion des éprouvettes armées sont présentées en vue de quantifier l'impact de la présence d'armature sur l'expansion d'un béton soumis à l'effet de la

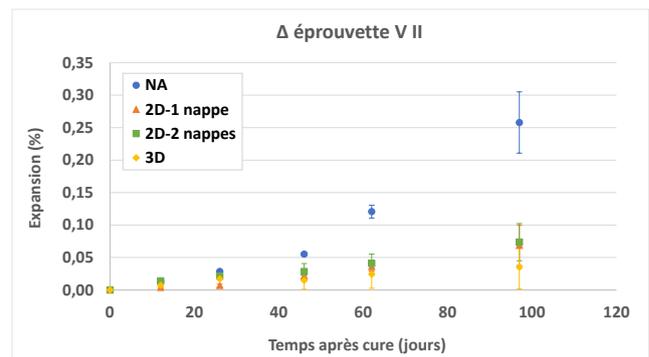
RAG. Puisque le critère d'expansion de 0,12% horizontal a été établi pour les éprouvettes non armées, différentes amplitudes d'expansion ont été observées pour les éprouvettes armées, en fonction de la génératrice et de l'orientation des armatures. Ce qui suit, présente les expansions mesurées, mettant en évidence le lien entre la présence d'armatures et l'expansion des éprouvettes de RAG pour les échantillons présentant différentes dispositions d'armatures.

Chaque mesure d'expansion et de perméabilité est présentée sous forme de moyenne de deux ou trois éprouvettes, respectivement pour le béton armé et le béton non armé. Dans le cas des prismes, l'expansion a été suivie dans les deux directions verticales et horizontales, sur les quatre surfaces latérales. Les mesures V1 représentent la moyenne des deux génératrices verticales opposées, tandis que V2 représente la moyenne des deux autres génératrices verticales. De manière similaire, H1 et H2 représentent la moyenne de deux fois deux génératrices horizontales. La Figure 60 illustre l'évolution d'expansions des éprouvettes armées et non armées développant la réaction alcali-granulat en fonction du temps pour différentes dispositions d'armatures. La Figure 61 illustre les expansions observées lorsque les éprouvettes ont été retirées de l'eau et soumises aux mesures de perméabilité à l'air.

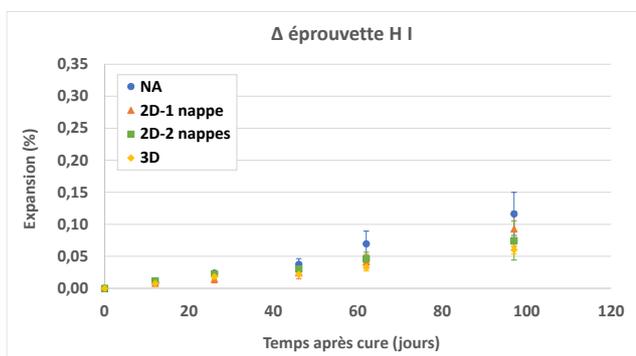
Dans le contexte des éprouvettes armées, la mesure horizontale H I est réalisée dans la direction non armée. Les mesures VI, V II et H II sont effectuées dans des directions armées.



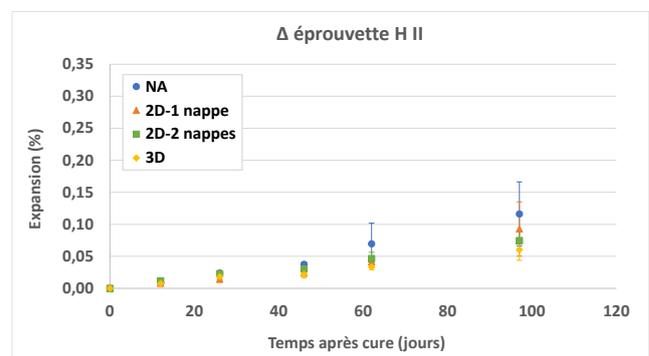
(a) Mesure extensométrique - Génératrice V I



(b) Mesure extensométrique - Génératrice V II



(c) Mesure extensométrique - Génératrice H I



(d) Mesure extensométrique - Génératrice H II

Figure 60: Evolution des expansions en fonction du temps

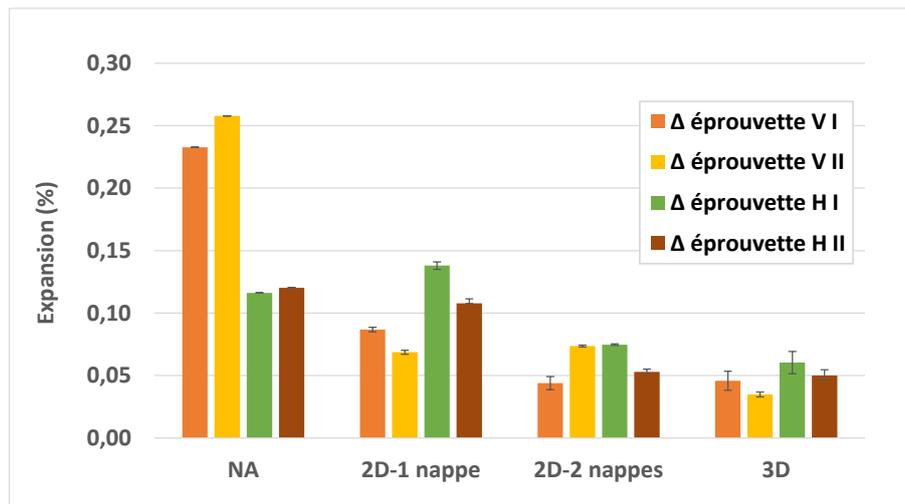


Figure 61: Expansion des éprouvettes développant la RAG pour trois configurations d'armatures différentes avant les essais de perméabilité

Ces graphiques révèlent que l'intégration d'armatures dans le béton restreint l'expansion causée par la réaction alcali-granat, comme couramment observée dans la littérature (Jones, et al., 1996) et (Mohammed, et al., 2003). Cette observation est étayée par le fait que le béton non armé a présenté la plus grande expansion, avec une moyenne de 0,24% en expansion verticale et 0,12% en expansion horizontale. Ensuite, les deux configurations 2D ont montré une moyenne d'expansion verticale de 0,075% et 0,045% et une moyenne d'expansion horizontale de 0,12% et 0,06% respectivement pour les dispositions à 1 nappe et à 2 nappes d'armatures. Enfin, le béton ayant la plus faible expansion est celui de la configuration 3D, avec une moyenne d'expansion de 0,05% dans les deux directions.

Dans un premier temps, il est nécessaire de noter l'anisotropie d'expansion présente dans les prismes non armés avec une expansion deux fois plus grande dans la direction verticale que dans la direction horizontale. Cette anisotropie de gonflement libre est couramment observée dans la littérature (Larive, 1998), (Multon, 2003) et (Chérueil, et al., 2023). Elle peut s'expliquer par l'orientation des granulats dans le béton mais également par des effets d'échelle liés en particulier aux gradients d'alcalins induits par le lessivage (Chérueil, et al., 2023).

Concernant l'effet des armatures, dans toutes les situations, les aciers disposés verticalement ont induit une diminution des expansions. Cependant, cette réduction n'a pas été observée dans les directions horizontales. En ce qui concerne les échantillons 2D-1 nappe, les armatures horizontales semblent ne pas avoir d'impact significatif. Cette absence d'effet pourrait s'expliquer par le fait que les mesures d'expansion sont effectuées en surface, où l'enrobage du béton est important, et que la longueur des armatures horizontales est relativement courte par rapport à la taille des granulats. En conséquence, la mobilisation de l'acier est plus difficile, et l'effet positif pourrait être présent uniquement à proximité des armatures. Pour ce qui est des échantillons 2D-2 nappes, une réduction des expansions horizontales est constatée dans les deux directions. Cette réduction peut s'expliquer par la meilleure répartition des armatures à l'intérieur de l'éprouvette, ce qui les rend plus efficaces pour entraver les expansions. Toutefois, il peut sembler surprenant que la réduction ait lieu même dans la direction horizontale non

armée (H I). Des effets locaux et d'interactions entre les directions pourraient être à l'origine de cette réduction.

Le programme initial prévoyait le même plan expérimental sur béton armé de RSI. Toutefois, le béton réalisé pour cette partie du programme a présenté des expansions trop lentes pour que les mesures de perméabilités puissent être intégrées à ce travail de thèse. Les mesures d'expansion ne sont donc pas présentées dans le mémoire.

La présence d'armatures a modifié le niveau d'expansion dans les différentes directions des éprouvettes armées et a eu un impact sur l'expansion totale du béton. Les armatures dans le sens longitudinal réduisent fortement l'expansion verticale. L'expansion horizontale est amortie au fur et à mesure que l'on densifie le ferrailage dans l'épaisseur. En se basant sur la littérature, on peut donc attendre une modification de l'orientation de la fissuration en relation avec le niveau d'expansion dans les différentes directions : la fissuration de RGI la plus importante peut être attendue perpendiculairement aux directions présentant les plus grandes expansions (Multon, 2003). Les différents facteurs, tels que l'ouverture des fissures induites par les RGI et la surface d'interface acier/béton auront donc des effets couplés sur les mesures de perméabilité réalisées dans le dernier chapitre pouvant induire une forte anisotropie de cette grandeur.

II.7 CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à la description détaillée du programme expérimental et des protocoles expérimentaux mis en place pour caractériser l'impact des réactions de gonflement interne sur les propriétés de transport et les propriétés physico-chimiques des bétons affectés par ces pathologies.

Dans un premier temps les matériaux d'études sont présentés. Trois bétons sont étudiés : le béton témoin servant de référence et les bétons atteints de RSI et de RAG. Ils sont issus de deux formulations qui s'appuient en partie sur plusieurs études antérieures. Les protocoles de conservation sont adaptés pour atteindre les expansions visées notamment concernant les traitements thermo-hydriques. Une partie de l'étude est consacrée à l'effet des armatures sur la perméabilité à l'air de bétons endommagés par RGI. Les dispositions des armatures ont été présentées à la suite des formulations des bétons.

Les protocoles de caractérisation physico-chimique et mécanique ont également été abordés. Le suivi de la variation de masse et de la déformation permettra de caractériser l'avancement des pathologies dans le béton. Les essais mécaniques ont été spécifiquement choisis pour évaluer le niveau de détérioration subi par les bétons soumis à ces expansions et ainsi quantifier l'endommagement mécanique. De plus, les essais physiques sélectionnés visent à mettre en lumière l'impact de la fissuration sur les propriétés de transport pendant le développement des RGI.

Les chapitres suivants étant consacrés à l'analyse de l'évolution de la perméabilité à l'air des bétons, le suivi de l'expansion de l'ensemble des éprouvettes a été présenté dans ce chapitre. Le suivi des bétons au fil du temps a permis de constater l'impact de ces pathologies internes

sur les éprouvettes de béton. Les expansions ont montré des cinétiques habituelles avec une phase de latence, d'accélération et de stabilisation. Les observations réalisées à l'œil nu tout le long des expansions et au vidéo-microscope à 0,22% d'expansion confirment la différence de faciès entre les fissures de RSI et de RAG. L'ouverture, presque 10 fois plus importante dans le cas de la RAG semble localisée contrairement à la fissuration de RSI plus diffuse, en témoigne les variabilités d'expansion en fonction des génératrices sur les bétons de RAG, plus modérées sur les bétons de RSI. En comparant les résultats des mesures extensométriques obtenues avec des études antérieures, il a été clairement démontré l'impact prépondérant du pré-conditionnement et du traitement sur la cinétique et l'ampleur du gonflement final des bétons affectés par les réactions de gonflement interne.

Sur les éprouvettes armées, les mesures extensométriques ont confirmé que la présence d'armatures dans le béton peut réduire de manière importante l'expansion des bétons développant des RGI, de sorte que le béton non armé présente les expansions les plus importantes. Les résultats d'expansion sur ces éprouvettes non armées, montrent une forte anisotropie de gonflement entre les génératrices verticales et horizontales avec un gonflement horizontal divisé par 2. La présence d'un lit d'armatures verticales réduit le niveau d'expansion de manière significative. La présence additionnelle d'armatures horizontales diminue également l'expansion dans cette direction. L'anisotropie existante sur les éprouvettes de béton non armé est réduite avec la présence des armatures. L'anisotropie d'expansion étant liée à l'anisotropie de fissuration, les mesures de perméabilité à l'air réalisées sur ces éprouvettes doivent être analysées en conséquence.

CHAPITRE III : PERMEABILITE A L'AIR DES BETONS ATTEINTS DE RGI

III.1 INTRODUCTION

Lors du processus de vieillissement des ouvrages, il est possible d'observer le développement de certaines pathologies, en particulier les réactions de gonflement interne qui englobent la réaction sulfatique interne et la réaction alcali-granulat. Le développement des réactions de gonflement interne donne lieu à des expansions qui ont le potentiel de provoquer une réduction des caractéristiques mécaniques du matériau et une augmentation de ses propriétés de transfert. Dans ce chapitre, nous aborderons de manière détaillée l'impact des réactions de gonflement interne sur la perméabilité à l'air des bétons atteints de RGI et comment son développement peut altérer la microstructure du béton, conduisant à la création de nouvelles fissures, ce qui modifie ses propriétés de perméabilité à l'air.

Dans le chapitre précédent, nous avons exposé les protocoles de mesure et examiné l'état de gonflement des bétons au cours du temps. À présent, nous allons examiner les conséquences des réactions de gonflement interne sur diverses propriétés de transport, à savoir la porosité totale accessible à l'eau, la porosimétrie, la diffusivité, la perméabilité apparente et la pente de Klinkenberg. Comme précisé dans le chapitre antérieur, nous réaliserons des mesures de perméabilité en surpression et sous dépression afin de confirmer l'intérêt des mesures en situation de dépression dans le contexte des RGI.

Comme indiqué dans le chapitre précédent, les mesures ont été effectuées sur un béton de référence (témoin) et deux bétons sujets aux réactions de gonflement interne (RSI et RAG). Ces mesures ont été prises à plusieurs niveaux de gonflement, comprenant l'état initial, une expansion de 0,06%, une expansion de 0,12% et enfin une expansion de 0,22%. L'objectif est d'évaluer l'impact du type de réaction sur la perméabilité à l'air à différents niveaux de gonflement : d'un état où les fissures sont peu visibles (0,06%) à un état avec une dégradation significative (0,22%). De plus, ces mesures ont été réalisées sur une gamme d'états de saturation, allant d'un niveau quasiment saturé (80% de saturation) jusqu'à un état complètement sec (0% de saturation). Dans tout ce travail, deux domaines de saturation sont distingués : le domaine de saturation pouvant être rencontré dans les structures en service, allant de 100 à 20%, et un domaine de saturation propre aux normes de mesure de la perméabilité après séchage à 80°C (environ 3% de saturation) et à 105°C (état de référence correspondant à 0% de saturation dans ce travail). Il est important de noter que, dans un béton avec expansion, l'impact de l'état de saturation n'est probablement pas aussi uniforme que dans un béton à l'état initial, du fait de l'impact de fissures sur les processus de séchage.

III.2 PROPRIETES DE TRANSPORT

Ce chapitre expose l'évolution des propriétés de transport, notamment la cinétique de séchage, la cinétique de l'écoulement d'air, ainsi que la perméabilité apparente, pour les divers types de béton examinés au cours de cette étude. Ces propriétés de transport sont fortement liées à la

porosité et à la répartition porale des bétons. L'analyse des résultats va donc débiter avec la présentation des résultats obtenus pour ces deux propriétés.

III.2.1 Porosité totale et porosimétrie

III.2.1.1 Porosité totale des bétons

Le graphique de la Figure 62 donne les porosités totales des bétons dans leur état initial et leurs évolutions en fonction de différents niveaux de gonflement.

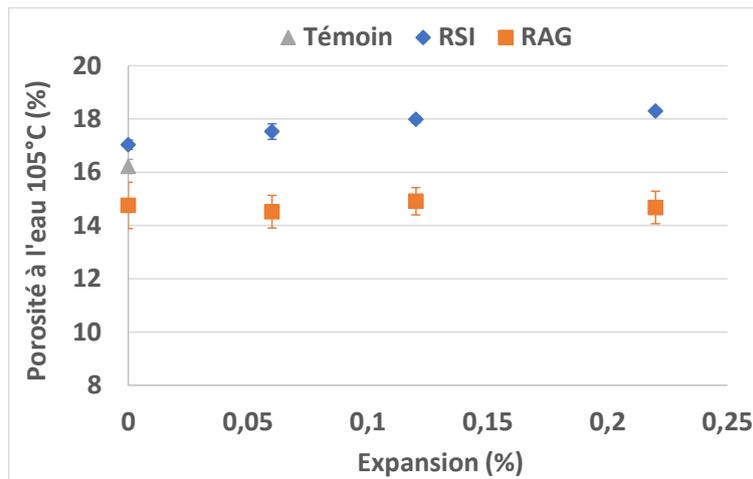


Figure 62: Évolution de la porosité en fonction de l'expansion pour les bétons développant les RGI

A l'état initial, les bétons témoin et RSI, ayant la même formulation mais ayant subi des cures différentes, présentent des niveaux de porosité distincts, mesurant respectivement 16,2% et 17%. Cette différence découle principalement du traitement thermique subi par le béton RSI au cours des 7 premiers jours pour favoriser le développement de la réaction sulfatique interne. Le béton RAG, quant à lui, ayant été soumis à la même cure que le béton témoin mais utilisant un type de granulats différent, affiche la porosité la plus basse, à hauteur de 14,8%. La nature minéralogique des granulats a un impact sur l'auréole de transition à l'interface pâte/grulats ce qui a des conséquences sur la porosité et les propriétés mécaniques des bétons (Brunetaud, 2005) et (Malbois, et al., 2017). Ainsi, dans le but de minimiser les risques de dégradations des propriétés mécaniques de leurs bétons, l'Andra a privilégié l'utilisation de granulats calcaires, à savoir ceux de la carrière du Boulonnais. Cette nature minéralogique présente l'avantage de développer une bonne interface avec la matrice cimentaire puisque la croissance épitaxiale des produits de l'hydratation sur ces granulats confère au matériau une bonne rigidité (Reda, et al., 1999), (Makani, et al., 2006) et (Makani, 2013). Les granulats ont une capacité d'absorption de l'eau inférieure à 0,7%. La présence de fines dans les coulages avec granulats siliceux pourrait expliquer en partie cette différence comme l'a souligné Perlot dans ces travaux (Perlot-Bascoules, 2005).

Au cours des dégradations, l'évolution de l'expansion a entraîné une augmentation de la porosité du béton RSI, atteignant une valeur de 18,3% pour une expansion de 0,22%. La fissuration diffuse engendrée par la RSI provoque une augmentation significative du volume de pores dans

l'échantillon malgré leur faible taille, ce qui n'est pas le cas de la fissuration de RAG qui est beaucoup plus ouverte mais qui semble moins importante en termes de volume. Cette différence de localisation de fissure se retrouve dans l'analyse du coefficient de variation qui est plus important dans le cas de la RAG que celui de la RSI. Du fait de la différence de morphologie de fissuration entre les deux pathologies, il est fortement probable que l'augmentation de porosité et plus particulièrement l'augmentation de volume apparent attribuable à l'expansion causée par la RAG ne soit pas détectée lors de la pesée hydrostatique. En effet, les fissures de RAG sont plus débouchantes et plus ouvertes et peuvent être drainées dès la pesée en air après la pesée en eau, l'eau de ces fissures étant absorbée par le chiffon humide passé sur l'échantillon entre pesée en eau et pesée en air. Si l'augmentation de volume apparent n'est pas détectable alors l'augmentation de porosité ne peut l'être et cela semble se produire pour le béton de RAG.

En comparaison, les travaux de (Pichelin, 2020) ont révélé une évolution de la porosité presque similaire à la nôtre. En effet, la porosité a montré une augmentation plus marquée pour le béton RSI, atteignant environ 12%, tandis que dans le cas du béton RAG, cette augmentation était d'environ 4%.

III.2.1.2 Porosimétries initiales des bétons

En complément de l'évaluation de la porosité à l'eau, nous avons réalisé une caractérisation des pores à l'aide de la technique d'intrusion de mercure, afin de caractériser les micro et mésopores et le rayon poral moyen.

Les graphiques de la répartition des pores sont affichés dans les Figure 63, Figure 65 et Figure 67, et les courbes cumulatives sont montrées dans les Figure 64, Figure 66 et Figure 68, où les résultats sont exposés pour les éprouvettes témoins ainsi que pour les éprouvettes soumises aux RGI à l'état initial ainsi qu'après avoir subi trois gonflements. Ainsi les Tableau 20, Tableau 21 et Tableau 22 présentent les tableaux récapitulatifs des volumes d'intrusion cumulative des trois types de bétons à l'état initial et à l'état gonflé.

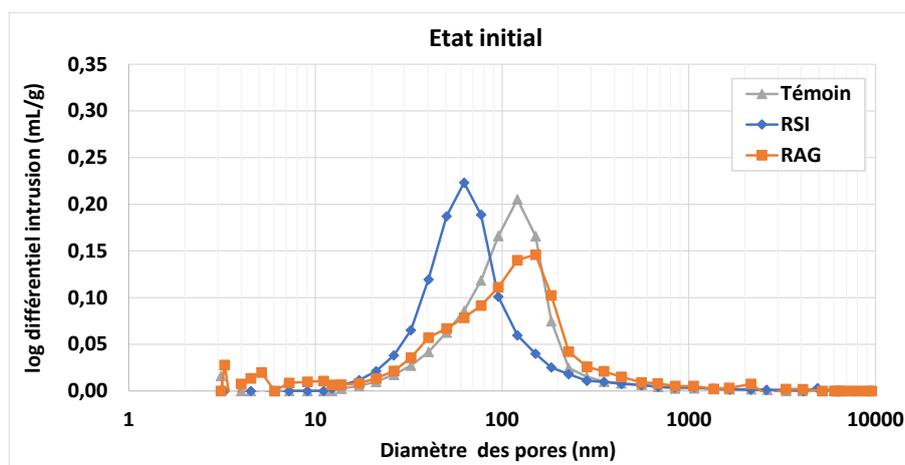


Figure 63: Distribution de la porosité des éprouvettes à l'état initial

Les bétons témoin et RAG possèdent respectivement une majorité de pores de rayon 120 nm et 135 nm. Ils ont tous les deux une cure endogène identique, et leurs granulats diffèrent par leur

nature minéralogique, granulats calcaires pour le béton témoin et silico-calcaires pour la RAG mais aussi par la présence de fines, plus importante dans le cas du béton de RAG (Perlot-Bascoules, 2005). On observe donc un autre pic sur le béton de RAG situé environ à 6 nm constituant une porosité plus fine à cause de cette présence de fines et de silice dont le rapport C/S doit être plus faible entraînant la formation de C-S-H plus dense (Edwin, et al., 2017).

Le pic de diamètre des pores du béton RSI est d'environ 62 nm, ce qui représente une diminution d'environ 50% par rapport au diamètre des pores précédents, s'expliquant par le traitement thermique au jeune âge qui a tendance à densifier le réseau poreux et réduire le volume global de porosité accessible à l'eau.

Le volume total de mercure nécessaire pour saturer la porosité est de 0,12 mL/g pour la RSI, tandis qu'il est de 0,11 mL/g pour le béton témoin et le béton atteint de RAG. Ainsi, la volumétrie globale est réduite pour ce béton, comme observé lors des tests de porosité accessible à l'eau, principalement en raison de la présence de fines dans le mélange de béton RAG, qui comblent une partie significative de la porosité.

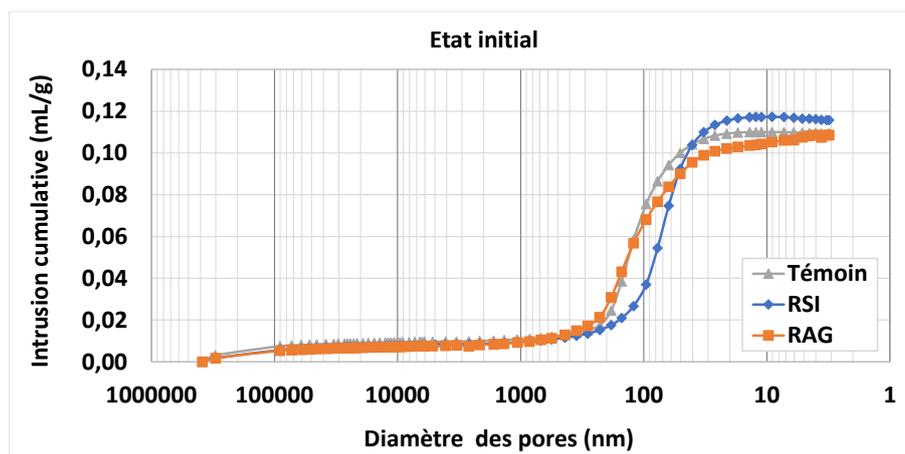


Figure 64: Porosimétrie par intrusion de mercure des éprouvettes à l'état initial

Type de béton	Volume d'intrusion cumulative (mL/g)
Témoin	0,11
RSI	0,12
RAG	0,11

Tableau 20: Récapitulatif des volumes d'intrusion cumulative des trois bétons à l'état initial

Comme précédemment observé dans la Figure 63, les caractéristiques porométriques des bétons témoin et RAG sont pratiquement identiques, en particulier pour les pores dont le diamètre dépasse les 100 nm. En revanche, pour le béton RSI, le diamètre moyen des pores est inférieur à celui des deux autres types de béton. Cette différence peut être attribuée au traitement thermique auquel le béton RSI a été soumis. Le béton RSI affiche la plus grande valeur d'intrusion cumulative, ce qui se traduit par la porosité totale la plus élevée, suivie par le béton

témoin, puis le béton RAG, avec des valeurs respectives de 0,12 mL/g, 0,11 mL/g et 0,11 mL/g. Ces résultats concordent avec ceux obtenus lors des tests de la porosité à l'eau.

III.2.1.3 Porosimétrie des bétons atteints de RGI

III.2.1.3.1 Béton atteint de RSI

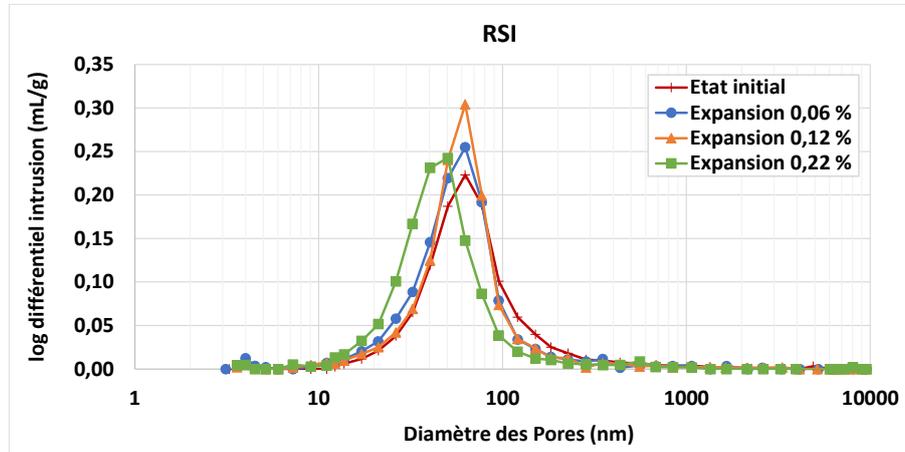


Figure 65: Distribution de la porosité des éprouvettes RSI à l'état initial ainsi qu'aux états fissurés

Dans le cas du béton RSI, le pic du diamètre des pores reste constant à 62 nm pour les bétons à l'état initial ainsi que pour ceux ayant subi un gonflement atteignant 0,12%. Cette stabilité du diamètre des pores pourrait s'expliquer de deux manières : par le fait que l'ouverture de nouveaux pores due à l'expansion est compensée par la formation d'ettringite lors du développement de la réaction, ce qui vient obstruer toute ouverture supplémentaire des pores ou que l'ouverture de fissure est du même ordre de grandeur que le réseau poreux d'origine. La seule différence entre ces 3 bétons réside dans la quantité de mercure nécessaire pour atteindre ce pic, c'est-à-dire la quantité de matière nécessaire à combler ces vides. En effet, la quantité de mercure augmente à mesure que le niveau d'expansion augmente, passant de 0,23 mL/g pour le béton à l'état initial à 0,30 mL/g pour le béton ayant subi un gonflement de 0,12%, soit une augmentation de près de 30% en termes de volume. Au-delà de ce taux d'expansion, une diminution du pic du diamètre des pores est observée, avec une valeur variante proche de 45 nm. Cette observation peut s'expliquer par le fait que la formation d'ettringite devient plus importante, venant réduire le diamètre apparent de la porosité globale.

Pour autant la quantité de mercure nécessaire à remplir la porosité augmente également pour l'expansion de 0,22% traduisant une densification du réseau de fissures.

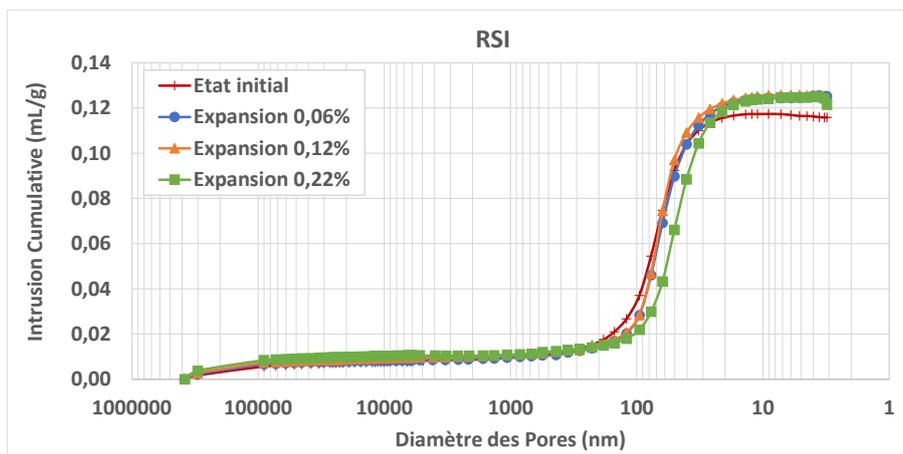


Figure 66: Porométrie par intrusion de mercure des éprouvettes RSI à l'état initial ainsi qu'à l'état fissuré

Type de béton	Volume d'intrusion cumulative (mL/g)		
	Expansion 0,06%	Expansion 0,12%	Expansion 0,22%
RSI	0,13	0,12	0,12

Tableau 21: Récapitulatif des volumes d'intrusion cumulative du béton RSI à l'état gonflé

III.2.1.3.2 Béton atteint de RAG

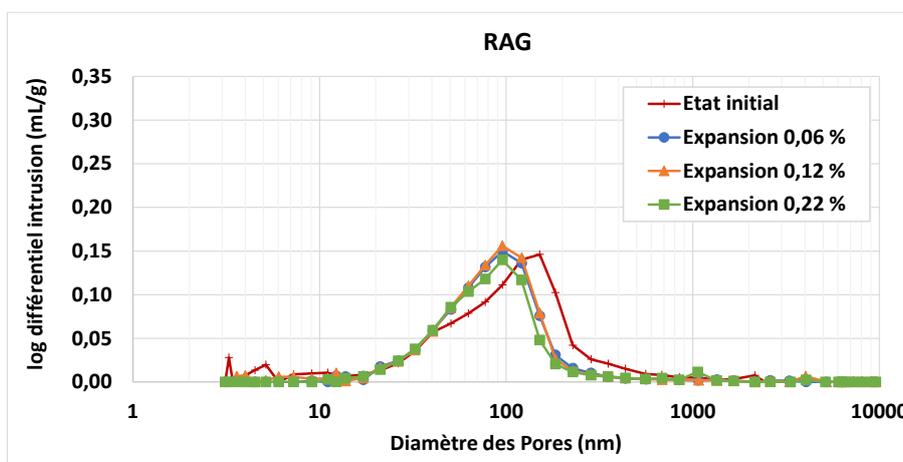


Figure 67: Distribution de la Porosité des éprouvettes RAG à l'état initial ainsi qu'à l'état fissuré

À l'état initial, le béton RAG présente un pic pour le diamètre des pores de 135 nm. Quel que soit le niveau d'expansion du béton, ce pic diminue à une valeur de 95 nm. Le volume nécessaire à remplir la porosité diminue légèrement entre le béton à l'état initial et les bétons ayant subis une expansion. Cette réduction de la taille des pores être attribuée à l'avancement de l'hydratation du ciment et à la formation de produits lors de la réaction alcali-silice aux interfaces entre la pâte de ciment et les granulats (ITZ) ce qui viennent obstruer un certain volume de pores, réduisant ainsi leur diamètre. La quantité de mercure nécessaire pour remplir la porosité totale reste presque constante tout au long du vieillissement, ce qui indique une porosité totale stable malgré l'augmentation de l'expansion, confirmant ainsi les résultats obtenus dans la section précédente des tests de porosité à l'eau.

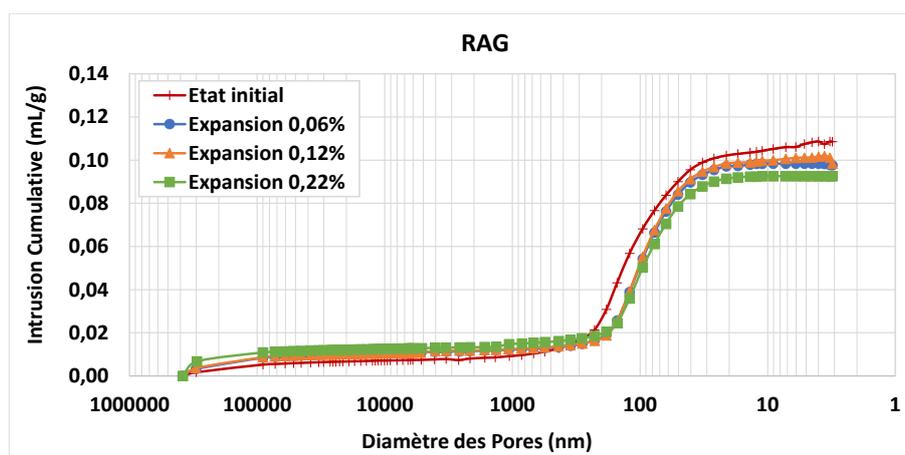


Figure 68: Porosimétrie par intrusion de mercure des éprouvettes RAG à l'état initial ainsi qu'à l'état fissuré

Type de béton	Volume d'intrusion cumulative (mL/g)		
	Expansion 0,06%	Expansion 0,12%	Expansion 0,22%
RAG	0,10	0,10	0,09

Tableau 22: Récapitulatif des volumes d'intrusion cumulative du béton RAG à l'état gonflé

III.2.1.3.3 Synthèse

Les mesures de porosité et la caractérisation porosimétrique au cours des gonflements ne montrent que des modifications relativement mineures. La RSI provoque une certaine augmentation de la porosité totale et une densification du réseau de fissures avec l'augmentation de l'expansion. L'effet de RAG sur la porosité totale n'est pas significatif. Le rayon moyen des pores semble diminué entre l'état initial et l'état dégradé dès l'expansion de 0,06% avec peu de variation pour les expansions supérieures. Les faibles dimensions des échantillons peuvent ne pas convenir pour évaluer l'effet d'une fissuration peu dense (une fissure par granulat généralement observée pour la RAG).

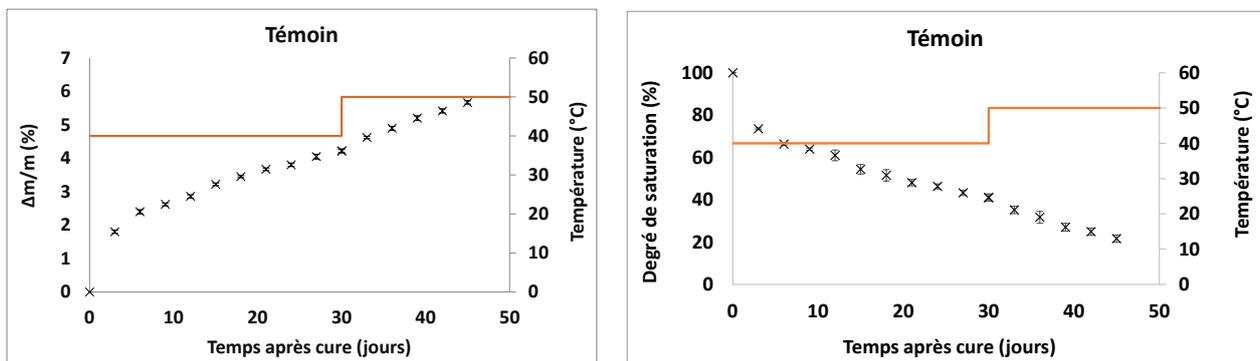
III.2.2 Cinétique de séchage

Afin de contrôler le degré de saturation des échantillons avant de mesurer la perméabilité à l'air, tous les échantillons ont été soumis à des conditions de séchage contrôlée. La cinétique du séchage du béton est influencée par plusieurs facteurs, tels que la température, la composition du béton, l'épaisseur de l'échantillon de béton, l'humidité relative de l'air ambiant, etc. Pour notre étude, nous avons opté pour la surveillance de la cinétique du processus de séchage du béton en effectuant des mesures de perte de masse en fonction du temps. Il convient de souligner que les surfaces latérales de ces échantillons sont recouvertes d'une feuille d'aluminium, créant ainsi une barrière empêchant tout échange hydrique avec l'environnement extérieur. Par conséquent, seules les surfaces supérieures et inférieures sont exposées au séchage qui peut être considéré unidirectionnel. Ces mêmes échantillons seront utilisés ultérieurement pour effectuer des mesures de perméabilité à l'air. Cette cinétique est représentative du transport d'eau dans le matériau et donc de sa diffusivité hydrique.

Dans des conditions sévères, le séchage du béton conduit à du retrait empêché et à une fissuration plus moins importante à cause de gradient hydrique entre la peau et le cœur de l'échantillon, cette fissuration est associée aux incompatibilités de déformations entre la matrice cimentaire et les granulats (Perraton, 1992) et (AFPC-AFREM, 1997). Pour ce travail, nous avons choisi de nous focaliser sur le comportement en service des ouvrages et donc sur les résultats obtenus pour une plage de températures de séchage comprises entre 40°C et 50°C, permettant d'avoir des taux de saturation supérieurs ou égaux à 20%. En réalité, il existe des périodes d'homogénéisation variables, lesquelles ne sont pas représentées dans les graphiques par souci de simplification. Pendant ces intervalles de temps, il se produit une répartition de la saturation interne, qui, bien qu'elle ne soit pas parfaitement achevée, peut être considérée comme suffisante pour obtenir des mesures significatives en prenant en compte le taux de saturation moyen comme une représentation fidèle de l'échantillon (Quenard, et al., 1997).

III.2.2.1 Cas du béton témoin

Les graphiques de la Figure 69 représentent l'évolution de la perte de masse (a) ainsi que du degré de saturation (b) du béton témoin au fil du temps pour deux températures de séchage de 40°C et 50°C. Les graphiques présentés correspondent à la moyenne des données obtenues à partir de trois échantillons distincts (haut, centre et bas) de l'éprouvette considérée.



(a) Perte de masse

(b) Degré de saturation

Figure 69: Evolution de la perte de masse et de la saturation en fonction de la durée de séchage – Cas du béton témoin

Dans le but d'établir un point de comparaison pour évaluer l'effet du développement des RGI sur le processus de séchage, nous avons suivi le processus de séchage d'un échantillon du béton témoin. Ce béton témoin requiert une période de 47 jours pour atteindre une saturation de 20%.

Les variations observées entre les échantillons prélevés à partir de la même éprouvette présentent des dispersions très limitées.

La Figure 70 illustre les valeurs cumulatives en jours requises pour atteindre les différents taux de saturation pour les échantillons de béton de référence exempt de toute pathologie interne.

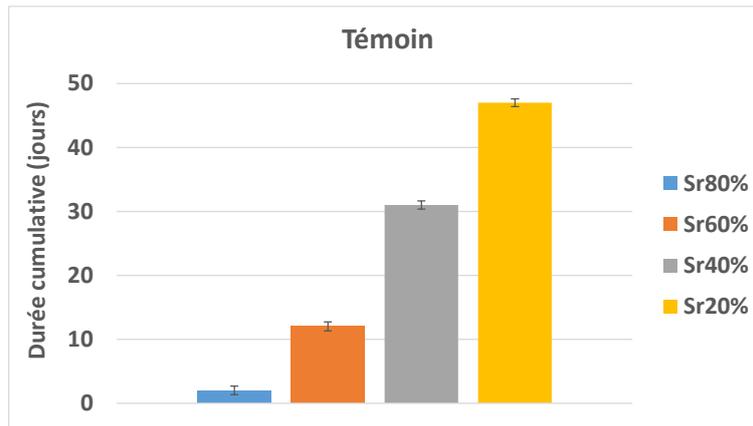
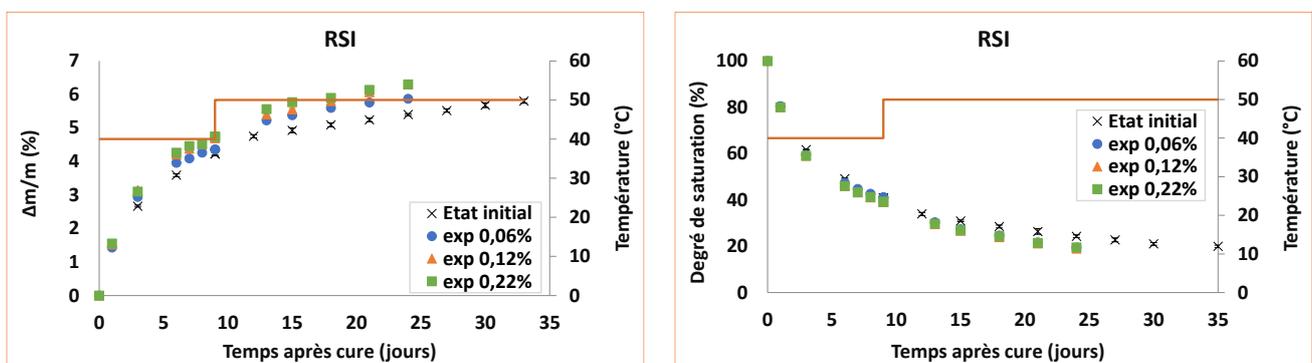


Figure 70: Durée cumulée nécessaire pour passer d'un taux de saturation à un autre

III.2.2.2 Cas de la RSI

La Figure 71 représente comment la perte de masse (a) et le degré de saturation (b) évoluent au fil du temps pour deux températures de séchage de 40°C et 50°C, à l'exception du cas de l'état initial où le séchage a été maintenu à 40°C. Le suivi a été effectué sur le béton à l'état initial ainsi que sur les bétons qui ont subi un gonflement. La Figure 72 présente la durée cumulée demandée pour passer d'un taux de saturation à un autre plus bas, pour différents niveaux de gonflement.

Il faut noter que les graphiques présentés correspondent à la moyenne des données obtenues à partir de trois échantillons distincts (haut, centre et bas) de l'éprouvette considérée.



(a) Perte de masse

(b) Degré de saturation

Figure 71: Evolution de la perte de masse et de la saturation en fonction de la durée de séchage – Cas de la RSI

Il est important de rappeler qu'un des facteurs majeurs qui peuvent influencer ces résultats concernant le béton à l'état initial est le processus de séchage utilisé, qui consiste uniquement en une exposition à une température de 40°C jusqu'à ce que la saturation atteigne 20%, à la différence des éprouvettes atteintes de RGI qui sont passées à 50°C. A cette température, les courbes démontrent que plus le béton a subi un gonflement important, plus la perte de masse et la cinétique de perte sont élevées, bien que de manière modérée (inférieure à 5%). La figure 11 présente la durée cumulée nécessaire pour atteindre chaque taux de saturation pour les différents niveaux d'expansion du béton de RSI.

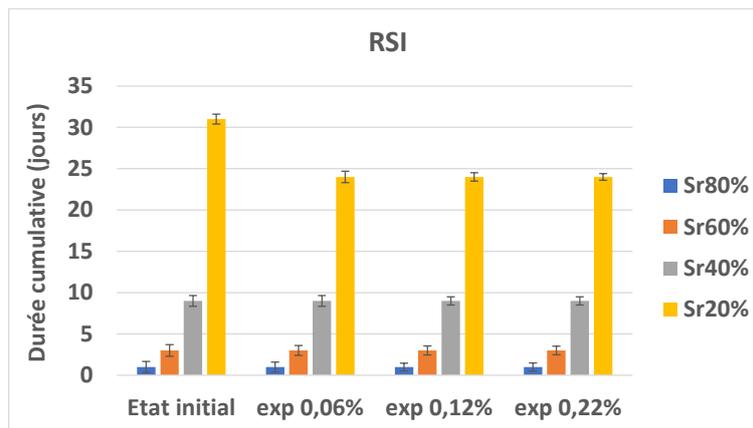


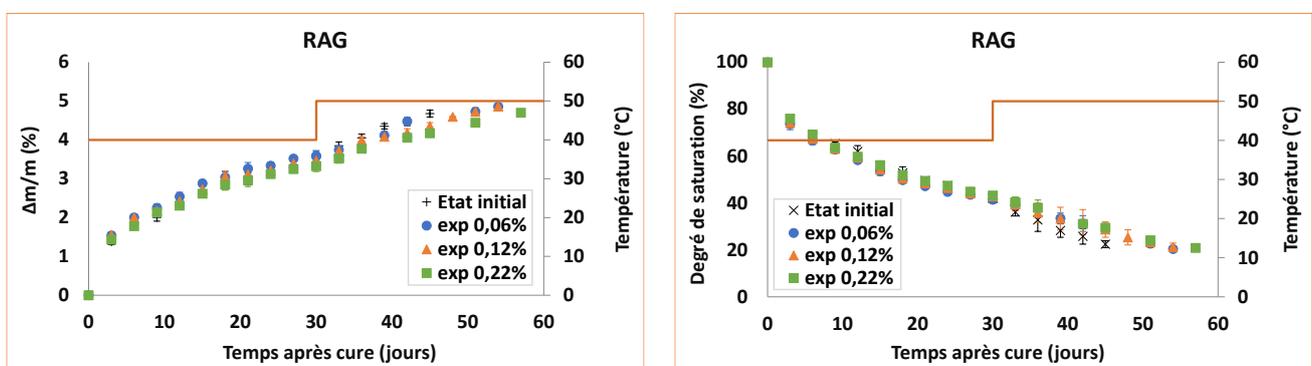
Figure 72 : Durée cumulative nécessaire pour passer d'un taux de saturation à un autre en fonction du niveau de gonflement

Pour les niveaux de saturation compris entre 80% et 40%, les délais requis pour passer d'un taux de saturation à un taux plus faible sont similaires, indépendamment de l'état d'expansion du béton, qu'il soit sain ou fissuré. Ensuite, une légère différence apparaît entre l'état initial et les bétons atteints de RSI, où il faut environ 15% de temps supplémentaire pour atteindre une saturation de 20%. Il est probable que les fissures initialement formées par la RSI à l'intérieur de l'échantillon prennent du temps pour se propager jusqu'à la surface de l'échantillon. Il est nécessaire qu'un processus de séchage significatif se produise pour relier les fissures superficielles provoquées par le séchage aux fissures plus profondes provoquées par la RSI.

III.2.2.3 Cas de la RAG

La Figure 73 représente l'évolution du degré de saturation au fil du temps pour deux températures de séchage de 40°C et 50°C. Le suivi a été effectué sur le béton à l'état initial ainsi que sur les bétons qui ont subi un gonflement.

Les graphiques présentés correspondent à la moyenne des données obtenues à partir de trois échantillons distincts (haut, centre et bas) de l'éprouvette en question.



(a) Perte de masse

(b) Degré de saturation

Figure 73 : Evolution de la perte de masse et de la saturation en fonction de la durée de séchage – Cas de la RSI

Les cinétiques de séchage observées sont en accord avec celles observées habituellement dans la littérature (Brue, 2009) et (Abdou Ibro, 2020). La Figure 74 présente la durée cumulative nécessaire pour atteindre chaque taux de saturation pour les différents niveaux d'expansion du béton de RAG.

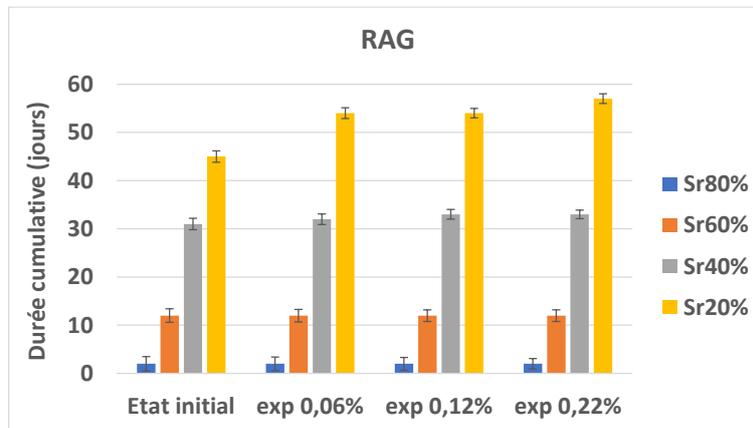


Figure 74 : Evolution de la perte de masse et de la saturation en fonction de la durée de séchage – Cas de la RAG

Pour les niveaux de saturation situés entre 80% et 40%, les délais nécessaires pour passer d'un taux de saturation à un taux plus bas sont similaires, indépendamment de l'état du béton, qu'il soit en bon état ou fissuré par la RAG. Cependant, les délais requis pour atteindre un taux de saturation de 20%, sont plus longs à mesure que l'expansion augmente. Les fissures créées localement et non connectées en surface peuvent jouer le rôle d'espace tampon ralentissant les transferts. Les phénomènes d'évapo-condensation étant plus longs dans des espaces plus grands (fissures) où l'équilibre est plus long à atteindre. Cette différence pourrait également s'expliquer par la formation de produits de l'alcali-réaction dans la porosité et la fissuration induite, venant obstruer partiellement les chemins de percolation vers l'extérieur créés par les fissures résultant du développement de la RAG, ralentissant ainsi le processus de séchage. La part de chacun de ces phénomènes est difficile à dissocier.

III.2.2.4 Synthèse

Les résultats obtenus pour les bétons soumis à la réaction sulfatique interne et à la réaction alcali-granulats pour différents niveaux de gonflement indiquent que les endommagements subis par le béton ont un impact sur la cinétique de séchage et la diffusivité hydrique du béton, mais cet impact est très limité. Ces conclusions concordent avec celles observées pour des bétons soumis à des contraintes de nature mécaniques. Ainsi, (Samaha, et al., 1992) ont observé des effets similaires de la fissuration sur la diffusivité pour des chargements mécaniques atteignant des niveaux de contrainte supérieurs à 75% de la résistance à la compression (f_c). De plus, plusieurs auteurs ont constaté que l'effet de la fissuration sur l'augmentation de la diffusivité du matériau reste limité par rapport à l'effet de la diminution de la teneur en eau du matériau lui-même (Bazant, et al., 1987) (Picandet, 2001). En d'autres termes, même lorsque le béton est soumis à une fissuration importante par chargement mécanique, l'augmentation de la diffusivité hydrique du béton reste limitée. La perméabilité est plus sensible à la fissuration que

la diffusivité car les moteurs mis en jeu sont différents. Lors d'un essai de perméabilité, on applique une différence de pression, si un réseau de fissures existe et connecte les deux faces de l'échantillon, la perméabilité est fortement augmentée même si la fissure percolante est très tortueuse. La diffusivité elle, est plutôt liée à la concentration locale en eau. Une fissure va permettre au béton alentour de pouvoir sécher plus rapidement par augmentation de la surface spécifique sèche. Si cette fissure n'est pas connectée à la surface, elle va jouer le rôle d'un espace tampon ou les équilibres hydriques vont chercher à être atteints donc sans modification de diffusivité voire une baisse envisageable. Il en est de même pour des fissures tortueuses non connectées. Si la fissure est connectée à la surface alors effectivement ces lèvres vont pouvoir sécher plus rapidement, la diffusivité locale est accrue. Cependant la zone d'influence de ce séchage est très limitée en profondeur aux pourtours de la fissure. Et sous cette zone de diffusivité accrue, la diffusivité globale reste inchangée car pilotée par le réseau poreux du béton autour des fissures. Les lèvres de la fissure peuvent sécher plus rapidement mais globalement l'échantillon ne séchera pas plus vite. Pour voir un effet de la fissuration sur la diffusivité, il faudrait que les fissures soient en très grand nombre et fortement connectées à la surface, afin que la surface spécifique sèche développée prenne le dessus sur le volume de béton sous-jacent qui pilote la diffusivité. Malgré les fortes expansions atteintes au cours de l'étude et la fissuration en découlant, il semble que celle-ci ne soient pas encore suffisamment dense et ou connectée à la surface pour que l'on ait pu constater une évolution significative de diffusivité.

III.2.3 Cinétiques d'écoulements d'air

La cinétique d'écoulement représente un paramètre significatif, car elle fournit des données essentielles concernant les vitesses de percolation et la nature des chemins associés, notamment la tortuosité et la constructivité du réseau. Elle peut être exploitée pour mettre en évidence diverses modalités d'écoulement, qu'elles soient diffuses à l'intérieur du milieu ou concentrées dans des fissures.

Dans cette partie, nous nous penchons sur l'étude de la cinétique de l'écoulement d'air dans des bétons témoin et soumis aux réactions de gonflement interne, RSI et RAG obtenue par le Cembureau afin de distinguer la part de flux dans les fissures et la part de flux dans la porosité.

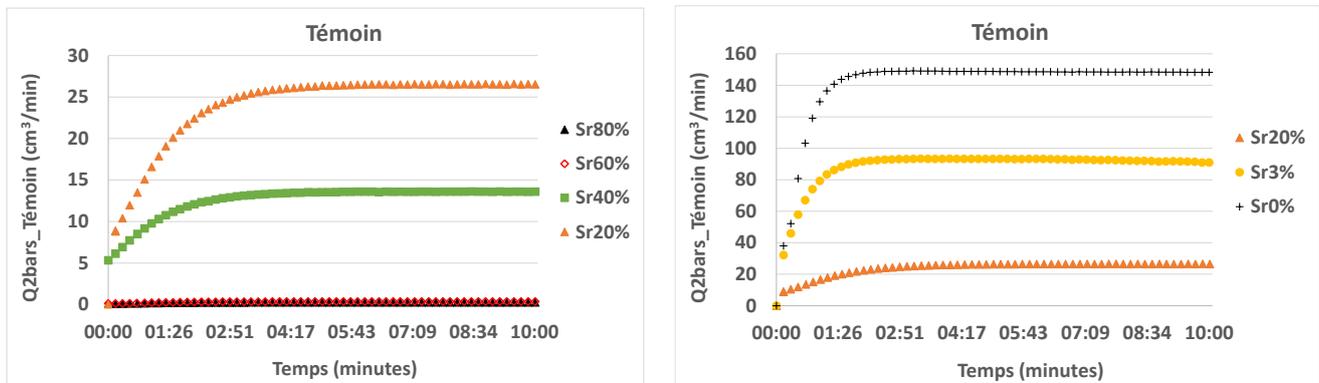
Dans le cadre de notre recherche, nous avons choisi d'enregistrer le flux d'air à travers l'échantillon central pour toutes les mesures de perméabilité à l'air. Il est à noter que les valeurs présentées dans les graphiques correspondent à une pression d'injection absolue de 2 bars (recommandée par la norme XP 18-463).

III.2.3.1 Ecoulements dans le cas de bétons sains

Dans un béton non fissuré par les RGI, le mouvement du gaz est principalement dû à la perméabilité à travers le réseau poreux existant sous l'effet du gradient de pression.

Les Figure 75, Figure 76 et Figure 77 nous permettent d'obtenir une représentation visuelle de l'évolution du débit gazeux à travers des échantillons de béton non altérés par les RGI, en fonction du temps. Dans chaque ensemble de données, le graphique (a) illustre le débit gazeux

du béton dans des conditions de service hydrique, tandis que le graphique (b) représente le débit gazeux du béton sous des conditions normatives hydriques.



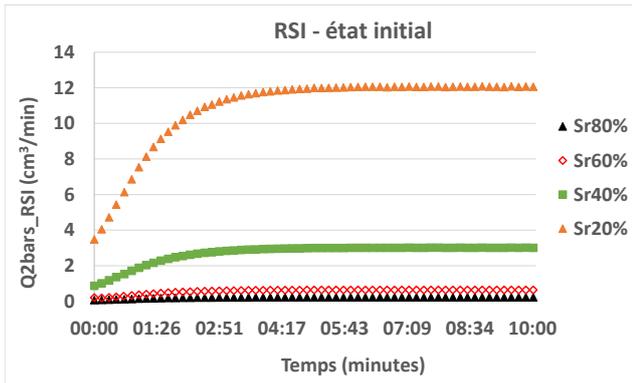
(a) Conditions de service

(b) Normes

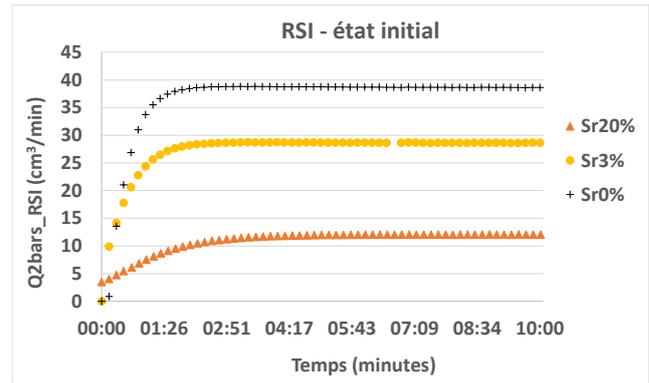
Figure 75: Cinétiques de débit d'air et TERPE pour différents degrés de saturation – cas du béton témoin

Lorsque l'on mesure le débit dans le cas de bétons ayant des taux de saturation élevés (60% et 80% de saturation), on constate qu'il reste relativement faible, avec une valeur de $0,24 \text{ cm}^3/\text{min}$ pour une saturation de 80% et $0,35 \text{ cm}^3/\text{min}$ pour une saturation de 60%. Cette observation s'explique par le fait que l'eau remplit quasiment complètement le réseau poreux, le rendant ainsi imperméable à l'air. En revanche, lorsque le béton commence à sécher, les pores du réseau poreux sèchent progressivement, permettant ainsi le passage de l'air à travers l'échantillon, ce qui se traduit par une augmentation du débit mesuré. En effet, le débit mesuré atteint $13,6 \text{ cm}^3/\text{min}$ et $26,5 \text{ cm}^3/\text{min}$ respectivement pour des saturations de 40% et 20%. Tout le long du processus de séchage, des fissures induites par le processus de séchage peuvent se connecter au réseau poreux en cours de vidange, entraînant une augmentation significative du débit à travers l'échantillon. À titre d'exemple, les débits mesurés pour une saturation de 3% atteignent $91 \text{ cm}^3/\text{min}$, ce qui est plus de trois fois supérieur au débit d'un béton ayant une saturation de 20%.

Pour un béton quasiment saturé (80% de saturation en eau), il a fallu attendre environ 5 minutes et 30 secondes avant d'observer l'établissement du régime permanent du débit. En revanche, pour des saturations de 40% et 60%, ce temps d'attente était réduit à 5 minutes, tandis que pour une saturation de 20%, il était de 4 minutes. Dans le cas des conditions conformes aux normes (0% et 3% de saturation), le régime permanent a été atteint en un peu moins de 2 minutes. Les travaux de (Verdier, 2001) et (Sogbossi, 2017) ont confirmé ces résultats, montrant que le temps nécessaire pour atteindre le régime permanent du débit est influencé par le degré de saturation, de telle sorte que plus le béton est sec, plus le régime permanent est atteint rapidement.



(a) Conditions de service

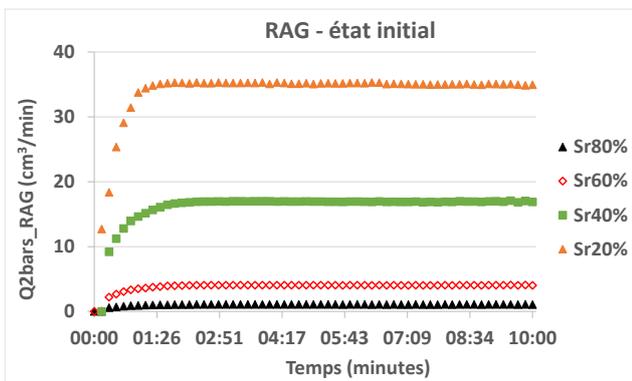


(b) Normes

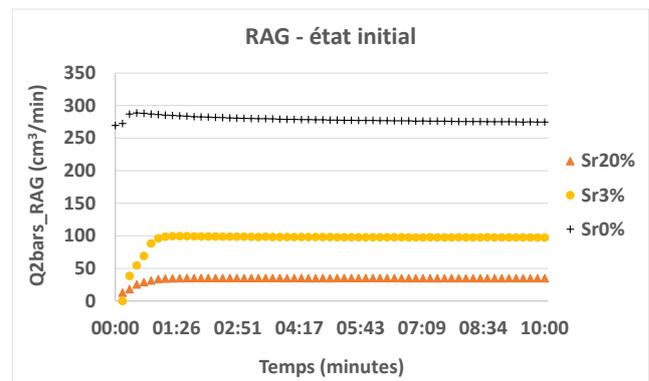
Figure 76: Cinétiques de débit d'air et TERPE pour différents degrés de saturation – cas du béton RSI

Des observations identiques peuvent être faites pour le béton RSI dans son état initial : faible débit observé dans le cas des bétons fortement saturés, à savoir 80% et 60%, respectivement $0,23 \text{ cm}^3/\text{min}$ et $0,64 \text{ cm}^3/\text{min}$, des débits de $3 \text{ cm}^3/\text{min}$ et $12 \text{ cm}^3/\text{min}$ respectivement à 40% et 20%, et de $28 \text{ cm}^3/\text{min}$ et $39 \text{ cm}^3/\text{min}$ pour les états les plus secs.

Pour obtenir un régime permanent, les temps d'attente sont du même ordre que pour le béton témoin. Ces résultats sont en cohérence avec la littérature.



(a) Conditions de service



(b) Normes

Figure 77: Cinétiques de débit d'air et TERPE pour différents degrés de saturation – cas du béton RAG

Le débit mesuré dans le cas des bétons ayant des taux de saturation élevés (60% et 80% de saturation) est de $1 \text{ cm}^3/\text{min}$ pour une saturation de 80% et de $4 \text{ cm}^3/\text{min}$ pour une saturation de 60%. Le débit mesuré augmente à $17 \text{ cm}^3/\text{min}$ et $35 \text{ cm}^3/\text{min}$ respectivement pour les saturations de 40% et 20% puis à $97 \text{ cm}^3/\text{min}$ à 3% de saturation, et $275 \text{ cm}^3/\text{min}$ pour l'état de référence sec.

Pour atteindre un régime permanent, les temps d'attente variaient en fonction du degré de saturation du béton mais ils sont plus courts pour ce béton que pour les deux précédents car sa perméabilité est plus forte. Pour une saturation variant de 40% à 80%, il fallait patienter pendant 2 minutes avant que le débit n'atteigne son régime permanent. Une saturation de 20% exigeait 1 minute et 30 secondes d'attente. En ce qui concerne les conditions de normes, avec des

saturation de 0% et 3%, le régime permanent était atteint en 1 minute et en 30 secondes respectivement.

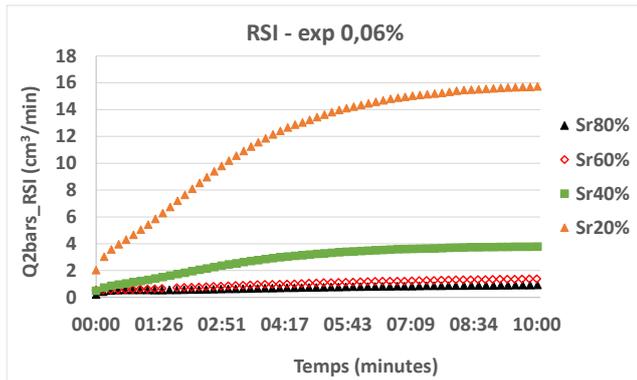
Pour le béton RAG à 0% de saturation, une réduction du débit au cours de l'essai peut être notée au lieu d'un palier constant de débit (Figure 77-b). Cette diminution peut être attribuée à la refermeture de fissures sous l'effet de la pression de confinement appliquée lors de la mesure de perméabilité par le perméamètre Cembureau. Lors de la mise en place du confinement, les fissures peuvent subir une refermeture instantanée. Puis au cours de l'essai, une refermeture différée peut avoir lieu. Dans cette situation, les expansions n'ont pas encore été initiées. La fissuration est donc probablement causée par le séchage dû au préconditionnement. Il est également important de noter que cette diminution n'est notée pour aucun des autres tests, la perméabilité du béton RSI étant 8 fois plus faible et celle du témoin deux fois en regard de la perméabilité du béton de RAG, l'effet de refermeture est moindre.

III.2.3.2 Ecoulements dans le cas des bétons fissurés par les RGI

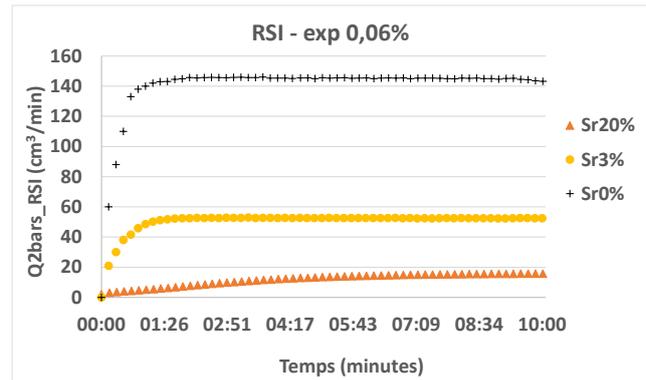
Le béton fissuré présente des voies de communication supplémentaires pour le passage du gaz par rapport au béton non fissuré. Ces fissures peuvent apparaître pour diverses raisons, telles que les contraintes de retrait empêché, les charges appliquées, les cycles de gel-dégel ou les réactions de gonflement interne, comme dans le cas de notre étude. Elles peuvent varier en taille, en forme et en répartition, formant un réseau complexe à travers lequel les gaz peuvent se déplacer. Dans notre étude, les fissures sont en premier lieu créées par les RGI, mais au cours du séchage, des fissures de retrait empêchées se combinent aux fissures de RGI. Dans le cas de bétons pré-endommagés par RGI, le séchage a lieu dans un matériau déjà fragilisé, ce qui n'était pas le cas pour les résultats précédents sur matériaux initiaux.

III.2.3.2.1 Béton atteint de RSI

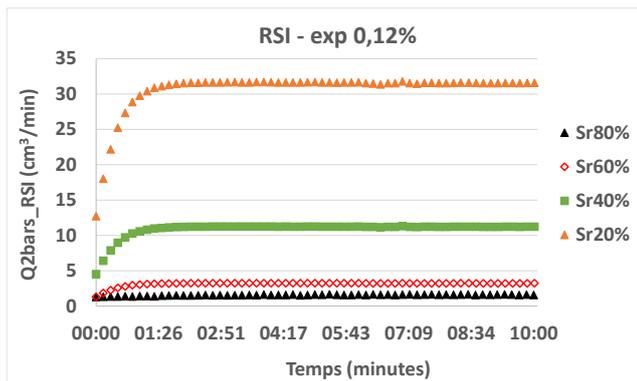
Les Figure 78 et Figure 79 nous permettent d'obtenir une représentation visuelle de l'évolution du débit gazeux à travers des échantillons de béton développant les RGI (RSI et RAG), en fonction du temps. Dans chaque ensemble de données, le graphique (a) illustre le débit gazeux du béton dans des conditions de service hydrique, tandis que le graphique (b) représente le débit gazeux du béton sous des conditions normatives hydriques.



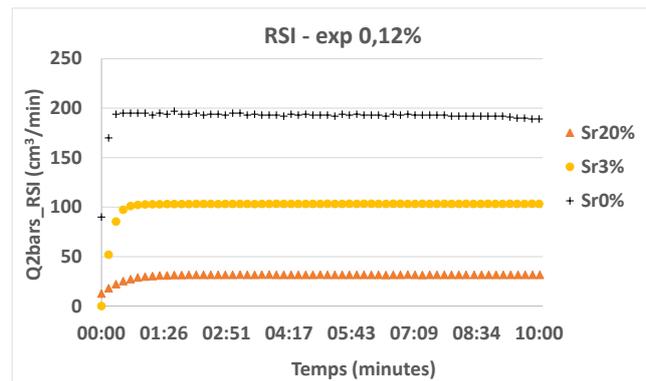
(a) Conditions de service – exp 0,06%



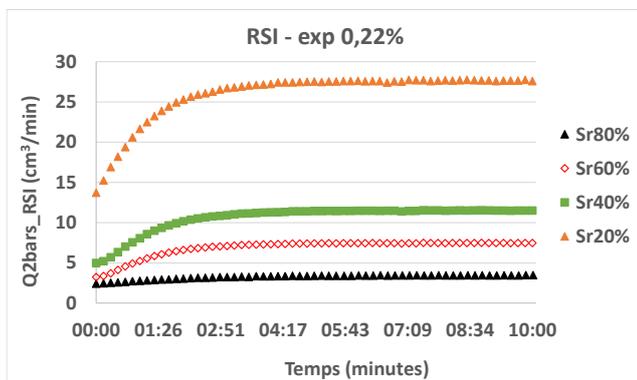
(b) Normes – exp 0,06%



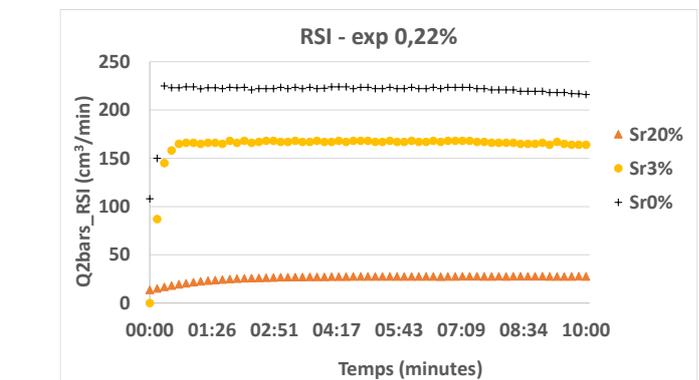
(a) Conditions de service – exp 0,12%



(b) Normes – exp 0,12%



(a) Conditions de service – exp 0,22%



(b) Normes – exp 0,22%

Figure 78: Cinétiques de débit d'air et TERPE pour différents degrés de saturation des bétons qui ont subi de gonflement – cas de la RSI

En ce qui concerne le taux de saturation, comme précédemment démontré pour les échantillons de béton à l'état initial, on observe une corrélation positive entre le séchage du béton et le débit qui le traverse. Cette relation découle du départ de l'eau, obstruant initialement la structure poreuse. Par exemple, pour une expansion de 0,06%, le débit à travers l'échantillon est de 1 cm³/min à une saturation de 80%. Cette valeur augmente à 16 cm³/min pour un béton ayant une saturation de 20%, et atteint 143 cm³/min pour un béton totalement sec.

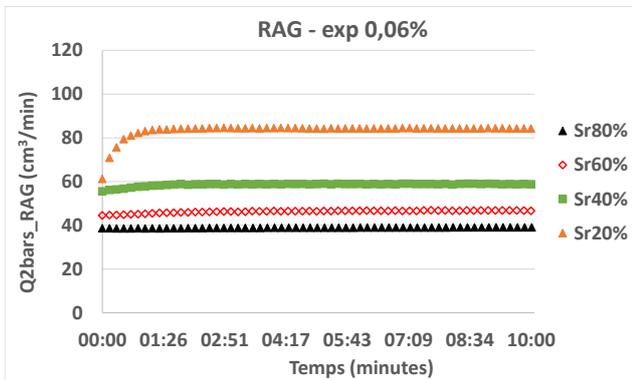
En plus du taux de saturation, le niveau de gonflement a un impact significatif sur le débit traversant l'échantillon. Pour un béton fortement saturé (80% de saturation), le débit à l'état initial est de 0,23 cm³/min. À une expansion de 0,06%, le débit augmente considérablement, atteignant 1 cm³/min, soit une augmentation de quatre fois. À une expansion de 0,12%, le débit augmente de 50% supplémentaires pour atteindre 1,5 cm³/min. Enfin, à une expansion de 0,22%, le débit atteint 3,48 cm³/min, soit une augmentation de 15 fois par rapport au débit initial. Cette augmentation du débit avec le niveau de gonflement est due au fait que, contrairement à la structure poreuse, les fissurations induites par le développement de la RSI interagissent avec les fissurations résultant de l'élévation de la température de séchage, conduisant à une augmentation du débit.

En termes de temps pour atteindre le régime permanent, pour une faible expansion de 0,06%, il faut généralement plus de 7 minutes pour les bétons ayant des taux de saturation compris entre 20% et 80%. En revanche, pour les faibles saturations (0% et 3%), le régime permanent est atteint en moins d'1 minute et 30 secondes. Cependant, pour un béton ayant subi une expansion de 0,22%, les bétons avec des taux de saturation variables entre 20% et 80% atteignent le régime permanent en seulement 2 minutes, soit 3 fois plus rapidement que dans le cas d'une expansion modérée de 0,06%. Pour les bétons ayant subi une expansion de 0,22% avec de faibles saturations (0% et 3%), le régime permanent est atteint en moins de 30 secondes. Cette accélération est due aux fissurations qui drainent l'eau rapidement en s'interconnectant avec la structure poreuse, facilitant ainsi le passage du débit. En fait, pour le cas d'un béton complètement sec ayant subi une expansion de 0,22%, les fissurations induites par la RSI interagissent avec celles résultant de l'élévation de la température de séchage, conduisant à l'atteinte quasi-immédiate du régime permanent.

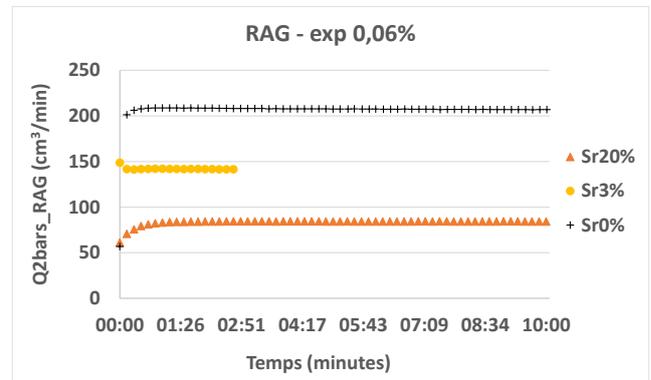
Pour les états d'expansion les plus avancés (0,12 et 0,22%) et le degré de saturation le plus sec (0%), le palier de débit n'est pas constant même après un temps long, ce qui n'était pas le cas du béton dans l'état initial. Ce résultat témoigne d'un état de fissuration important qui tend à se refermer au cours de l'essai, entraînant une baisse de débit relativement faible pendant l'essai lui-même. En revanche, cela ne permet pas d'évaluer le niveau de fermeture ayant eu lieu instantanément lors de la mise en place du confinement.

III.2.3.2.2 Béton atteint de RAG

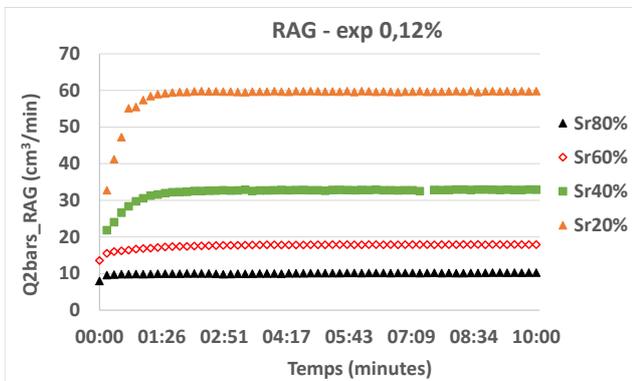
La Figure 79 présente les résultats obtenus pour le béton atteint de RAG.



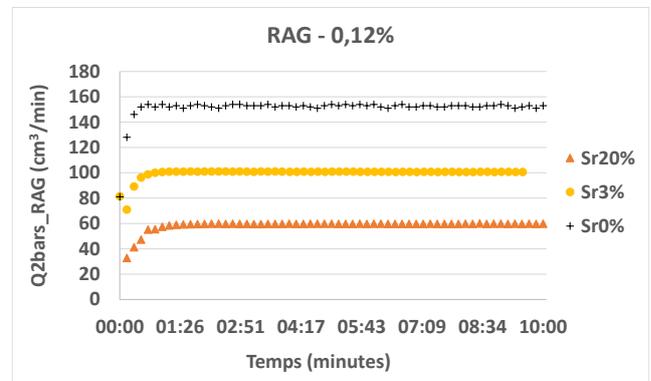
(a) Conditions de service – exp 0,06%



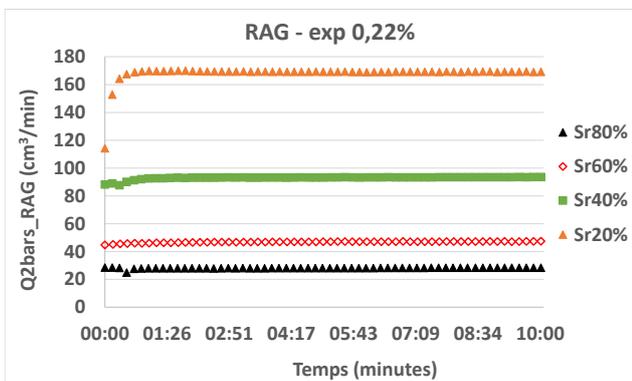
(b) Normes – exp 0,06%



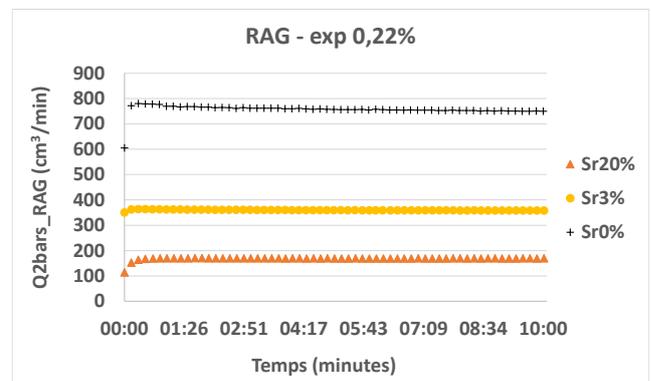
(a) Conditions de service – exp 0,12%



(b) Normes – exp 0,12%



(a) Conditions de service – exp 0,22%



(b) Normes – exp 0,22%

Figure 79: Cinétiques de débit d'air et TERPE pour différents degrés de saturation des bétons qui ont subi de gonflement – cas de la RAG

Comme précédemment un effet similaire du taux de saturation est observé. À titre d'exemple, pour une expansion de 0,12%, le débit traversant l'échantillon est de 10 cm³/min pour une saturation de 80%. Ce débit augmente à 60 cm³/min pour un béton ayant une saturation de 20% et atteint 152 cm³/min pour un béton complètement sec.

Le niveau de gonflement a également un impact significatif sur le débit traversant l'échantillon. Par exemple, pour un béton ayant une saturation de 20%, le débit initial était de 35 cm³/min. À

une expansion de 0,06%, le débit augmente, atteignant 85 cm³/min, soit plus de deux fois plus élevé. À une expansion de 0,12%, le débit atteint 66 cm³/min. La diminution du débit en passant d'une expansion de 0,06% à 0,12% est due à la forte hétérogénéité dans la fissuration induite par le développement de la RAG. Finalement, pour une expansion de 0,22%, le débit traversant l'échantillon est de 170 cm³/min, soit presque cinq fois plus élevé que le débit du béton à son état initial. Cette augmentation du débit avec le niveau de gonflement est due au fait que les fissurations induites par le développement de la RAG entraînent un drainage de l'eau à des taux de saturation plus élevés que le réseau poreux créant des chemins de percolation préférentiels à l'air (Picandet, 2001).

En ce qui concerne le temps nécessaire pour atteindre le régime permanent, il varie en fonction du degré de saturation et du niveau de gonflement. Pour une faible expansion de 0,06%, il faut 1 minute et 30 secondes pour atteindre le régime permanent pour des saturations allant de 20% à 80%. Pour les faibles saturations (0% et 3%), le régime permanent est atteint en environ 40 secondes.

Concernant l'effet de l'expansion de RAG, le temps nécessaire pour atteindre le régime permanent est réduit par l'élévation du niveau d'expansion. Pour un béton ayant subi une expansion de 0,22% à des saturations variantes entre 20% et 80%, il faut seulement 40 secondes, soit la moitié du temps nécessaire pour une expansion de 0,06%. Pour les bétons ayant subi une expansion de 0,22% avec de faibles saturations (0% et 3%), le régime permanent est atteint en moins de 30 secondes.

A 0,22% d'expansion et 0% de saturation, le débit n'est pas constant mais montre une légère diminution ce qui peut être attribué à la possibilité de refermeture des fissures sous l'effet de la pression de confinement comme discuté précédemment pour les autres essais.

III.2.3.3 Synthèse

Les temps d'établissement du régime permanent renseignent sur la connectivité du réseau, la tortuosité de la constructivité. En termes de bilan, ces essais ont montré que, pour les échantillons de RSI, la cinétique du flux est assez lente jusqu'à des taux de saturation de 40% quelle que soit l'expansion considérée. La cinétique devient très marquée, c'est-à-dire que le régime permanent s'établit rapidement, pour des saturations inférieures à 20% quelle que soit l'expansion. Cela est en accord avec les résultats présentés dans la partie III.2.2.2.

Pour les échantillons de RAG les temps d'établissement sont très courts voire presque inexistant, traduisant une fissuration percolante dès un niveau d'expansion faible et ce même pour des saturations relativement élevées.

En effet, un débit quasi constant instantanément traduit une percolation sans résistance et donc via des fissures principalement, la part diffuse associée au béton sain résiduel est noyée dans la contribution de la fissure à la fuite globale. Pour les bétons sains, on remarque que cette contribution diffuse a tendance à s'atténuer avec le séchage. Pour les bétons endommagés par RGI, cette contribution existe mais devient de moins en moins visible avec le niveau d'expansion, le débit global étant principalement piloté par le débit en fissures avec le développement des expansions.

III.2.4 Perméabilités apparentes

Les données présentées dans cette partie sont les valeurs de perméabilité mesurées en surpression et en dépression, selon la méthode du Cembureau. Pour chaque mesure de perméabilité en surpression, quatre pressions d'injection ont été appliquées, variant entre 1 et 4 bars (0,1, 0,2, 0,3 et 0,4 MPa). Une mesure de perméabilité en dépression a également été effectuée en créant un gradient de pression négatif à l'aide d'une pompe à vide, avec une pression de 15 mbar. Cette mesure en dépression est importante car les essais in situ utilisent généralement une dépression pour induire le mouvement de l'air dans leur principe de mesure (Torrent, 1992). Il est donc nécessaire de savoir comment relier une mesure en dépression à une perméabilité obtenue en surpression en laboratoire. Pour ces bétons atteints par les RGI, quatre niveaux de gonflement ont été étudiés, à savoir l'état initial sans expansion et des niveaux de gonflement de 0,06%, 0,12% et 0,22%.

III.2.4.1 Cas du béton témoin

III.2.4.1.1 Résultats expérimentaux

La Figure 80 montre l'évolution de la perméabilité du béton témoin en fonction de la pression d'air appliquée, mesurée à la fois en surpression et en dépression. Il est crucial de souligner que, le calcul est réalisé en utilisant une pression moyenne vraie, à l'instar de la méthode employée par (Sogbossi, 2017), ce qui est particulièrement sensible pour la mesure en dépression. Chaque graphique représente cette évolution pour un taux de saturation spécifique, qui varie de 20% à 80%. Ces mesures ont été réalisées après la fin de la période de la cure et le pré conditionnement requis pour atteindre les différentes saturations visées.

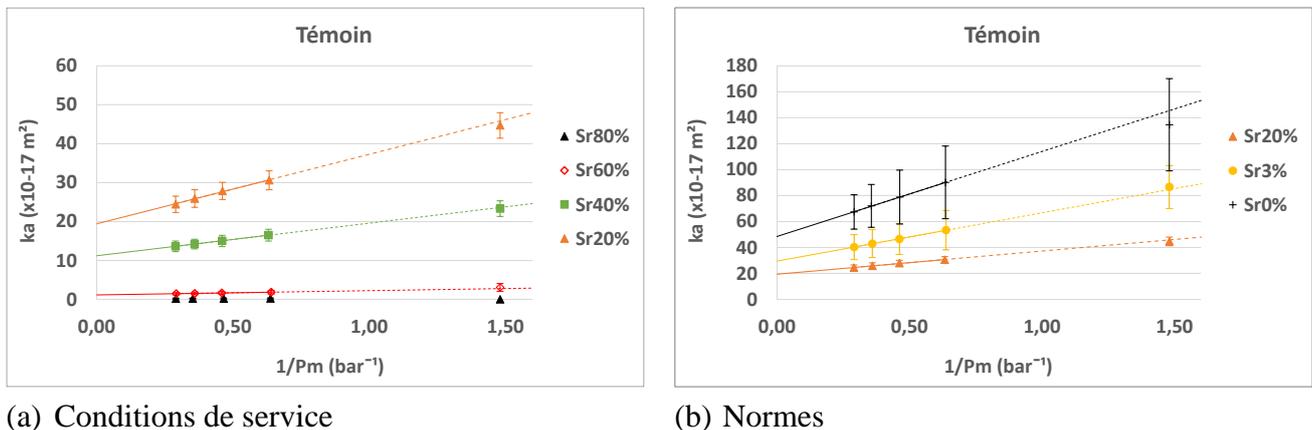


Figure 80: Evolution de la perméabilité en surpression et en dépression pour différents taux de saturation – cas du béton témoin

La dépendance usuelle de la perméabilité apparente à la pression est retrouvée en surpression. La mesure de perméabilité à $1,5 \text{ bar}^{-1}$ correspond à la valeur en dépression. Les perméabilités apparentes en situation de dépression sont toujours supérieures à celles en situation de surpression, ce qui peut s'expliquer par les variations des écoulements moléculaires et de glissement. En effet, la contribution de la diffusion moléculaire est inversement proportionnelle

à la pression. Cette observation est cohérente avec l'évolution des écoulements moléculaires et de glissement et de la physique des milieux poreux (Sogbossi, 2017).

À une saturation de 20%, la perméabilité mesurée sous une pression de 2 bars en conditions absolues est de $30,6 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. En comparaison, le béton de (Pichelin, 2020) a présenté une perméabilité de $10,1 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ dans des conditions similaires et en utilisant presque la même formulation avec la différence d'utiliser le CEM I au lieu de CEM II. Il est important de noter que les échantillons de Pichelin ont été soumis à un processus de séchage à 40°C jusqu'à ce que leur masse se stabilise. Le degré de saturation n'est donc pas parfaitement contrôlé, mais le retour d'expérience montre que le degré de saturation obtenu avec ce type de préconditionnement est de l'ordre de 20%. Notre béton se révèle presque trois fois plus perméable que celui de Pichelin, possiblement en raison d'une porosité plus élevée, atteignant 16,2% dans notre béton, tandis que celle de Pichelin était de 14,6%. Le retour d'expérience obtenu par les études successives réalisé par l'IRSN a montré des variabilités importantes obtenues pour ce béton. Elles sont principalement attribuées à une variabilité liée aux granulats utilisés.

III.2.4.1.2 Loi de Klinkenberg et mesure en dépression

La loi de Klinkenberg a été tracée pour tous les essais à partir des mesures en surpression et prolongée dans le domaine de dépression afin d'analyser les mesures en dépression. Pour le béton témoin, une relation linéaire entre les perméabilités apparentes et l'inverse de la pression moyenne a été constatée pour l'ensemble des taux de saturation, que ce soit en surpression ou en dépression. Il ressort de ces observations que ces mesures de perméabilité respectent les lois de Darcy et de Klinkenberg comme déjà observé par (Sogbossi, 2017).

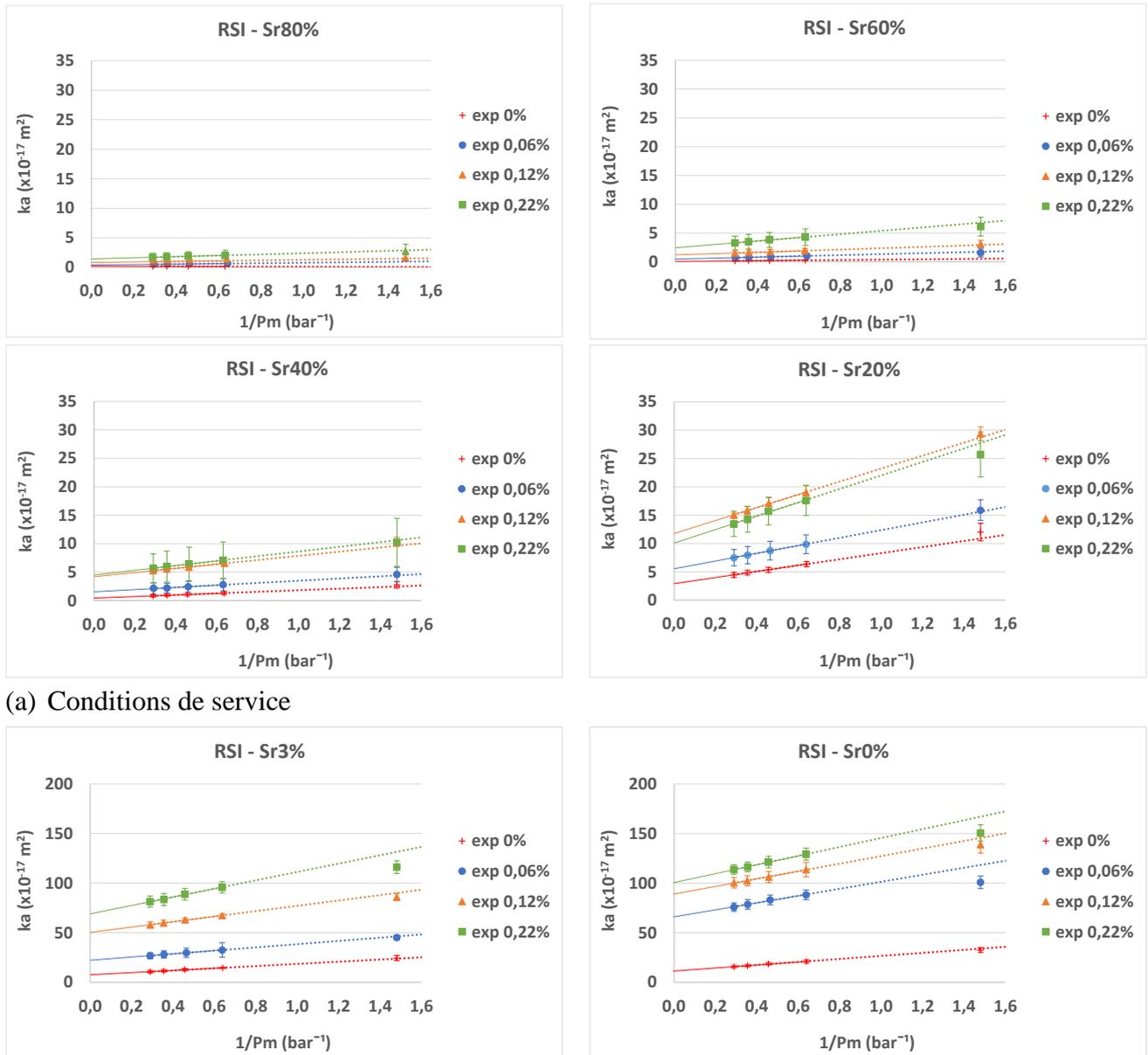
III.2.4.1.3 Dispersion

Lorsque la saturation atteint 80%, l'écart type peut sembler insignifiant, mais en réalité, le coefficient de variation atteint une valeur de 69%. Cette observation est typique des fortes saturations, où les mesures de perméabilité demeurent extrêmement sensibles à de petites variations de la saturation du réseau poreux. Pendant le processus de séchage du béton, la saturation du réseau poreux s'harmonise partiellement sur l'ensemble de l'éprouvette, ce qui entraîne une diminution du coefficient de variation, atteignant 7% pour une saturation de 20%. En revanche, lorsqu'on descend à des saturations de 0% et 3%, l'augmentation de la température de séchage provoque la formation de fissures aléatoires dans le béton, expliquant ainsi l'augmentation de l'écart type ainsi que du coefficient de variation, atteignant respectivement 28% et 32% pour les saturations de 3% et 0%.

III.2.4.2 Cas de la RSI

III.2.4.2.1 Résultats expérimentaux

La Figure 81 illustre la variation de la perméabilité du béton en relation avec le développement de la RSI, en fonction de l'inverse de la pression moyenne, mesurée à la fois en surpression et en dépression. Les représentations graphiques (a) sont consacrées aux conditions de service, tandis que les représentations graphiques (b) se concentrent sur les spécifications normatives.



(a) Conditions de service

(b) Normes

Figure 81: Evolution de la perméabilité en surpression et en dépression pour différents niveaux de gonflement et degrés de saturation – cas de la RSI

Il apparaît que les niveaux de perméabilité apparente sont plus élevés en situation de dépression qu'en situation de surpression, ce constat étant similaire à celui observé dans le cas du béton témoin.

Dans ces résultats, la perméabilité du béton dépend de plusieurs facteurs, notamment du niveau de gonflement et du taux de saturation du béton. Lorsque le béton gonfle, son réseau poreux s'ouvre du fait de sa fissuration et sa perméabilité augmente. De même, lorsque le béton est moins saturé, le volume des espaces vides devient plus grand et la perméabilité augmente en conséquence. En résumé, la perméabilité du béton augmente en présence de gonflement ou de diminution du taux de saturation.

Pour comparer l'évolution de la perméabilité du béton RSI avec notre béton de référence, ainsi que les données de la littérature, nous avons choisi de prendre en considération le cas de l'état initial ayant une saturation de 20% et à une pression absolue de 2 bars (recommandée par la norme XP 18-463). Dans le cas de la RSI, la valeur de la perméabilité s'élève à $6,4 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, tandis que pour le béton de référence, elle atteint $30,6 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. En comparant notre béton RSI avec les résultats de (Pichelin, 2020), nous observons également une diminution de la perméabilité avec la cure mais de manière plus réduite. Dans le cas de Pichelin, la perméabilité s'établit à $5,0 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ pour le béton RSI dans son état initial, ce qui du même ordre que notre valeur ($6,4 \times 10^{-17} \text{ m}^2$) et une réduction d'environ 43% de la perméabilité est constatée en passant du béton RSI à un béton témoin. Étant donné que les deux bétons ont été formulés de manière identique, la différence de perméabilité ne peut s'expliquer que par les conditions de cure appliquées. Le béton de référence a été soumis à une cure à 20°C pendant les 28 premiers jours, tandis que le béton RSI a subi un traitement thermique atteignant 80°C pendant les 7 premiers jours. Cette cure thermique a accéléré l'hydratation du ciment, ce qui pourrait expliquer une diminution de la perméabilité.

En comparant également l'état dégradé par RGI, nos résultats demeurent relativement comparables à ceux de Pichelin : pour un niveau de gonflement de 0,21%, le rapport entre la perméabilité lors de la dégradation et celle mesurée après la cure est de 1,5. Cependant, dans le cas de notre béton RSI, avec un taux de gonflement très proche de 0,22%, ce rapport atteint 2,7. Cette différence entre les rapports peut être attribuée au développement de la fissuration induire par RSI, un phénomène qui demeure aléatoire et aux conditions de préconditionnement (50°C pour atteindre 20% de saturation contre 40°C dans l'étude de Pichelin). La température supérieure peut avoir induit davantage de fissuration de retrait empêché au sein du matériau.

III.2.4.2.2 Loi de Klinkenberg et mesure en dépression

En ce qui concerne la perméabilité sous dépression, les valeurs mesurées sont en accord avec la linéarité prédite par la loi de Klinkenberg, ce qui reste valide même après que le béton ait subi des fissurations dues à la RSI, ce qui n'avait jamais été vérifié. Cependant, cette corrélation est moins évidente dans le cas des échantillons ayant subi un gonflement de 0,22% à de très faibles niveaux de saturation (0% et 3%). Dans ce scénario, la perméabilité apparente mesurée sous dépression semble systématiquement inférieure à la continuation de la courbe de Klinkenberg obtenue à partir des mesures sous surpression. Cette différence s'explique par le fait que même si le libre parcours moyen augmente avec la dépression, il y a moins d'interactions et de collision avec les parois du matériau poreux, notamment parce que le réseau percolant s'est ouvert et qu'il est composé en partie de fissures dont l'ouverture limite les écoulements non visqueux.

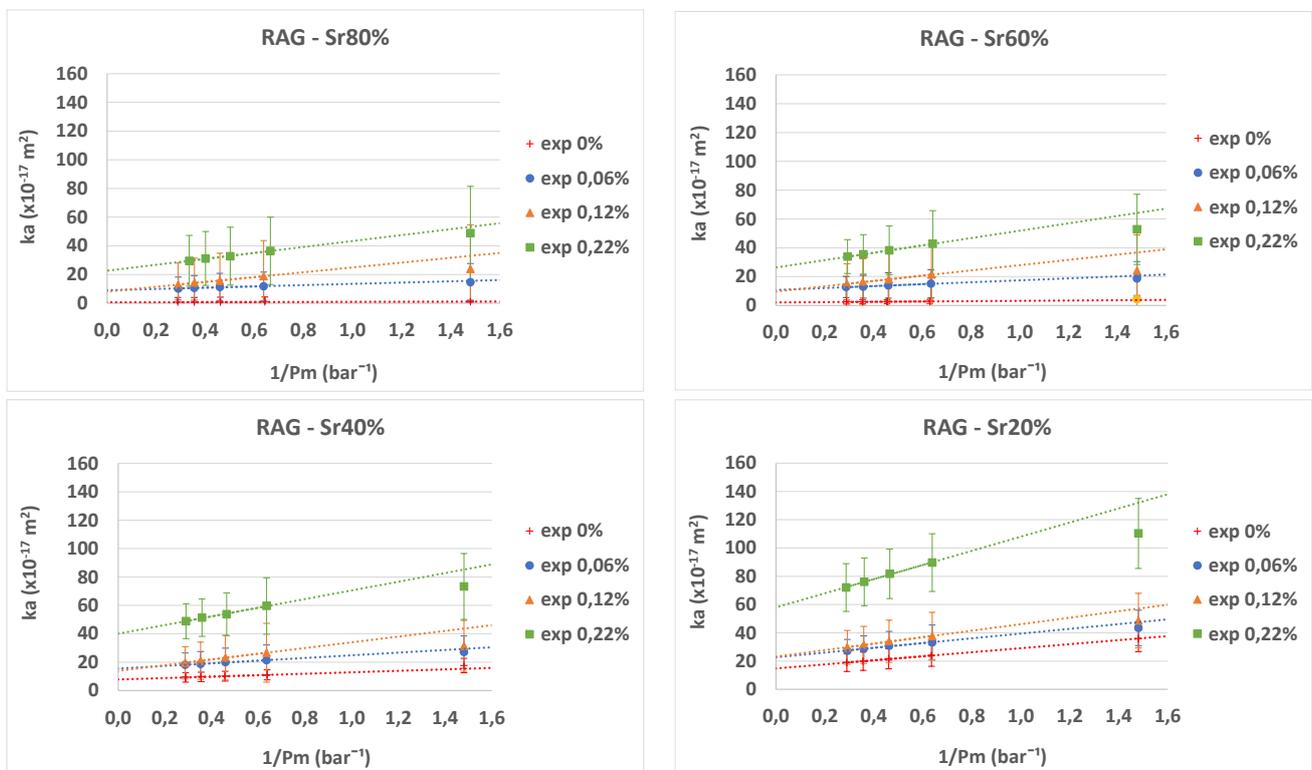
III.2.4.2.3 Dispersion

Nous remarquons que les mesures de perméabilité en surpression et en dépression présentent des écarts types supérieurs à ceux obtenus pour le béton témoin. Cette observation peut s'expliquer par la fissuration induite par le développement de la réaction sulfatique interne, qui altère la microstructure des trois échantillons testés de manière différente en fonction de la position dans l'éprouvette. En effet, la fissuration du béton est un phénomène qui peut être aléatoire du fait de l'hétérogénéité de ce matériau avec des conséquences sur ces propriétés locales. Cette altération conduit à des variations dans les propriétés de perméabilité, mesurées dans des conditions de surpression et de dépression, et explique l'augmentation des écarts types observés. A l'état initial, le coefficient de variation est de 23% pour des saturations variantes entre 40% et 80%. À mesure que le séchage progresse, ce coefficient de variation diminue pour atteindre 3% lorsque le matériau est complètement sec.

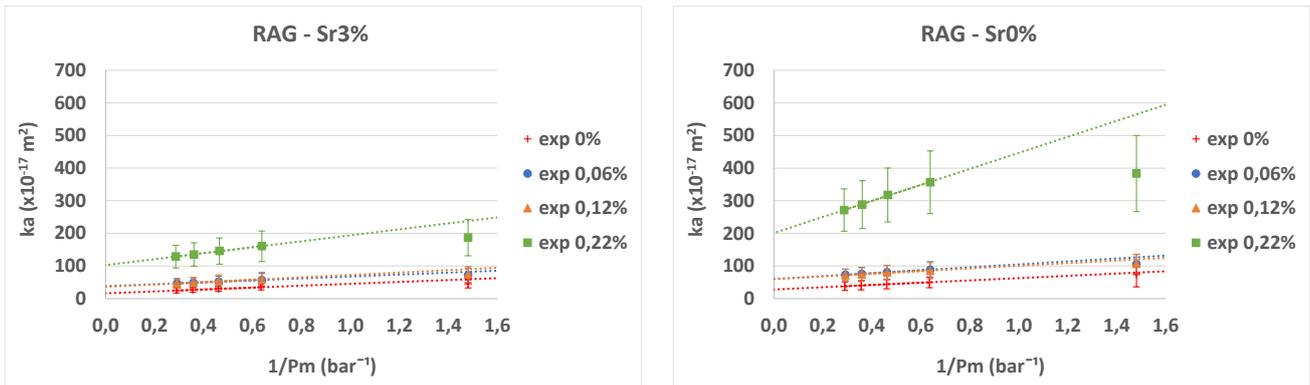
III.2.4.3 Cas de la RAG

III.2.4.3.1 Résultats expérimentaux

La Figure 82 illustre la variation de la perméabilité du béton en relation avec le développement de la RAG, en fonction de l'inverse de la pression moyenne, mesurée à la fois en surpression et en dépression. Les représentations graphiques (a) sont consacrées aux conditions de service, tandis que les représentations graphiques (b) se concentrent sur les spécifications normatives.



(a) Conditions de service



(b) Normes

Figure 82: Evolution de la perméabilité en surpression et en dépression pour différents niveaux de gonflement et degrés de saturation – cas de la RAG

Comme précédemment, nous avons choisi de nous concentrer sur l'état initial avec une saturation de 20%, et à une pression absolue de 2 bars pour faire les comparaisons des bétons entre eux et avec la littérature. Dans le cas du béton RAG, la valeur de la perméabilité s'élève à $23,8 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. En comparant la perméabilité du béton RAG avec celle du béton témoin, nous constatons que le béton témoin est plus perméable, avec une différence de 28%. Il est important de noter que ces deux bétons ont subi la même cure. La différence peut s'expliquer par la forme allongée de certains granulats du béton témoin et la plus grande dimension de quelques-uns d'entre eux, ce qui peut conduire à une augmentation de la perméabilité.

En utilisant une formulation identique à la nôtre, à l'exception de l'utilisation de 400 kg/m^3 de ciment au lieu de 350 kg/m^3 , les travaux de (Pichelin, 2020) ont donné des résultats cohérents avec les nôtres. En effet, la perméabilité mesurée pour le béton RAG dans l'étude de Pichelin est de $23,9 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, ce qui correspond à notre valeur. En ce qui concerne l'état dégradé, Pichelin a observé une augmentation de 1,9 fois entre la perméabilité mesurée à 0,20% d'expansion et celle mesurée à l'état initial. Cependant, dans notre étude, ce même rapport est de 3,7 pour une expansion de 0,22%, ce qui indique une augmentation plus significative de la perméabilité pour les bétons de notre étude qui ont subi un gonflement par rapport à la perméabilité initiale. Cette différence peut s'expliquer par la nature hétérogène et aléatoire des fissures induites par la réaction alcali-granulat par des différences dans le préconditionnement.

III.2.4.3.2 Loi de Klinkenberg et mesure en dépression

Les mesures de perméabilité en surpression sont conformes à la loi de Klinkenberg pour l'état initial comme pour les états endommagés. Toutefois, en ce qui concerne la perméabilité en dépression, il est remarqué que la loi de Klinkenberg n'est pas nécessairement respectée, pour les niveaux de gonflement du béton supérieurs ou égaux à 0,12%. Ceci indique une modification importante dans la taille du réseau percolant. En effet, lorsque la taille du réseau percolant augmente, l'effet Klinkenberg devient moins prononcé. Cela s'explique par le fait qu'à un même libre parcours moyen donné, il y a moins d'interactions de collision avec les parois du matériau poreux. Ainsi la perméabilité apparente mesurée en dépression semble systématiquement inférieure au prolongement de la droite de Klinkenberg obtenue par les mesures en surpression pour les bétons ayant les deux plus forts niveaux d'expansion. En outre, la divergence par rapport à la droite de Klinkenberg augmente également avec la diminution du taux de saturation,

ce qui peut être expliqué par une combinaison des réseaux de fissures de RGI et de séchage du préconditionnement. Il est important de souligner que cet écart est principalement observé pour la perméabilité en dépression alors que les mesures en surpression ne montrent aucune perte de linéarité.

III.2.4.3.3 Dispersion

Nous constatons que les mesures de perméabilité en surpression et en dépression présentent des écarts types plus élevés que ceux obtenus pour le béton témoin et celui affecté par la réaction sulfatique interne. La dispersion est particulièrement importante pour les états d'expansion les plus élevés (0,12 et 0,22%). Le béton ayant subi un gonflement de 0,12% présente les coefficients de variation les plus élevés, atteignant 110%. Plus généralement, nous avons noté que l'importance de l'écart type augmente avec l'augmentation du niveau de gonflement. Cette observation peut être attribuée aux fissurations générées par le développement de la réaction alcali-granulat, qui altère la microstructure des trois échantillons testés de manière significativement différente. Pour la RAG, deux types de fissures apparaissent, des fissures qui se localisent principalement au niveau des granulats (et dont la dispersion dans l'échantillon est dépendante du rapport de tailles entre granulat et échantillon) et des fissures liées aux gradients d'expansion entre le cœur et la peau (généralement 3 à 4 fissures très ouvertes sur une éprouvette 15x30 cm). Les trois échantillons utilisés pour la mesure de perméabilité provenant d'une même éprouvette 15x30 cm, il est fortement probable que certains échantillons contiennent des fissures des deux natures alors que d'autres ne contiennent que des fissures du premier type (relativement bien dispersées dans l'échantillon). Ces différentes de fissuration peuvent entraîner les variations importantes observées dans les débits mesurés, provoquant ainsi des variations de perméabilité et expliquant l'augmentation des écarts types. Au fur et à mesure du séchage des bétons, la dispersion diminue. Le coefficient de variation continue de diminuer avec la réduction du taux de saturation pour finalement atteindre une valeur moyenne proche de 30% pour les 4 niveaux de gonflement à l'état complètement sec.

III.2.4.4 Synthèse

Pour tous les bétons étudiés, la perméabilité augmente avec la diminution du taux de saturation des échantillons, ce qui est en accord avec les nombreux résultats de la littérature.

Pour les bétons atteints de RSI, la pente de la droite de Klinkenberg augmente notamment pour les expansions de 0,12% et 0,22% pour des saturations supérieures ou égales à 20%, traduisant une augmentation de la part de glissement et de la contribution moléculaire de ces flux.

Certaines mesures en dépression ne s'inscrivent pas dans la continuité de la courbe de Klinkenberg, pour des saturations de 3% et 0% pour un taux d'expansion supérieur à 0,06%. Il semblerait que le mode d'écoulement dans le béton change et que la théorie de Klinkenberg ne rende plus compte de manière fiable de ce type d'écoulement. Il est probable que le nombre de Knudsen dépasse 10 dans ces cas-là alors que nous passons à un mode moléculaire.

Pour les bétons atteints de RAG, la pente de la droite de Klinkenberg augmente avec le séchage pour des saturation supérieures à 20% et le niveau d'expansion. Il y a une forte augmentation de cette pente pour des saturations faibles et des taux d'expansion de 0,22%. De forts

décrochage entre les essais en surpression et les essais en dépression sont à noter pour des saturations inférieures à 60% pour une expansion de 0,12% et 0,22% traduisant un changement de mode de transfert dans la porosité. La taille du réseau percolant prend le dessus sur le libre parcours moyen des molécules ce qui limite les chocs et le glissement aux parois, la contribution non visqueuse est relativement moins visible que sur un béton moins fissuré.

III.3 ANALYSE DE L'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE A L'AIR

Dans cette partie, nous analyserons les résultats expérimentaux présentés ci-dessus afin de quantifier l'évolution des propriétés de transport de bétons endommagés par RGI à travers de la propriété de perméabilité à l'air.

Il convient de noter que ces valeurs de perméabilité apparente analysées dans cette partie sont celles mesurées à une pression d'injection absolue de 2 bars (recommandée par la norme XP 18-463). Dans la partie précédente, nous avons vérifié que l'évolution de la perméabilité apparente avec l'inverse de la pression était linéaire dans le domaine des surpressions quel que soit l'état de fissuration du béton par RGI. Les conclusions qui seront faites à cette pression pourront donc être étendues aux autres perméabilités en surpression. Les mesures en dépression présentent quelques rares différences. Elles ont été présentées en annexe car leur analyse ne présente pas d'apports complémentaires à ce qui est analysé pour les mesures réalisées en surpression. Puis, l'évolution de la perméabilité pour les deux types de RGI sera comparée en termes de perméabilité relative. Dans la dernière partie, l'évolution de la pente de la loi de Klinkenberg sera évaluée car elle permet d'avoir des indications sur l'évolution du réseau percolant.

III.3.1 Perméabilité à l'air des bétons fissurés par les RGI : effet du degré de saturation

Le taux de saturation joue un rôle crucial dans la perméabilité à l'air des matériaux poreux. Il permet de quantifier la quantité d'eau que peut contenir un matériau sans laisser passer d'air, et constitue donc un facteur déterminant dans l'étude de la perméabilité à l'air. Dans le contexte des RGI, la porosité est constituée du réseau poreux initial du béton et de fissurations ayant différentes caractéristiques. Le niveau de saturation du béton n'a pas le même effet sur la porosité initiale constituée de pores de petites dimensions (inférieure au μm) et qui se vide pour des séchages longs du fait des tensions capillaires et sur la fissuration de RGI dont les ouvertures peuvent être supérieures au μm et peuvent donc se drainer pour des humidités très élevées.

III.3.1.1 Cas de la RSI

III.3.1.1.1 Courbes de perméabilité apparente en fonction du degré de saturation

La Figure 83 présente l'évolution de la perméabilité à l'air en fonction du taux de saturation pour le béton développant la RSI pour les différents niveaux de gonflement, allant de l'état initial jusqu'à un gonflement de 0,22%. Le graphique (a) illustre la variation de la perméabilité en fonction des conditions de service (saturation comprise entre 80 et 20%), tandis que le

graphique (b) présente les données conformément aux normes établies ainsi que les conditions de service pour comparaison.

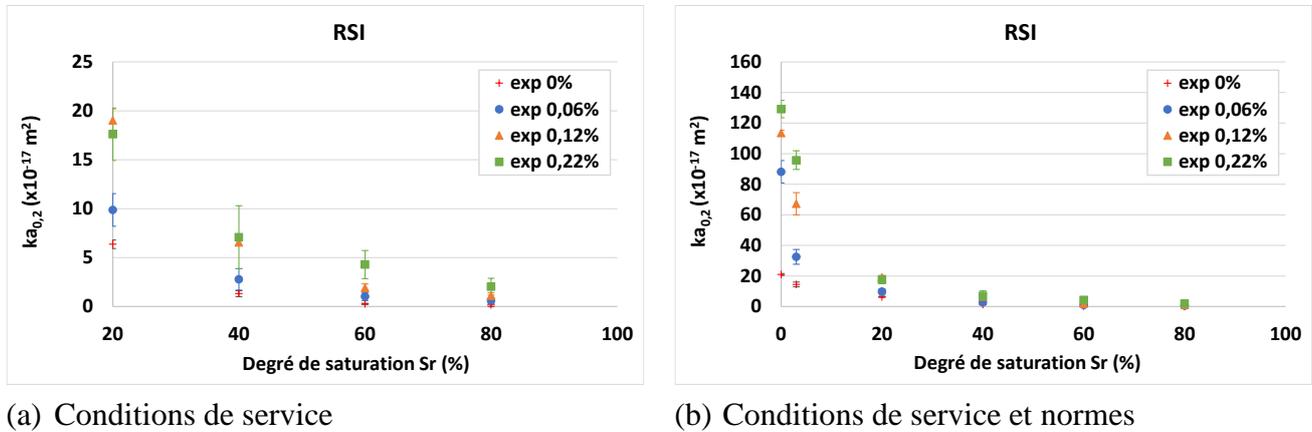


Figure 83: Evolution de la perméabilité au gaz pour différents niveaux de gonflement en fonction du degré de saturation – cas de la RSI

III.3.1.1.2 Effet du degré de saturation sur l'état initial du béton

La perméabilité évolue de manière similaire en fonction du taux de saturation, indépendamment du niveau de gonflement. Comme observé dans la littérature, une diminution de la perméabilité à l'air est observée en corrélation avec l'augmentation du taux de saturation du fait du remplissage de la porosité par l'eau (Abbas, et al., 1999).

La mesure de la perméabilité effectuée sur un béton indemne de fissures et ne présentant pas encore de réaction sulfatique interne révèle une valeur de $0,15 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ à un taux de saturation de 80% (Figure 85-a). Dans la littérature, des études telles que celles menées par (Verdier, 2001) et (Sogbossi, 2017) ont démontré que le béton conservait son étanchéité jusqu'à une saturation atteignant 80%. Cependant, dans notre cas, nous avons constaté que le béton n'était pas étanche à cette même saturation. Cette observation indique simplement que notre béton est plus perméable que celui étudié dans les précédentes recherches. Cette différence peut être attribuée à la nature de nos granulats, qui sont relativement grossiers et présentent une forme allongée, ce qui a pour conséquence de favoriser des chemins de percolation entre auréoles de transition (ITZ) entre la pâte de ciment et les différents granulats dès les fortes saturations (Figure 84). Cela peut avoir un impact significatif en particulier pour un échantillon de 5 cm d'épaisseur.

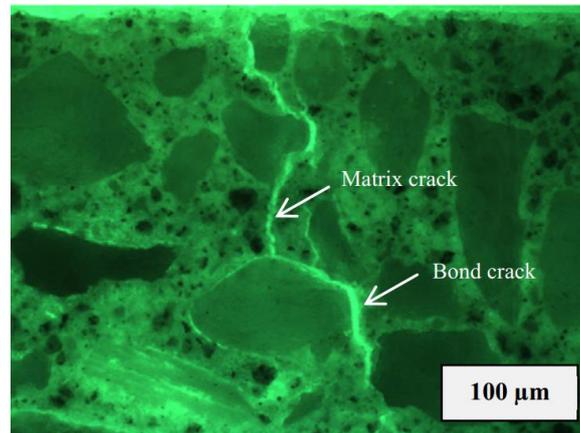


Figure 84: Interconnexion entre les zones de transition interfaciale (ITZ) et les imperfections de la pâte de ciment (Wu, et al., 2015)

La connexion entre les ITZ sur une épaisseur d'échantillon modérée par rapport aux dimensions des granulats peut créer des chemins de percolation, ce qui entraîne une augmentation de la perméabilité à l'air, même à des saturations élevées (80% de Sr). En effet, des études antérieures (comme celles menées par (Wu, et al., 2015)) ont montré que la perméabilité à l'air peut dépendre fortement des dimensions de l'échantillon, en particulier si le rapport des dimensions entre granulats et épaisseur échantillon est élevé. Les échantillons présentant le rapport le plus élevé entre la plus grande dimension des granulats et l'épaisseur de l'échantillon ont tendance à présenter des fissures causées par le pré-conditionnement plus ouvertes et une densité de fissuration plus élevée, ce qui se traduit par une augmentation significative de la perméabilité mesurée.

Dans notre étude, nous avons été contraints d'utiliser ce type de granulat car il est représentatif de ceux utilisés dans les enceintes de confinement. De plus, le test Cembureau étant une méthode normalisée, nous l'avons utilisé dans les conditions recommandées avec une épaisseur d'échantillon à 5 cm. Cette problématique de représentativité de ces essais pour les bétons d'ouvrage met en évidence l'importance de développer un nouvel appareil permettant de mesurer la perméabilité sous dépression, ce qui nous affranchirait de l'utilisation de cellules de confinement et nous donnerait une plus grande flexibilité en termes de dimensions d'échantillons (cela sera présenté dans le dernier chapitre de ce travail).

Avec le séchage du béton, le réseau poreux se libère des particules d'eau ce qui cède le passage au fluide qui peut percoler au sein de la porosité du béton et causer ainsi l'augmentation de la perméabilité mesurée (Figure 85-b). A un taux de saturation de 40%, la perméabilité moyenne s'accroît progressivement de presque un ordre de grandeur jusqu'à atteindre la valeur de $1,3 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. A ce stade, les tensions capillaires développées dans la porosité du matériau conduisent à une fissuration additionnelle plus ou moins participative aux transports (Figure 85-b).

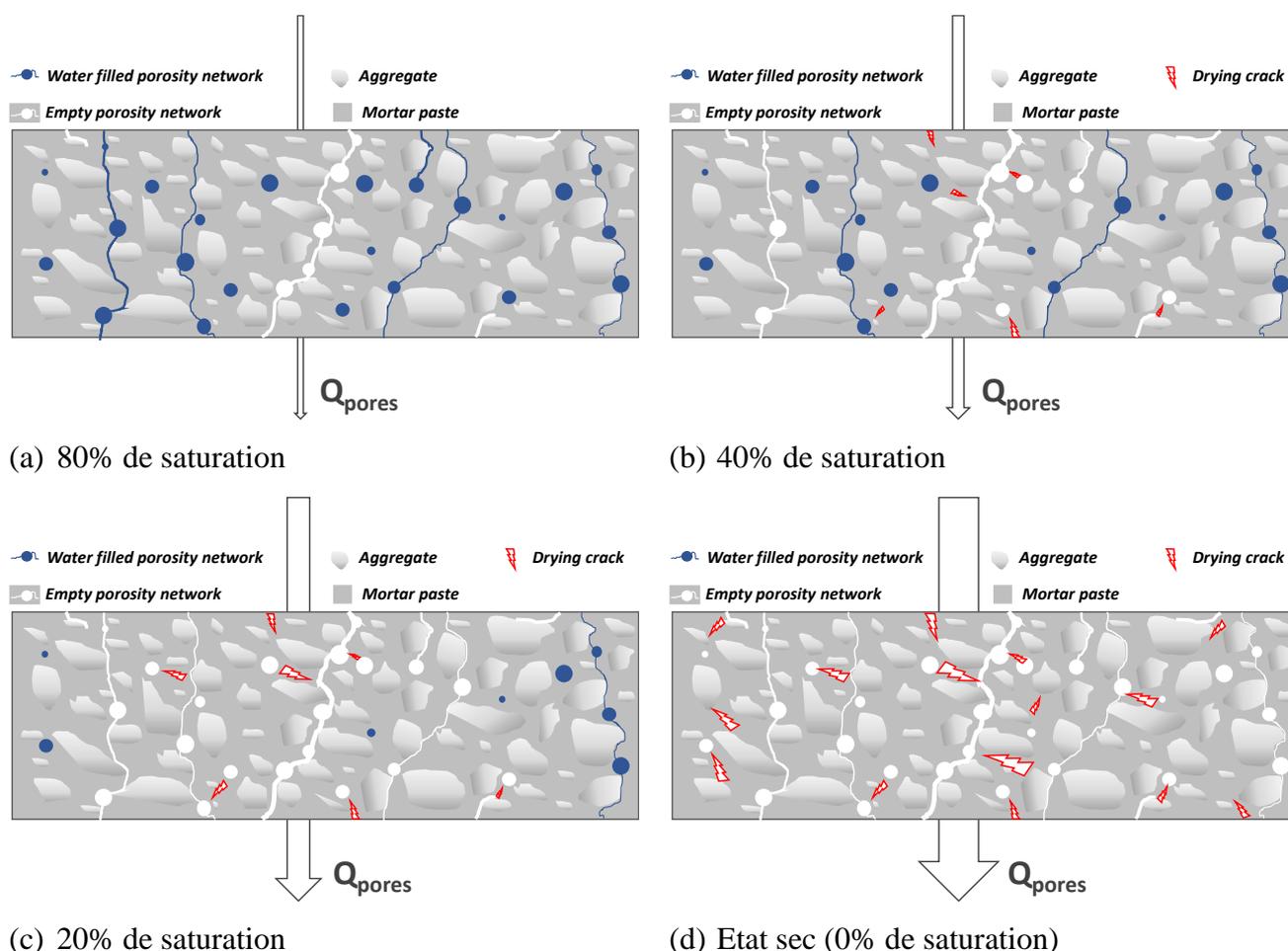


Figure 85: Représentation d'état de la microstructure d'un béton développant les RGI à son état initial

En continuant le séchage, on chasse plus d'eau libre de la porosité causant l'augmentation de la perméabilité. Il faut ajouter également l'effet de l'augmentation de la température de séchage pouvant elle aussi induire de la fissuration additionnelle (Figure 85-c). La perméabilité atteint une valeur de $6,30 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ pour un taux de saturation de 20% (Figure 83-a) ; pour ce taux de saturation, nous avons déjà démontré que nos résultats de perméabilité concordent avec ceux obtenus par (Pichelin, 2020). Et finalement atteint une valeur de $21 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ pour un béton complètement sec (Figure 85-d).

Dans leur étude, (Baroghel Bouny, 2005) a formulé des recommandations quant aux limites des valeurs de durabilité potentielle et des caractéristiques du béton. Elle a établi un critère basé sur la perméabilité à l'air, mesurée sous une pression de 2 bars et après un processus de chauffage à 105°C . Cette mesure permet de classer la durabilité du béton sur une échelle allant d'une durabilité très élevée pour une perméabilité à l'air inférieure à $10 \times 10^{-18} \text{ m}^2$, à une durabilité très faible pour une perméabilité à l'air supérieure à $1000 \times 10^{-18} \text{ m}^2$. Selon cette classification, notre béton se situe dans une catégorie intermédiaire, avec une perméabilité à l'air comprise entre 100×10^{-18} et $300 \times 10^{-18} \text{ m}^2$ (égale à $210 \times 10^{-18} \text{ m}^2$).

III.3.1.1.3 Effet de la saturation sur la perméabilité des bétons dégradés

A fort degré de saturation, la perméabilité provient principalement des fissures ou des interfaces connectées sans la contribution du réseau poreux qui reste quasi imperméable.

Après un gonflement de 0,22% à un taux de saturation de 80%, la perméabilité à l'air mesurée pour un béton fissuré s'élève à $2 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ (Figure 86-a). Il convient de noter que cette valeur est plus de 10 fois supérieure à celle mesurée pour un béton non fissuré, qui était de $0,15 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. A un tel niveau d'expansion, la fissuration pilote presque intégralement les transferts gazeux au regard de la contribution diffuse du réseau poreux. La mesure de perméabilité à forte saturation est donc un indicateur intéressant pour la mise en évidence de bétons atteints de pathologies type RGI. Dans le cas d'un béton atteint de RSI, l'évolution du degré de saturation n'a pas le même impact sur la fissuration et sur le réseau poreux. Lorsque le béton sèche, le réseau poreux se libère progressivement de l'eau, ce qui permet à l'air de circuler à travers le béton (Figure 86). La fissuration est drainée plus rapidement : si son ouverture est supérieure à $1 \text{ }\mu\text{m}$, la fissure est drainée pour un degré de saturation moyen supérieur à 80%. Le passage à 40% de saturation a un impact limité sur le transport dans la fissure. La circulation accrue d'air entraîne une augmentation de la perméabilité mesurée, qui peut atteindre la valeur de $7,1 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ pour un taux de saturation de 40% et un gonflement de 0,22%. À une saturation de 20%, le béton ayant subi un gonflement de 0,22% a montré une perméabilité de $17,6 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. En comparaison avec le béton RSI de (Pichelin, 2020), testé dans des conditions similaires, notre béton s'est avéré presque deux fois plus perméable, ce qui peut être expliqué par des différences dans le pré-conditionnement et les interactions entre fissures de RSI et fissures de séchage.

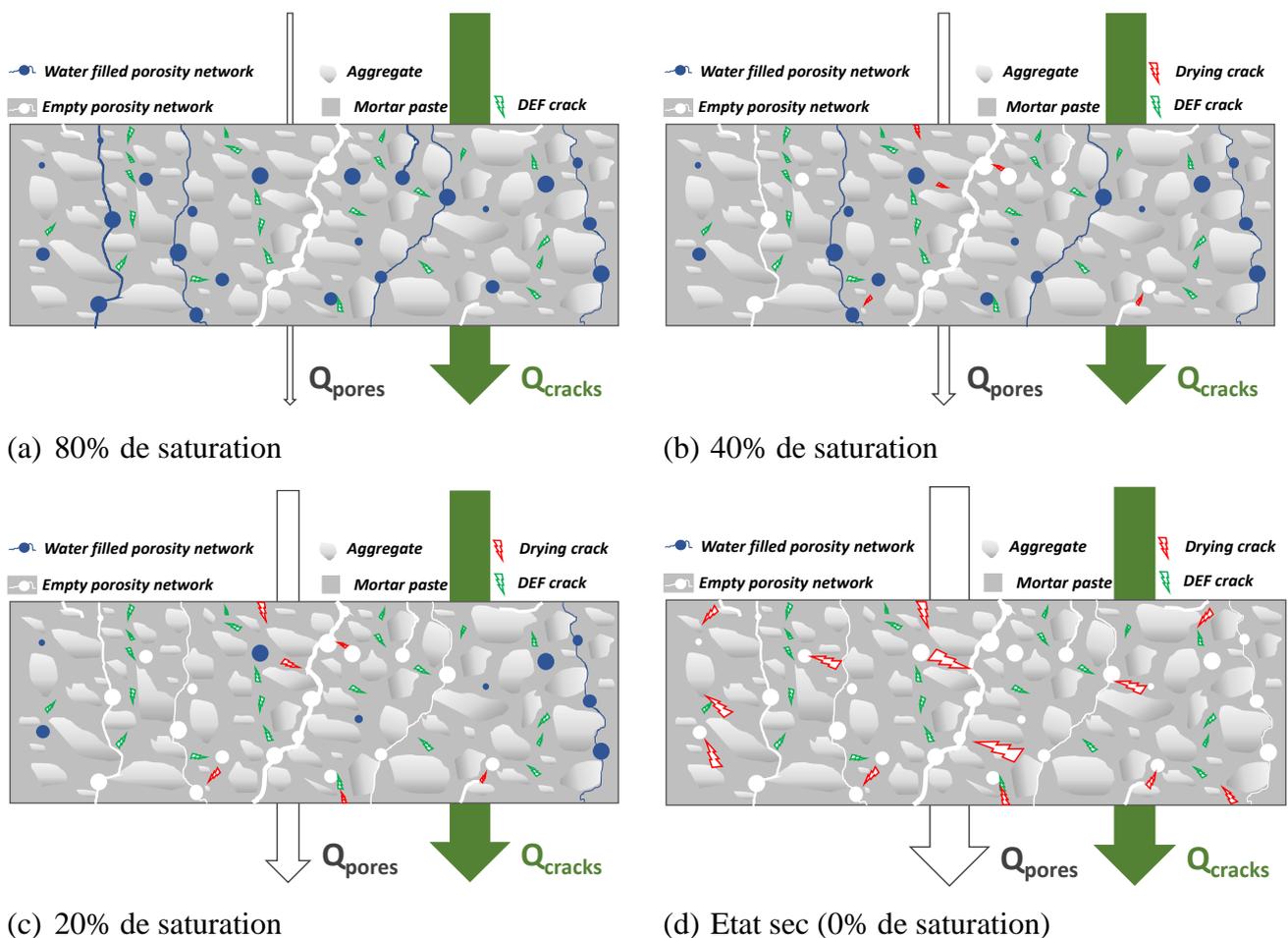


Figure 86: Représentation d'état de la microstructure d'un béton développant les RGI à son état initial - cas de la RSI

Dans le cas de la RSI, l'augmentation du temps et de la température de séchage peut également entraîner une augmentation de la perméabilité en favorisant la connectivité entre les fissures causées par la RSI et celles causées par le séchage (Figure 86-c). Ainsi, la perméabilité mesurée pour les faibles degrés de saturation est due à la contribution à la fois des fissures de RSI et de séchage et du réseau poreux, qui se libère progressivement de l'eau. Cette constatation peut être mise en évidence par les mesures de perméabilité effectuées, qui révèlent une valeur de $130 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ pour un béton sec avec RSI et de $21 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ pour un béton sec et non fissuré.

III.3.1.1.4 Contribution des fissures à la perméabilité des bétons dégradés

Dans le but de quantifier l'ampleur de la participation de la fissuration induite par la réaction sulfatique interne, un calcul est effectué en faisant la différence entre la perméabilité mesurée d'un béton ayant subi un gonflement et la perméabilité mesurée d'un béton à l'état initial, pour chaque niveau de saturation.

La Figure 87 illustre l'évolution de cette différence en fonction du taux de saturation : graphique (a) conditions de service ; graphique (b) conditions de service avec les normes.

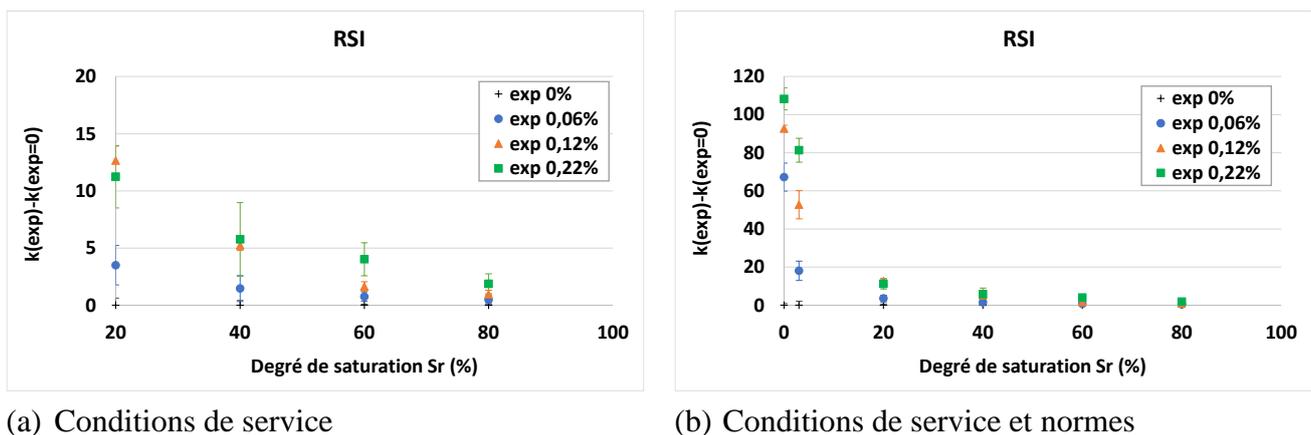


Figure 87: Evolution de la participation de la fissuration induite par la RSI avec le séchage du béton

Dans le contexte des conditions de service, l'implication des fissures engendrées par la RSI sur le flux s'accroît à mesure que la saturation du béton diminue. Cependant, l'ampleur de cette implication varie en fonction des variations du niveau de gonflement. Ainsi, le béton ayant subi un gonflement de 0,12% montre la variation la plus forte avec une contribution des fissures qui augmente de plus de 13 fois (passant de $0,96 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ pour une saturation de 80% à une valeur de $12,65 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ pour une saturation de 20%). Les bétons ayant subi une expansion de 0,06% et 0,22% montrent des variations plus faibles avec une augmentation de 7 et 6 fois respectivement, pour une saturation de 80% à une saturation de 20%. Cette augmentation de la contribution des fissures au flux pour ces saturations de service peut s'expliquer de deux manières. La première explication est liée aux interconnexions entre fissures de RSI et le réseau poreux. Les fissures induites par la RSI sont initialement diffuses avec des ouvertures faibles. Chaque fois que la saturation du béton diminue, ces fissures s'interconnectent davantage avec le réseau poreux, provoquant ainsi une augmentation de leur participation. La deuxième hypothèse est que le béton RSI présentait initialement le diamètre de pores le plus petit,

d'environ 62 nm. Par conséquent, pendant le processus de séchage, un degré de saturation plus faible est nécessaire pour obtenir une continuité de la phase gazeuse et donc un impact sur la perméabilité à l'air (Picandet, 2001). La porosité vide pleine d'eau crée des interruptions dans le flux, ce qui limite son augmentation pour les saturations élevées, et cet effet diminue à mesure que le matériau sèche.

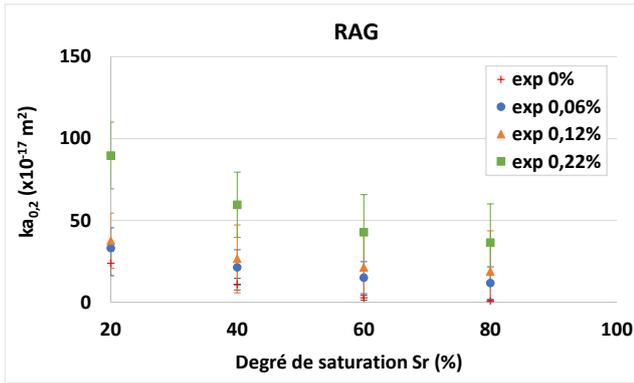
Dans des conditions normatives et pour des saturations faibles de 0% et 3%, la contribution des fissures induites par la RSI au flux percolant s'est révélée significativement plus importante. En effet, le béton ayant subi une expansion de 0,06% a enregistré une augmentation de la contribution des fissures induites par la RSI au flux de 137 fois en passant d'une saturation de 80% à un état complètement sec, suivi par le béton ayant subi un gonflement de 0,12% avec une augmentation de 96 fois, et enfin le béton ayant subi une expansion de 0,22% avec une augmentation de 58 fois. A ces niveaux de saturation, l'eau a un effet négligeable sur la perméabilité du réseau, cette augmentation significative de la contribution des fissures de la RSI est donc à relier à leur interconnexion avec les fissures additionnelles induites par l'augmentation de la température de séchage pour le pré-conditionnement. Dans les termes des conditions de service (saturation supérieure à 20%), il est observé que la perméabilité évolue de manière constante et modérée en fonction du degré de saturation. Cependant, lorsqu'il s'agit de situations de séchage important, une transition significative se produit, spécifiquement entre 20% et 0% de saturation. Aux extrêmes, soit à 0% et à 3% de saturation, l'accroissement de la perméabilité est particulièrement prononcé ce qui indique à un effet plus significatif des fissures de pré-conditionnement. Cette interaction plus forte peut s'expliquer par le fait que les fissures de retrait empêchées ont lieu dans un béton déjà fissuré et donc fragilisé (Chen, et al., 2011).

La comparaison des effets des fissurations induites par la RSI et la RAG en termes de perméabilité relative réalisée dans la suite permet d'approfondir cette analyse tant du point de vue quantitatif que des mécanismes mis en jeu.

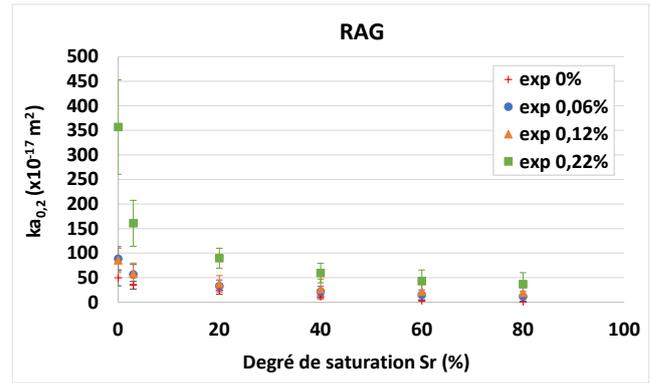
III.3.1.2 Cas de la RAG

III.3.1.2.1 Courbes de perméabilité apparente en fonction du degré de saturation

La Figure 88 présente l'évolution de la perméabilité à l'air en fonction du taux de saturation pour le béton développant la RAG pour les différents niveaux de gonflement, allant de l'état initial jusqu'à un gonflement de 0,22%. Le graphique (a) illustre la variation de la perméabilité en fonction des conditions de service, tandis que le graphique (b) présente les données conformément aux normes établies ainsi que les conditions de service.



(a) Conditions de service



(b) Conditions de service et normes

Figure 88: Evolution de la perméabilité au gaz pour différents niveaux de gonflement en fonction du degré de saturation – cas de la RAG

La courbe d'évolution de la perméabilité en fonction du taux de saturation pour le béton atteint par la réaction alcali-granat présente un comportement similaire à celle du béton affecté par la réaction sulfatique interne. Toutefois, il est noté deux différences significatives :

- i. Une augmentation importante de la perméabilité à 80% de saturation pour les bétons avec expansion,
- ii. Une augmentation moins importante et non systématique de la perméabilité des bétons avec expansion aux degrés de saturation les plus faibles.

III.3.1.2.2 Effet du degré de saturation sur la perméabilité du béton à l'état initial

La perméabilité du béton à l'état sain varie selon le taux de saturation, avec des valeurs respectives de $0,8 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, $11,1 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, $23,8 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ et $152,9 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ pour des taux de saturation de 80%, 40%, 20% et 0%. Cette variation de la perméabilité en fonction du taux de saturation est cohérente avec les observations courantes, comme en témoigne l'étude de (Pichelin, 2020) qui a obtenu une valeur de perméabilité de $23,9 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ pour une saturation de 20%, ce qui correspond de manière similaire à nos résultats dans des conditions identiques.

III.3.1.2.3 Effet de la saturation sur la perméabilité des bétons dégradés

En outre, le développement de la RAG joue un rôle significatif dans la perméabilité du matériau après dégradation. La progression de la RAG entraîne la formation de fissures à l'intérieur du béton. De manière similaire à la RSI, les fissures peuvent être vidées de l'eau même pour des forts taux de saturation. Ceci peut être illustré sur la Figure 89.

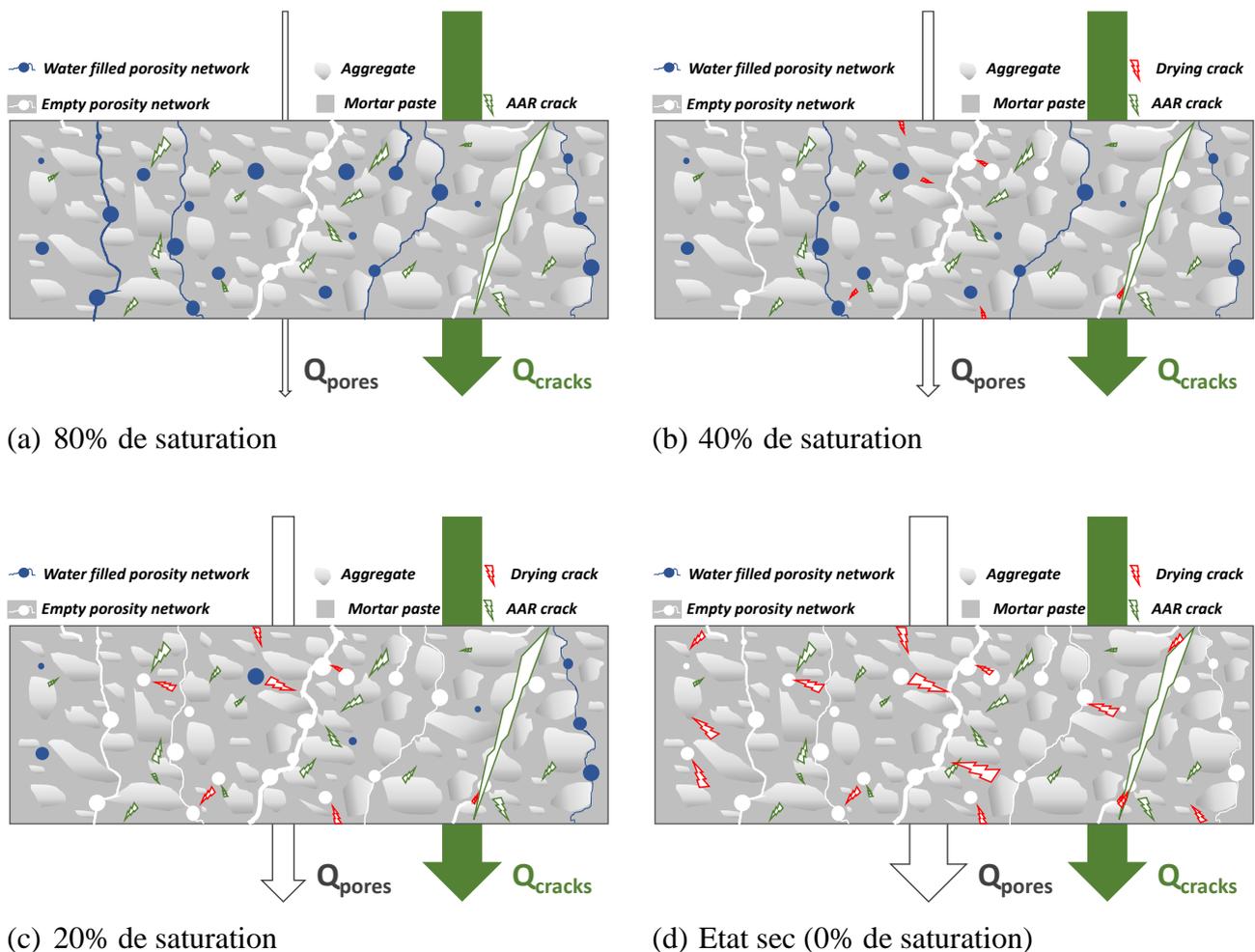


Figure 89: Représentation d'état de la microstructure d'un béton développant les RGI à son état initial - cas de la RAG

A 80%, les fissures drainées d'eau, créent des chemins préférentiels pour la circulation des gaz, entraînant ainsi une augmentation de la perméabilité. La perméabilité mesurée est quasi exclusivement attribuable aux fissures, la contribution du réseau poreux demeure presque imperméable à des taux de saturation élevés. À titre d'exemple, pour un taux de saturation de 80%, la perméabilité à l'air du béton présentant une expansion de 0,22% est mesurée à $36,5 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, tandis que celle du béton non affecté est de $0,8 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ (presque un facteur 50). L'ouverture des fissures joue alors un rôle considérable dans la perméabilité du béton.

Lorsque l'eau libre dans les pores est éliminée par le séchage, la perméabilité mesurée résulte de la combinaison de deux contributions : celle des fissures et celle du réseau poreux drainé (Figure 89-b à d). À un taux de saturation de 40%, la perméabilité à l'air d'un béton non fissuré est mesurée à $11 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. En comparaison, pour un béton ayant subi une expansion de 0,22%, la perméabilité à l'air mesurée est de $59,6 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, ce qui représente une multiplication par 5 de la perméabilité à l'air. Ces résultats mettent en évidence l'impact significatif du gonflement sur la perméabilité à l'air du béton.

Au départ, notre béton sain avait une perméabilité similaire à celle de (Pichelin, 2020), avec une valeur de $23,9 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. Cependant, après que les deux bétons aient subi des gonflements proches de 0,22%, notre béton présente une perméabilité de $89,6 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, soit 1,9 fois plus

élevée que celle obtenue dans le cas de Pichelin. Cette différence peut s'expliquer par la nature très hétérogène des fissurations induites par la RAG et les différences dans le pré-conditionnement. De plus, en augmentant la température du séchage, la saturation diminue progressivement, ce qui entraîne une augmentation de la perméabilité. Une partie de cette augmentation peut également être attribuée à la connectivité entre les fissures induites par le développement de la RAG et celles provoquées par le processus de séchage (Figure 89).

Les résultats de nos essais en laboratoire confirment que l'hypothèse selon laquelle le gonflement a un effet significatif sur la perméabilité à l'air du béton affecté par la RAG est étayée par les données. En effet, la perméabilité à l'air d'un béton RAG ayant subi une expansion de 0,22% et ayant un taux de saturation de 0% est mesurée à $356,7 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, tandis que la perméabilité à l'air d'un béton non fissuré est de $152,9 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ dans les mêmes conditions. Ces résultats mettent en évidence l'impact significatif de la fissuration sur la perméabilité à l'air du béton affecté par la RAG, ce qui peut avoir des conséquences sur la durabilité et les performances de la structure.

III.3.1.2.4 Contribution des fissures à la perméabilité des bétons dégradés

Dans le but de quantifier la participation de la fissuration induite par la réaction alcali-granulat, un calcul est effectué en soustrayant la perméabilité mesurée d'un béton à l'état initial à la perméabilité mesurée d'un béton ayant subi un gonflement, pour chaque niveau de saturation. La Figure 90 illustre l'évolution de cette différence en fonction du taux de saturation : graphique (a) conditions de service et graphique (b) conditions de service avec les normes.

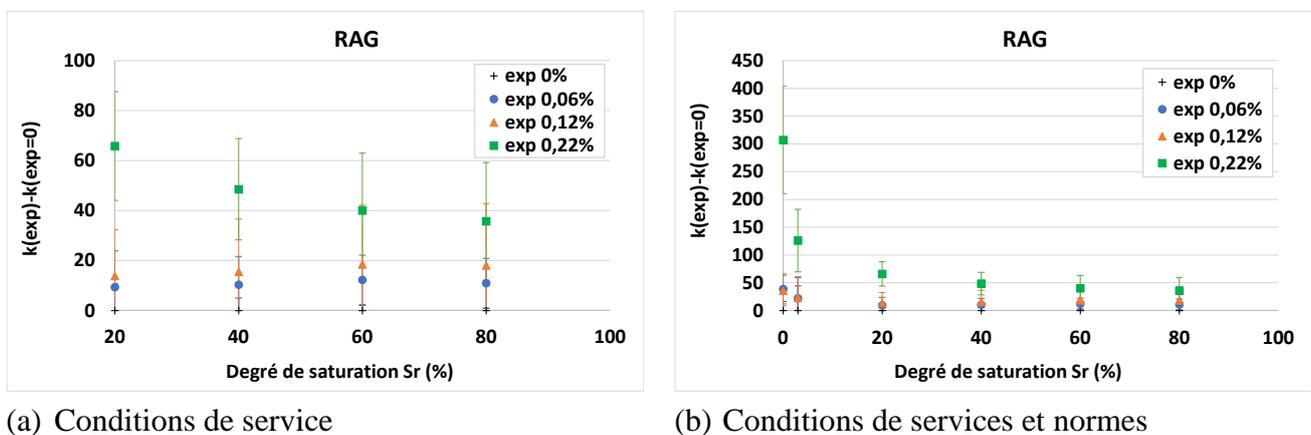


Figure 90: Evolution de la participation de la fissuration induite par la RAG avec le séchage du béton

Dans les conditions de service, la contribution des fissures induites par la RAG reste essentiellement constante lors du passage de 80% à 20% de saturation pour les expansions de 0,06 et 0,12%. Pour le béton ayant subi un gonflement de 0,22%, la contribution des fissures augmente seulement de 1,8 fois en passant de 80% à 20% de saturation. En comparaison avec le béton RSI dans des conditions similaires, la contribution des fissures augmente de 6 fois. Cette évolution relativement stable lors du séchage du béton dans des conditions de service est due à la nature de la fissuration de la RAG, qui est localisée avec des ouvertures importantes. Cela facilite le drainage des fissures, et elles deviennent directement perméables même à des

saturations de 80%. Par conséquent, le chemin de percolation ne change pas avec le séchage, tant que la saturation reste supérieure à 20%. Pour les faibles saturations de 0% et 3%, la contribution des fissures de la RAG au flux augmente, mais cette augmentation est moins prononcée que dans le cas du béton RSI. Par exemple, pour le béton ayant subi une expansion de 0,06%, la contribution des fissures au flux augmente de 3,5 fois en passant de 80% à un état complètement sec. En revanche, dans des conditions similaires pour le béton RSI, l'augmentation de la contribution est de 137 fois. Cette différence s'explique par le fait que la contribution des fissures était déjà très élevée aux niveaux de saturation les plus élevés, de sorte que le séchage n'a pas eu un impact aussi marqué sur leur contribution. Ce résultat montre que la fissuration de la RSI est plus diffuse dans le matériau et que sa participation à la perméabilité devient de plus en plus importante avec le séchage du fait de l'augmentation de la connectivité entre réseau poreux et fissuration induite par les expansions. Au contraire, dans le cas de la RAG, la fissuration induite a un effet important dès les degrés de saturation élevés. L'augmentation de connectivités entre réseau poreux et fissuration induite par les expansions a un effet négligeable en condition de service.

Considérant que l'utilisation des valeurs de perméabilité absolue ne permet pas d'analyser de façon systématique l'impact du taux de saturation sur la perméabilité, la prochaine section vise à répondre à cette question en utilisant la perméabilité relative. Cette approche permettra une analyse complémentaire de l'effet de la saturation sur la perméabilité. Cette partie est également dédiée à la comparaison de l'impact des deux pathologies, qui en présentant des fissurations de différents aspects, ont des conséquences différentes sur la perméabilité.

III.3.2 Bilan des perméabilités relatives et comparaison RSI/RAG

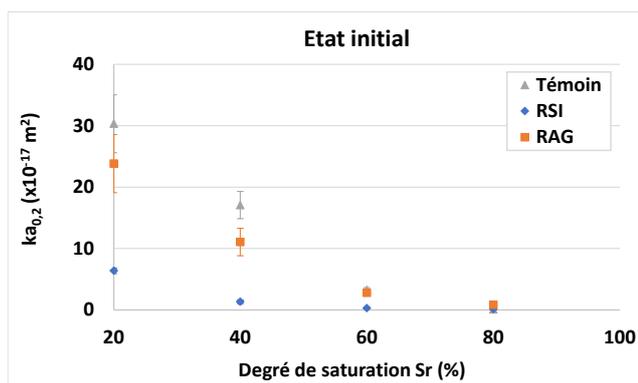
Cette section de l'étude se focalise sur l'analyse de l'évolution de la perméabilité à l'air relative en fonction du taux de saturation pour différents niveaux de gonflement. Dans un premier temps, nous présentons l'évolution de la perméabilité en fonction du taux de saturation pour les bétons à leur état initial, dans le but de quantifier la sensibilité de la perméabilité à la saturation avant dégradation. Cette étude est suivie par l'analyse de l'évolution de deux perméabilités relatives des bétons ayant subi des expansions provoquées par les RGI : perméabilité relative avec l'état sec comme référence et perméabilité relative avec l'état initial comme référence.

III.3.2.1 Effet du S_r sur la perméabilité à l'air des bétons avant dégradation

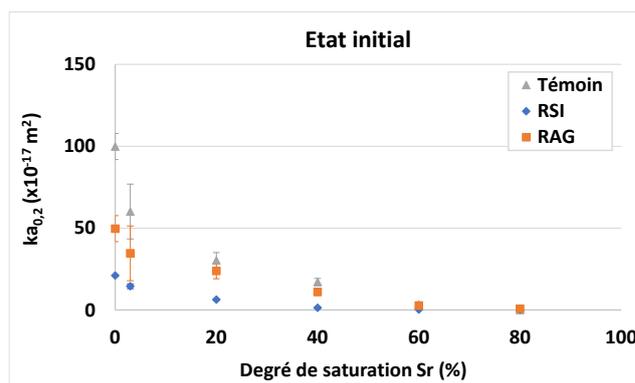
Avant de procéder à la comparaison des différents types de bétons une fois fissurés suite au développement des RGI, il est pertinent d'analyser leur comportement à l'état initial. Cette étape est essentielle pour déterminer si tous les bétons de départ présentent une sensibilité similaire à la saturation avant le processus de fissuration. À cet égard, la Figure 91 présente l'évolution de la perméabilité à l'air des trois catégories de béton en fonction du degré de saturation, ainsi que la perméabilité relative. L'axe des ordonnées représente la perméabilité relative à la saturation, $k_{rel,Sr}$, le rapport entre la perméabilité mesurée pour un degré de saturation spécifique et celle du béton à l'état sec :

$$k_{rel,Sr} = \frac{k_{2bars,Sr}}{k_{2bars,0}} < 1 \quad (34)$$

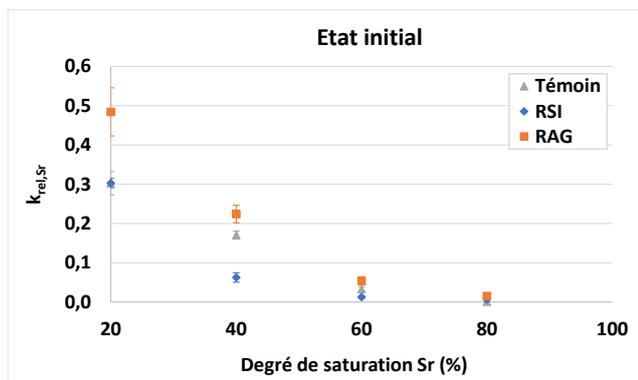
où $k_{2bars,Sr}$ est la perméabilité mesurée à un taux de saturation donné et $k_{2bars,0}$ est la perméabilité mesurée à l'état complètement sec (0%). Les graphiques (a) et (c) reflètent les conditions de service, tandis que les graphiques (b) et (d) englobent les conditions de service ainsi que les normes.



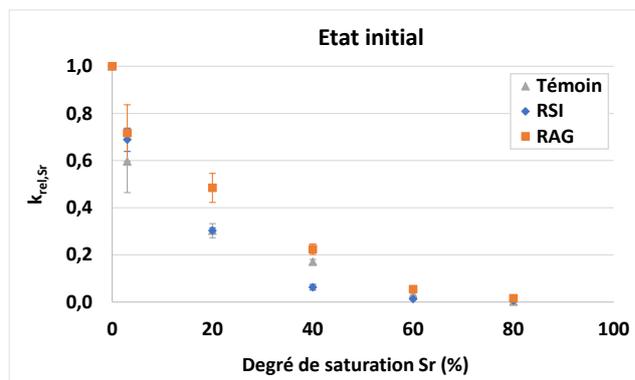
(a) Conditions de service



(b) Conditions de service et normes



(c) Conditions de service



(d) Conditions de service et normes

Figure 91: Evolution de la perméabilité absolue et relative à l'état initial en fonction du degré de saturation

Dans le but de comparer les sensibilités des différents types de béton, nous avons analysé l'évolution des valeurs de perméabilité pour trois niveaux de saturation : 60%, 20% et 0%.

À une saturation de 60%, le béton RSI s'est avéré le moins perméable, affichant une valeur de $0,3 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, suivi du béton RAG avec une valeur de $2,8 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, tandis que le béton témoin était le plus perméable, avec une valeur de $3,3 \times 10^{-17} \text{ m}^2$.

Lorsque nous avons réduit la saturation de 60% à 20%, la perméabilité du béton RSI a augmenté de près de 23,6 fois, atteignant une valeur de $6,4 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. De même, pour le béton RAG, la perméabilité a augmenté de 8,5 fois, atteignant $23,8 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. Quant au béton témoin, le plus perméable, sa perméabilité a augmenté d'environ 9,3 fois, atteignant $30,3 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. La sensibilité des bétons à cette variation de saturation n'est pas uniforme. Le béton RSI semble

être le plus sensible, probablement en raison du traitement thermique qu'il a subi à jeune âge, créant de petites fissures qui se propagent et se connectent progressivement au réseau poreux en se desséchant, ce qui augmente sa perméabilité. Les bétons témoin et RAG semblent avoir des sensibilités similaires, suggérant que le type de granulat n'a pas eu un impact significatif sur la sensibilité de la perméabilité au degré de saturation.

Lorsque la saturation est réduite de 20% à un état complètement sec, la perméabilité des bétons RSI, RAG et témoin augmente respectivement de 3,3, 2,1 et 3,3 fois pour atteindre les valeurs de $21 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, $49,7 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ et $99,9 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. Il est donc clair que la sensibilité des trois bétons est presque similaire lorsqu'il s'agit de passer d'une saturation modérée à un état complètement sec. Cela peut être dû à l'ouverture préalable du réseau poreux lors d'une saturation modérée, de sorte que le séchage ultérieur n'entraîne pas de changements significatifs de la sensibilité à l'état de saturation.

III.3.2.2 Effet du S_r sur la perméabilité à l'air de béton endommagé par les RGI

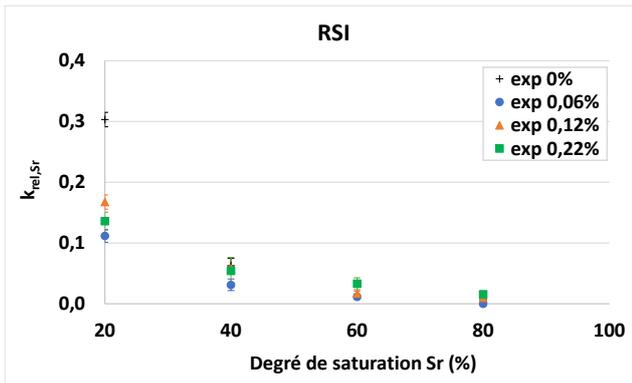
La Figure 92 illustre la corrélation entre la perméabilité relative et le taux de saturation du béton, avec une plage de degrés de saturation allant de 80% à 0%.

La définition de perméabilité relative est couramment utilisée pour estimer l'effet de la teneur en eau sur la perméabilité à l'air des matériaux poreux. La perméabilité relative étant un quotient, les barres d'erreur sont estimées par l'équation suivante :

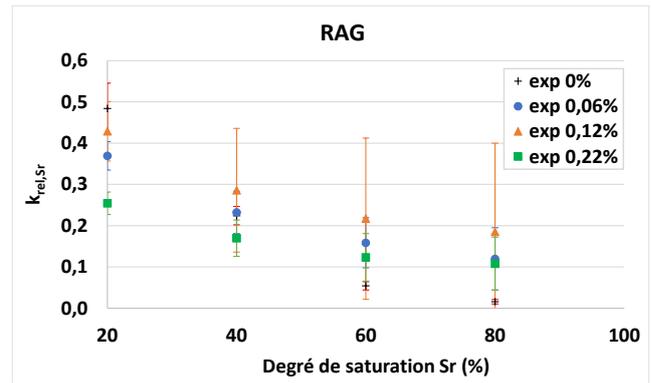
$$\frac{u(X)}{X} = \sqrt{\left(\frac{u(Y)}{Y}\right)^2 + \left(\frac{u(Z)}{Z}\right)^2} \quad (35)$$

Avec $u(X)$, la dispersion de la grandeur X.

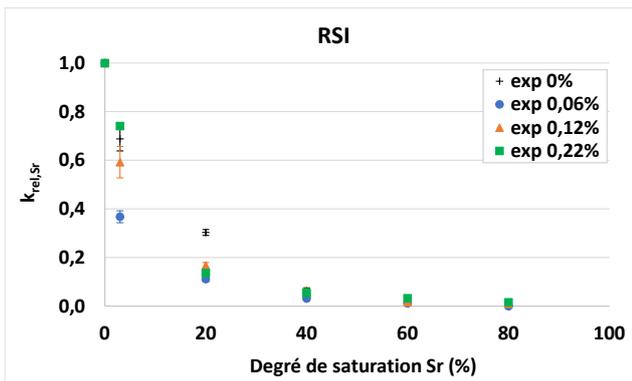
La Figure 92 présente l'évolution de la perméabilité relative des deux bétons RSI et RAG en fonction du degré de saturation. Les graphiques (a) et (b) pour les bétons RSI et RAG dans les conditions hydriques de service, les graphiques (c) et (d) pour les bétons RSI et RAG dans les conditions hydriques de service ainsi que les normes.



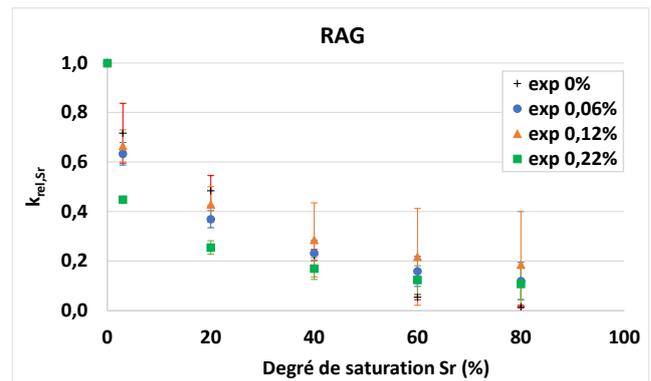
(a) RSI – Conditions de services



(b) RAG – Conditions de services



(c) RSI – Conditions de services et normes



(d) RAG – Conditions de services et normes

Figure 92: Evolution de la perméabilité relative pour différents niveaux de gonflement en fonction du degré de saturation

Pour les deux pathologies, la réduction de la perméabilité relative du béton est très nette pour toutes les valeurs de gonflement, depuis un état complètement sec jusqu'à un taux de saturation de 20%. Au-dessus de ce niveau d'humidité, la diminution de ce rapport de perméabilité relative s'atténue progressivement, mais de manière très différente en fonction de la pathology.

Ainsi, pour le béton utilisé pour la RSI, on remarque une perméabilité relative supérieure pour le béton sain à 20% de saturation par rapport à celles obtenues sur béton fissuré alors qu'il y a peu d'effet du niveau d'expansion sur cette valeur. Ces valeurs étant relatives, ce comportement indique que l'écart entre la perméabilité à 20% et celle mesurée à l'état sec s'accroît avec l'état fissuré du béton. Pour ce même béton, le rapport de perméabilité atteint une valeur inférieure à 0,1 avant ou après la réaction, lorsqu'il est dans des états de saturation compris entre 40% et 80%. Pour ce béton, il convient de souligner que la perméabilité relative du béton reste pratiquement nulle pour les niveaux de saturation supérieurs à 60%. En effet, le réseau poreux demeure faiblement perméable à ces niveaux de saturation, et les fissures induites par la réaction sulfatique interne sont si minces et réparties de manière diffuse qu'elles ont peu d'impact sur la perméabilité relative calculée. A titre d'exemple, pour un taux de saturation de 60%, la perméabilité relative est de 0,01, 0,02 et 0,03 respectivement pour les bétons sains et gonflés à 0,06%, 0,12% et 0,22%.

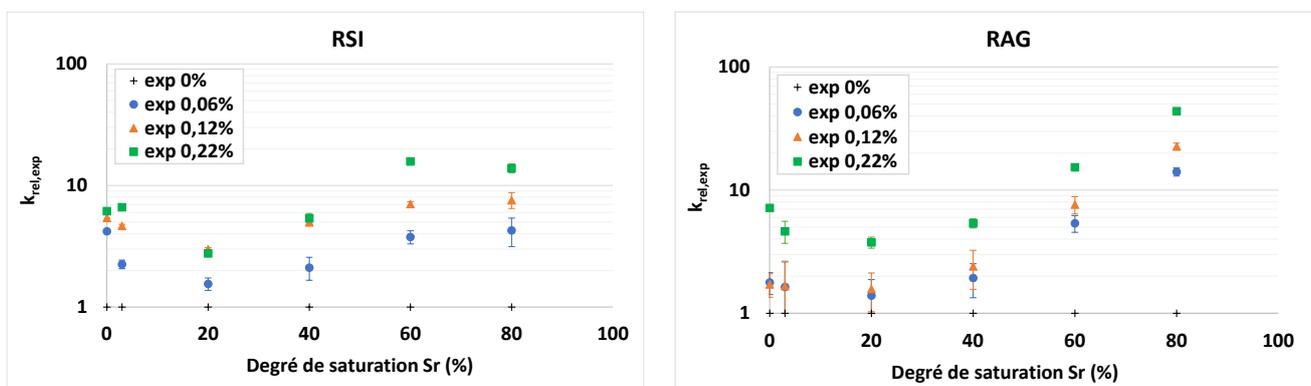
Pour le béton atteint de RAG, la diminution de la perméabilité relative est beaucoup moins nette. La fissuration induite présentant de plus grandes ouvertures, l'impact du degré de

saturation en est réduit. A 80% de saturation, la perméabilité du béton représente près de 20% de la perméabilité à l'état sec pour un béton avec une expansion de 0,12%. Pour ce béton, les tendances restent relativement proches quel que soit le niveau d'expansion pour les degrés de saturation les plus élevés.

Il est également intéressant de tracer l'évolution d'une perméabilité relative à l'état d'expansion afin de quantifier l'évolution de la perméabilité avec les gonflements. La Figure 93 représente la relation entre la perméabilité relative au niveau d'expansion et le taux de saturation du béton. Les degrés de saturation examinés vont de 80% à 0%, et l'axe des ordonnées affiche le rapport de la perméabilité relative à l'expansion qui est le rapport entre la perméabilité mesurée pour un niveau de gonflement spécifique et celle du béton à l'état initial. En d'autres termes, la perméabilité relative est calculée en divisant la perméabilité mesurée après le gonflement par la perméabilité mesurée à l'état initial :

$$k_{rel,exp} = \frac{k_{2bars,exp}}{k_{2bars,0}} \quad (36)$$

Où $k_{2bars,exp}$ est la perméabilité mesurée à un niveau de gonflement donné et $k_{2bars,0}$ est la perméabilité mesurée à l'état initial.



(a) RSI – Conditions de services et normes

(b) RAG – Conditions de services et normes

Figure 93: Evolution de la perméabilité relative pour différents niveaux de gonflement en fonction du degré de saturation

Le graphique (a) présente le béton RSI, tandis que le graphique (b) présente le béton RAG.

Pour les deux pathologies étudiées, la perméabilité relative, mesurée dans la plage de conditions de service des structures avec des saturations variantes de 20% à 80%, est systématiquement supérieure à 1, ce qui indique une augmentation due à la fissuration provoquée par les RGI. L'impact de ces réactions de gonflement interne varie considérablement, avec des rapports de perméabilité relative allant jusqu'à 44 pour la pathologie RAG à une saturation de 80% et

jusqu'à 14 pour la pathologie RSI dans des conditions hydriques similaires. Dans la plage de saturation des conditions de service, la perméabilité relative augmente à mesure que la fissuration augmente du fait des expansions induites par les deux pathologies.

À 80% de saturation, les bétons atteints de RAG présentent les plus fortes valeurs de perméabilité relative, variant de 15 à 40 en fonction du degré de gonflement, tandis que pour la RSI, les valeurs de rapport varient de 4 à 15 pour les mêmes niveaux d'expansion. En dessous de 80% de saturation, dans les conditions de service, les augmentations sont similaires pour les deux pathologies, avec des rapports variant de 3 à 15 pour une saturation de 60%, de 2 à 5 pour une saturation de 40%, et enfin de 2 à 4 pour une saturation de 20%.

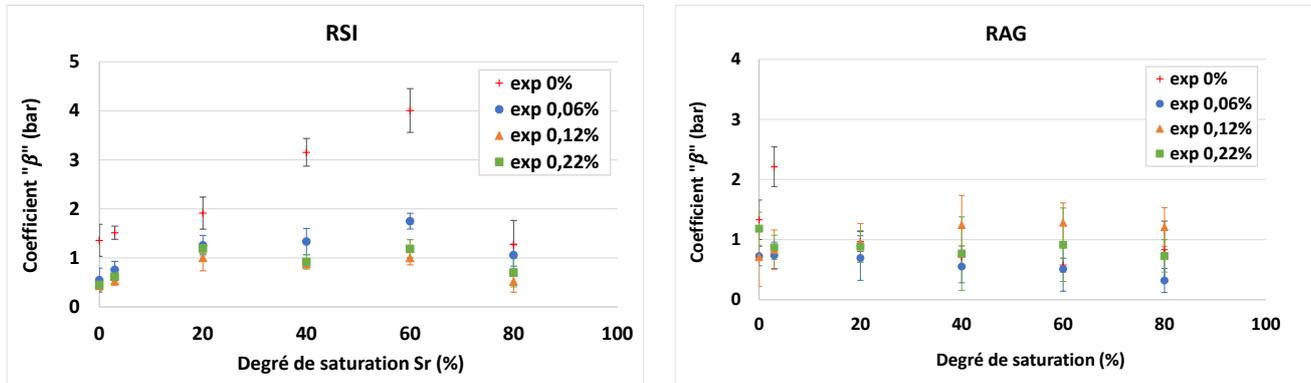
Cependant, pour les faibles niveaux de saturation, compris entre 0% et 3%, les comportements s'inversent pour les deux pathologies, et ces bétons secs présentent une perméabilité relative plus grande que le béton à 20% de saturation, quel que soit le niveau de gonflement. En effet, pour les deux types de béton atteints de RGI, nous observons un effet pessimum, où la perméabilité relative atteint un minimum à 20% de saturation. La reprise de l'augmentation de la perméabilité relative avec la diminution du taux de saturation entre 20% et 0% peut être en partie attribuée à la déshydratation de l'ettringite dans le cas de la RSI, ou des produits de réaction dans le cas de la RAG. Ainsi, ces deux RGI sont responsables de la formation de produits de réaction à l'intérieur du béton, créant également des fissures. Cependant, des dépôts d'ettringite différée (Brunetaud, 2005) et (Jabbour, 2018) ou de produit de réaction alcali-granulat (Sanchez, 2014) et (Jabbour, 2018) sont souvent observés dans les fissures, ce qui peut obstruer en partie ces fissures et limiter l'augmentation de la perméabilité du béton endommagé. Pour passer aux taux de saturation de 3% et 0%, les échantillons ont été soumis à un séchage à des températures élevées de 80°C et 105°C. Ces températures provoquent la déshydratation de l'ettringite et des produits de la RAG présents dans les fissures, libérant ainsi une partie de la fissure et du réseau poreux qui ont été obstrués par ces produits. Cela permet un plus grand flux d'air à travers les fissures, provoquant une augmentation de la perméabilité mesurée et conduisant à cet effet pessimum. En raison de cet effet pessimum, la perméabilité relative des bétons ayant subi des expansions est pratiquement la même pour les taux de saturation de 3% et 40%. En outre, l'effet de la fissuration induite par le pré-conditionnement entre 20% et 0% peut également participer à cet effet. Dans le cas des bétons à l'état initial, ces fissurations de séchage ont lieu dans un béton sain avec une résistance à la fissuration élevée. La fissuration de séchage se propage, mais de manière limitée. Au contraire, dans le cas des bétons fissurés par RGI, la fissuration de pré-conditionnement a lieu dans un matériau affaibli par les RGI, sa propagation peut en être augmentée avec d'autant plus d'effet sur la perméabilité mesurée.

III.3.3 Effet des RGI sur la dépendance de la perméabilité apparente à la pression

III.3.3.1 Résultats expérimentaux

L'analyse de l'évolution du coefficient "béta" (généralement noté β) relié à la pente de la loi de Klinkenberg revêt une importance particulière pour comprendre comment la perméabilité apparente d'un matériau poreux, tel que le béton, peut fluctuer en fonction de la pression appliquée (Klinkenberg, 1941). β représente le rapport entre la pente de la perméabilité

apparente en fonction de la pression et la perméabilité intrinsèque du matériau. Ce coefficient permet de quantifier les interactions entre les molécules de gaz et les parois des pores du matériau dans lesquels transite le gaz. Le coefficient β dépend de la taille du réseau poreux (Klinkenberg, 1941) et ainsi du degré de saturation (Abbas, et al., 1999). La Figure 94 représente l'évolution du β en fonction du taux de saturation.



(a) Cas de la RSI

(b) Cas de la RAG

Figure 94: Evolution de la pente de Klinkenberg pour différents niveaux de gonflement en fonction du degré de saturation

L'analyse des courbes des Figure 81 et Figure 82 montre de manière usuelle une augmentation de la pente de la loi de Klinkenberg avec la diminution du degré de saturation quel que soit l'état des bétons. Ce résultat est conforme à la littérature (Abbas, et al., 1999) (Zhang, et al., 2022) La pente de la loi de Klinkenberg est égale à βk_i . Généralement, la pente augmente avec la diminution du degré de saturation avec une augmentation commune de k_i et de β (Abbas, et al., 1999).

III.3.3.2 Coefficients β pour les bétons à l'état initial

Pour les bétons de cette étude, dans leur état initial, celui atteint de RAG montre un comportement habituel avec une augmentation de β quand le degré de saturation diminue. La baisse entre 80 et 60% peut s'expliquer par les limites de mesure de flux pour les bétons peu perméables qui conduisent à une dispersion plus forte dans l'évaluation de β . Pour le béton RSI à l'état initial, les résultats sont plus inattendus. En effet, après une augmentation entre 80 et 60%, une baisse systématique de β est constatée pour les degrés de saturation plus faibles (Figure 94-a). Alors que la pente de la loi (βk_i) augmente constamment dans ce domaine, cela indique que l'augmentation de la perméabilité intrinsèque k_i compense la diminution de β . Par rapport aux bétons usuels, l'augmentation de la perméabilité intrinsèque avec le séchage est donc plus rapide pour ce béton. Dans ce cas, cela implique que la part d'écoulement visqueux augmente plus rapidement avec le séchage que la part d'écoulement par glissement, ce qui témoigne du grossissement du réseau poreux contribuant à la perméabilité à l'air avec le séchage, ce qui n'est pas observé habituellement.

La plupart des études de la littérature ont été menées sur des bétons ayant subi des cures habituelles à température ambiante. La différence de tendance pour notre béton RSI pourrait

donc être recherchée dans la cure thermique subie au jeune âge. Cette cure modifie la microstructure, la nature des C-S-H ainsi que les zones de transition interfaciale (ITZ). Ce résultat inhabituel doit être confirmé par d'autres études sur bétons subissant des cures à température élevée. En ce qui concerne la RAG, l'évolution de β est faible. Cela suggère que le réseau contribuant à la perméabilité est composé de pores relativement gros et que leur taille évolue peu avec le séchage. Ces résultats sont cohérents avec l'ensemble des données de perméabilité obtenues pour ce béton (dont la perméabilité non nulle à 80 % de saturation), ainsi qu'avec les données de porosimétrie-mercure. Pour les bétons initiaux, la porosimétrie-mercure a montré que le béton RAG avait une porosité plus grossière que celle du béton RSI, ce qui est cohérent avec les différences de coefficients β pour ces deux bétons.

III.3.3.3 Coefficient β pour les bétons atteints de RGI

Pour les bétons dans des états fissurés par RGI, le coefficient β évolue peu avec le séchage dans le cas des deux pathologies. Pour la RSI, le β fissuré est plus faible que le β initial dès 0,06% d'expansion, ce qui indique que le réseau poreux participant devient plus grossier en raison de la fissuration. Cette fissuration conduit à des valeurs de β faibles et peu sensibles aux variations de saturation. Pour la RAG, le β évolue peu avec la fissuration. Le réseau initial était déjà grossier, et il le reste avec la fissuration sans impact significatif supplémentaire. Contrairement à ce qui est observé sur les perméabilités apparentes pour lesquelles la contribution des fissures s'ajoute à la contribution du réseau poreux, le coefficient β est principalement influencé par le réseau poreux percolant.

III.4 CONCLUSION

Dans ce chapitre, l'objectif était d'examiner les modifications des propriétés de transport dans des bétons qui subissent des réactions de gonflement interne.

En ce qui concerne la porosité accessible à l'eau, les résultats montrent que le béton RSI a connu une légère augmentation de sa porosité (inférieure à 10 %) avec l'augmentation du gonflement, tandis que l'augmentation de porosité du béton RAG est inexistante ou n'a pu être mise en évidence par la technique de mesure utilisée (fissures créées et connectés en surface non prises en compte dans le volume apparent mesuré). Les mesures de la poro-mercure ne montrent pas de modification du réseau poreux par la RSI. En revanche, le vieillissement des éprouvettes de RAG a provoqué une modification de la distribution des pores avec une réduction de 30% de la taille des pores en raison de l'hydratation du ciment et de la formation de produits de la réaction alcali-silice qui peuvent obstruer certains pores.

Les résultats obtenus mettent en évidence que les fissurations provoquées par le développement des réactions de gonflement interne n'ont pas eu un impact significatif sur la diffusivité hydrique des échantillons testés. Ces constatations sont en accord avec les travaux antérieurs de (Bazant, et al., 1987) et de (Picandet, 2001), qui ont mis en évidence que le rôle de la fissuration dans l'augmentation de la diffusivité hydrique du matériau demeure modeste en comparaison de l'effet beaucoup plus marqué de la diminution de la teneur en eau du béton. Ainsi, l'incidence

de la fissuration sur la valeur de la diffusivité hydrique semble être limitée en comparaison avec son effet sur la perméabilité à l'air.

L'objectif principal de ce chapitre était de combler le manque d'informations sur l'effet du développement des réactions de gonflement interne sur les propriétés de perméabilité des bétons endommagés, en particulier à des niveaux élevés de saturation. Les résultats ont montré que, quel que soit le type de RGI, la perméabilité augmente avec l'augmentation du niveau de gonflement. Ces conclusions sont en accord avec celles obtenues par (Al Shamaa, 2012) et (Pichelin, 2020) sur bétons secs. Cette augmentation s'explique par le fait que les fissures générées par les réactions de gonflement interne agissent comme des voies préférentielles pour la circulation de l'air à travers le béton. Il est essentiel de souligner que l'impact de la fissuration sur la perméabilité à l'air dépend de la taille, de la densité et de l'interconnectivité des fissures, ce qui conduit à des différences entre les deux types de pathologies. En effet, la fissuration induite par le développement de la RAG est localisée à l'échelle des granulats et de l'éprouvette dans le cas de fissuration de gradient. Elle entraîne des ouvertures importantes, ce qui joue un rôle significatif dans l'augmentation de la perméabilité à l'air, en comparaison avec le cas de la RSI où les fissures sont plus diffuses et les ouvertures moins importantes. Aux niveaux de saturation élevés (supérieurs à 60%), il convient de noter que la perméabilité est principalement influencée par les fissures, et la contribution du réseau poreux demeure pratiquement nulle. A ces degrés de saturation, courants pour les ouvrages en conditions de service, la fissuration induite par les RGI a donc un rôle essentiel sur les pertes d'étanchéité, alors que le réseau poreux est peu perméable. A mesure que le degré de saturation diminue, la participation du réseau poreux augmente progressivement, principalement dans le cas de la RSI. En effet, la vidange du réseau poreux de l'eau permet d'augmenter les connexions entre les pores et les fissures induites. Pour cela, l'impact des réactions de gonflement interne sur la perméabilité est immédiatement observé dès de faibles niveaux d'expansion (0,06%) et des saturations élevées (Sr80%). La contribution relative de ces fissures diminue pour des saturations modérées se situant entre 20% et 40%. Pour les saturations faibles, comprises entre 0% et 3%, conseillées par les normes pour les mesures de perméabilité à l'air, l'évolution de la perméabilité devient fortement non linéaire du fait de la combinaison de plus en plus forte avec la fissuration induite par le séchage lié au pré-conditionnement. Il y a une perte d'informations et de sensibilité concernant l'effet des dommages liés aux RGI sur la perméabilité à l'air, mettant en évidence l'importance d'étudier l'évolution de la perméabilité des bétons affectés par les RGI à des niveaux élevés de saturation.

Les mesures de perméabilité effectuées sur les bétons atteints de RGI (RSI et RAG) sont en accord avec la linéarité prévue par la loi de Klinkenberg en surpression, ce qui est valable à la fois à l'état initial et fissuré. Concernant le prolongement de cette loi en dépression proposée par Sogbossi (Sogbossi, 2017) afin de relier les mesures in situ généralement conduites en dépression aux mesures en surpression réalisées en laboratoire, il semble possible jusqu'à 0,12% d'expansion de RSI et 0,06% de RAG. Cependant, ce prolongement semble incorrect pour les échantillons ayant subi un gonflement élevé de 0,22% de RSI ou de plus de 0,12% de

RAG. De plus, l'écart entre les mesures en dépression et la droite de Klinkenberg augmente également à mesure que le taux de saturation diminue, ce qui souligne l'effet de combinaison des fissurations de RGI et celles de pré-conditionnement. Dans ce scénario, il est observé que la perméabilité apparente mesurée sous dépression est systématiquement inférieure à la continuation attendue de la courbe de Klinkenberg obtenue à partir des mesures en surpression. Cela traduit une contribution non visqueuse moins importante que celle prévue par Klinkenberg. Pour ces fortes expansions et faibles saturations la contribution des fissures au flux global est prépondérante et dans ce réseau plus grossier les effets moléculaires et de paroi sont moins marqués. En d'autres termes, la taille accrue des voies de passage dans le matériau réduit l'applicabilité de la loi de Klinkenberg en dépression. Ces résultats remettent en cause la méthode de Sogbossi d'évaluer la perméabilité en surpression à partir de mesures en dépression dans le cas de bétons avec fissuration significative. Des travaux supplémentaires devront être envisagés pour lever cette difficulté.

CHAPITRE IV : CORRELATION ENTRE PERMEABILITE, EXPANSIONS ET ENDOMMAGEMENT DES BETONS ATTEINTS DE RGI

IV.1 INTRODUCTION

Les fissurations induites par des RGI sont la cause de modifications significatives de la perméabilité des bétons. Le présent chapitre constitue une étape cruciale dans notre compréhension de l'endommagement et de ses effets sur la perméabilité à l'air des bétons développant les RGI.

Dans le cadre de ce chapitre, nous allons présenter les mesures des propriétés mécaniques effectuées sur les échantillons de béton développant les RGI. Plus spécifiquement, nous nous concentrerons sur trois propriétés mécaniques : la résistance en compression, le module statique et le module dynamique à plusieurs échéances. L'évolution de ces propriétés mécaniques en fonction du temps sont présentées dans la première partie. Puis elles sont corrélées avec le niveau de gonflement des bétons soumis aux RGI à l'aide de lois empiriques de la littérature.

La deuxième partie a ainsi pour objectif d'évaluer le niveau d'endommagement en fonction des expansions. Une attention particulière sera portée au couplage entre l'hydratation du ciment et les endommagements causés par la RGI. L'hydratation du ciment joue un rôle crucial dans le développement des propriétés mécaniques du béton, et nous examinerons comment elle peut influencer le niveau d'endommagement évalué à partir du module statique et du module dynamique des échantillons atteints de RGI.

Une recherche est ensuite effectuée pour établir des corrélations entre l'expansion des bétons d'une part et les endommagements d'autre part et l'évolution de la perméabilité à l'air des bétons. Dans les deux dernières parties, nous quantifierons l'évolution de la perméabilité à l'air en fonction de l'expansion des échantillons de béton ou de leur endommagement par des lois empiriques inspirées de la littérature.

IV.2 PROPRIETES MECANQUES DES BETONS ATTEINTS DE RGI

L'évolution des propriétés mécaniques des bétons atteints de RGI a été longuement étudiée dans la littérature (Multon, 2003), (Esposito, et al., 2012), (Sanchez, et al., 2017), (Zhychkovska, 2020), (Diab, et al., 2020) et (Aryan, et al., 2020). L'objectif de cette étude étant de relier l'évolution de la perméabilité à l'air à l'endommagement du béton, l'évolution des propriétés mécaniques des trois bétons étudiés ont également été suivis, régulièrement par contrôle non destructif (module dynamique) et de manière plus espacée par mesures destructives (résistance en compression et module statique). Cette section présente donc l'évolution des propriétés mécaniques des bétons soumis à la dégradation par les réactions de gonflement interne afin de quantifier l'endommagement mécanique qui pourra être relié à l'évolution de la perméabilité des bétons. Les protocoles d'essais mécaniques présentés dans le

chapitre 2 sont appliqués dans ce chapitre. Les essais de résistance à la compression, module statique et module dynamique sont réalisés sur les mêmes éprouvettes. Les mesures destructives ont été conduites sur trois échéances de mesure distinctes : la première à l'état initial immédiatement après la cure, la deuxième après une expansion de 0,12% et la troisième après une expansion de 0,22%, pour les bétons de RAG et RSI. En ce qui concerne le béton témoin, en plus de la première mesure effectuée immédiatement après la cure, des mesures ont également été prises à 58 et 242 jours afin de suivre l'évolution de ces caractéristiques au fil du vieillissement, et donc de l'hydratation, par rapport aux deux autres types de béton développant les RGI.

IV.2.1 Résistance en compression

Le graphique de la Figure 95 illustre l'évolution de la résistance en compression du béton témoin, ainsi que de deux types de béton développant la RSI et la RAG. Les mesures ont été réalisées sur 4 éprouvettes cylindriques de dimensions ($\varnothing 11 \times h 22$) pour chaque échéance et chaque type de béton.

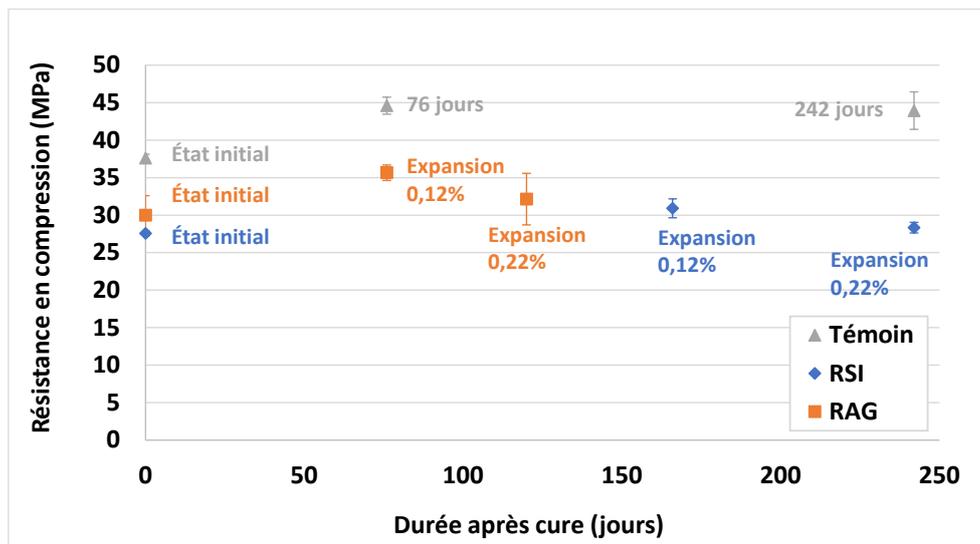


Figure 95: : Evolution de la résistance en compression en fonction du temps pour les trois bétons

L'évolution de la résistance en compression diffère significativement entre les trois types de béton. Les sections suivantes présentent les différentes phases d'évolution de la résistance pour chaque béton étudié.

IV.2.1.1 Résistances en compression initiales

Après 28 jours de cure (date zéro du graphique), le béton témoin présente la plus grande résistance en compression, mesurée en moyenne à 37,6 MPa. Le béton développant la RAG affiche ensuite une résistance de 30 MPa, tandis que le béton qui va développer la RSI présente une résistance de 27,6 MPa.

Les différences de résistance observées à l'état initial (sortie de cure, avant tout développement de RGI) entre le béton témoin et le béton susceptible de développer de la RSI peuvent être

expliquées par le type de cure. En effet, les deux bétons ont été formulés de la même manière (teneur en ciment et nature des granulats et du ciment), mais ont été soumis à des traitements de cure différents. Le béton RSI a subi un traitement thermique pendant 7 jours, tandis que le béton témoin a été soumis à une cure endogène pendant la même période.

L'hydratation du ciment est responsable de la résistance en compression élevée du béton témoin. Dans le cas du béton développant la RSI, le traitement thermique à une température atteignant 80°C accélère l'hydratation du ciment, ce qui peut favoriser une meilleure résistance mécanique du béton à jeune âge mais des conséquences généralement contraires pour des bétons plus âgés (Escadeillas, et al., 2007). Les raisons principales sont les modifications d'hydrates formés en température et éventuellement l'endommagement causé par le traitement thermique qui se traduit par la dilatation différentielle entre pâte de ciment et granulats (Cagnon, 2015). Par conséquent, la résistance en compression du béton témoin est plus élevée que celle du béton développant la RSI.

Concernant la différence entre le béton témoin et le béton susceptible de développer de la RAG, la différence ne peut s'expliquer que par la nature des granulats. Le béton témoin a été formulé avec des granulats calcaires, tandis que le béton développant la RAG a utilisé un mélange de sable calcaire et de granulats silico-calcaires. La résistance en compression dépend des propriétés des gels de C-S-H (silicate de calcium hydraté) et de la qualité de la zone de transition interfaciale (ITZ). La qualité des ITZ obtenues avec des granulats calcaires a de meilleures propriétés mécaniques que celles obtenues pour des granulats siliceux (Malier, 1992), (Grattan-Bellew, et al., 1998), (Yang, et al., 1999), (Perlot-Bascoules, 2005) et (Bentz, et al., 2015). L'utilisation de granulats calcaires dans le béton témoin permet donc d'obtenir une résistance en compression plus élevée (augmentation d'environ 20%). Cette même tendance a été observée dans l'étude de (Pichelin, 2020), où il a constaté une augmentation de 18% de la résistance en compression pour un béton de référence utilisant uniquement des granulats calcaires par rapport à un béton RAG utilisant des granulats silico-calcaires.

IV.2.1.2 Evolution de la résistance en compression avec le vieillissement

Durant le vieillissement, le béton témoin n'est soumis qu'à la poursuite de l'hydratation du ciment. Pour rappel, les éprouvettes ont été placées en immersion dans de l'eau, aux côtés de toutes les autres éprouvettes RSI et RAG, à une température de 38°C. Les bétons RSI et RAG sont soumis aux effets couplés de l'hydratation du ciment et des dégradations liées aux phénomènes expansifs se développant.

Au fur et à mesure du temps, les différents types de béton présentent ainsi des variations distinctes. Le béton témoin montre une augmentation de 18% de la résistance en compression, attribuée à l'hydratation continue du ciment avec un écart-type généralement bas, sauf après 242 jours où une légère augmentation de ce dernier est observée. Une comparaison avec les résultats de l'étude menée par (Tailhan, 2008) utilisant également un béton B11 sain, révèle une évolution positive d'environ 30% de la résistance au cours des 110 premiers jours, suivie d'une stagnation de la résistance à ce niveau. Ces observations sont presque identiques à nos propres résultats.

En ce qui concerne le béton développant la RSI, une augmentation de 12% de la résistance est constatée à 166 jours, échéance à laquelle une expansion de 0,12% a été mesurée. Cette augmentation est moins significative que celle observée dans le cas du béton de référence, malgré l'utilisation de la même formulation. Cela peut être expliqué par des différences dans la cinétique d'hydratation ou par les endommagements causés par le développement de la RSI (Pichelin, 2020). Après 242 jours (expansion de 0,22%), la résistance diminue par rapport à la valeur à 166 jours pour revenir à sa valeur initiale. Les effets de l'hydratation diminuent avec le temps alors que la dégradation liée à la RSI se poursuit. En comparant nos résultats avec l'étude menée par (Al Shamaa, 2012), qui a également utilisé un béton B11 traité thermiquement à 70°C, nous constatons que la résistance a augmenté pour atteindre un pic d'environ 19% après 180 jours, puis a commencé à diminuer pour revenir à sa valeur initiale après environ 300 jours. Nos résultats sont donc cohérents avec ces observations. L'écart-type reste faible tout au long de cette période, indiquant une homogénéité de la microstructure des échantillons touchés par la RSI, à l'échelle macroscopique.

Pour le béton développant la RAG, une augmentation de 19% de la résistance est observée après 76 jours (expansion de 0,12%), suivie d'une diminution de 10% à 120 jours (expansion de 0,22%). L'augmentation initiale est identique à celle obtenue avec le béton témoin. Il convient de noter que ces deux bétons ont été soumis à la même cure, mais différents par leur type de granulats utilisés. La RAG ne semble donc pas avoir d'impact sur la résistance en compression pour des expansions de l'ordre de 0,12%, ce qui généralement observé dans la littérature (Pichelin, 2020). L'effet de la RAG sur la résistance en compression est sensible pour des expansions supérieures à 0,12%. Ce constat peut être rapproché des observations microscopiques de (Sanchez, et al., 2015) : à 0,12% d'expansion, la fissuration est principalement localisée dans les granulats et n'est que partiellement reliée au réseau poreux initialement existant : elle a donc peu d'impact sur la pâte de ciment et donc sur la résistance en compression. Contrairement à la RSI, l'écart-type dans le cas de la RAG est plus élevé, révélant une microstructure hétérogène des échantillons affectés. Ces observations fournissent des indications précieuses sur l'évolution des propriétés des différents bétons et seront examinées en détail dans la suite de l'analyse.

IV.2.2 Module statique

IV.2.2.1 Rappel du principe de la mesure

Le module statique a été déterminé selon la norme (NF EN 12390-13, 2014), en utilisant la méthode B. Cette méthode est utilisée pour mesurer le module stabilisé du béton, et la valeur du module statique est obtenue après trois cycles de chargements. La méthode B implique l'application de charges cycliques sur les échantillons de béton, suivies d'une période de stabilisation (Figure 96). Après cette période, la valeur du module statique est calculée en utilisant des techniques appropriées, conformément à la norme.

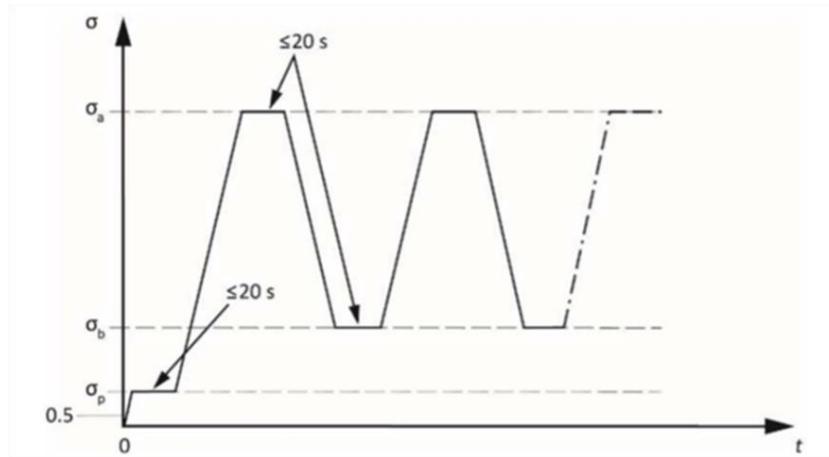


Figure 96: Cycle de chargement pour la détermination du module statique (méthode B) (NF EN 12390-13, 2014)

Avec σ_a = force de rupture théorique/3 ; σ_b = 0,1 x force de rupture à 0,2 x force de rupture ; σ_p = précharge : $0,5 \text{ MPa} \leq \sigma_p \leq \sigma_b$.

En raison de la réalisation de plusieurs cycles de chargements, différentes valeurs du module statique peuvent être obtenues après chaque chargement. Pour des bétons usuels (non endommagés), les différences entre cycles sont relativement faibles. La norme recommande d'évaluer le module statique au niveau du dernier palier. Cela permet de prendre en compte l'état de stabilisation du béton et de considérer sa performance mécanique à long terme.

Le graphique de la Figure 97 illustre l'évolution du module statique des trois types de béton en fonction du temps évalué selon la norme (au niveau du palier du 3^{ème} cycle de chargement). Les mesures ont été réalisées sur 3 éprouvettes cylindriques de dimensions ($\emptyset 11 \times h 22$) pour chaque échéance et chaque type de béton.

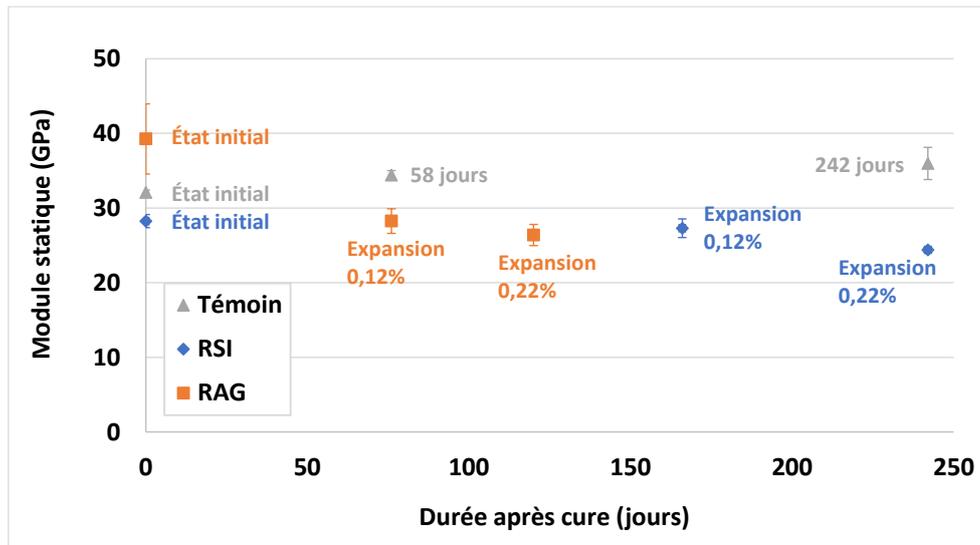


Figure 97: Evolution du module statique en fonction du temps pour les trois bétons

Après la période de cure, il est observé que le béton développant la RAG présente le module statique initial le plus élevé, avec une moyenne de 39,3 GPa. Ensuite, vient le béton témoin avec un module de 32,1 GPa, suivi par le béton développant la RSI avec un module de 28,3 GPa.

IV.2.2.2 Modules statiques initiaux

Le module statique des bétons étudiés est fortement influencé par le type de granulats utilisés dans leur formulation. Dans notre étude, des granulats silico-calcaires ont été utilisés pour le béton développant la RAG, tandis que des granulats calcaires ont été utilisés pour le béton témoin et le béton développant la RSI. Le béton développant la RAG présente le module statique le plus élevé, en raison de l'utilisation de granulats silico-calcaires. Ces granulats contiennent à la fois du carbonate de calcium et des silicates de calcium, ce qui confère à leur structure minéralogique une plus grande rigidité. La présence de silicates de calcium dans les granulats silico-calcaires contribue à augmenter légèrement le module statique par rapport aux granulats calcaires purs. En revanche, les granulats calcaires utilisés dans le béton témoin et le béton développant la RSI sont principalement composés de carbonate de calcium, qui présente une structure cristalline plus souple. Cela conduit à un module statique légèrement plus bas pour ces bétons (Beushausen, et al., 2015).

La différence de module initial entre le béton témoin et le béton développant la RSI est attribuable au traitement thermique auquel le béton RSI a été soumis. Comme pour la résistance en compression, l'effet du traitement thermique sur le module du béton RSI entraîne une diminution par rapport au béton témoin.

IV.2.2.3 Evolution du module statique avec le vieillissement

Au fil du temps, différentes évolutions du module statique sont observées pour les trois types de béton étudiés. Pour le béton témoin, on constate une augmentation de 12% du module après 242 jours, résultant de l'hydratation continue du ciment. L'écart-type des mesures reste généralement faible, à l'exception de l'échéance de 242 jours où il a légèrement augmenté. En

ce qui concerne le béton développant la RSI, son module statique reste globalement stable après 166 jours (expansion de 0,12%). Au-delà de cette période, on observe une diminution de 11% du module après 242 jours, correspondant à une expansion de 0,22%. L'écart-type des mesures reste faible tout au long de cette période, indiquant une homogénéité de la microstructure des échantillons touchés par la RSI, à l'échelle macroscopique. Pour le béton développant la RAG, on observe une chute significative de 28% du module statique après 76 jours, correspondant à une expansion de 0,12%. Par la suite, le module diminue légèrement jusqu'à l'échéance de 120 jours (une expansion de 0,22%). L'écart-type des mesures était initialement élevé après la cure, mais diminue pour les mesures ultérieures.

Il y a donc compétition entre l'hydratation naturelle du ciment qui a tendance à augmenter le module statique, la dégradation du béton par RSI qui ne semble pas jouer un rôle prépondérant en termes de module et la dégradation du béton par RAG initiée dès les faibles expansions. Ces résultats traduisent donc la différence d'endommagement entre les deux types de pathologies. Dans le cas de la RSI, les fissures apparaissent de manière progressive dans la matrice cimentaire. Le module diminue donc progressivement au fur et à mesure des expansions en particulier pour ces niveaux d'expansions qui restent relativement faibles pour de la RSI. A l'opposée, la RAG conduit rapidement à des fissures localisées liées aux gradients d'expansion qui impactent fortement le module (comme elles ont impactées la perméabilité dès 0.06% d'expansion). Entre 0,12 et 0,22% d'expansion, la fissuration liée au gradient continue à s'ouvrir et les fissures issues des granulats se propagent peu à peu induisant une diminution de module moins importante.

IV.2.2.4 Refermeture des fissures de RGI au cours de l'essai de module statique

Afin de mieux comprendre l'évolution de la microstructure du béton et d'obtenir des informations plus détaillées sur l'état d'endommagement et le niveau d'ouverture des fissures, il est intéressant de comparer le module évalué à partir du premier chargement (premier palier de la norme EN12390-13) et celui évalué au niveau du dernier chargement (valeur recommandée par la norme et présentée dans la partie précédente). Cela permet d'analyser les éventuelles variations du module statique au cours des cycles de chargements et d'évaluer l'évolution de la fissuration du béton au cours de l'essai.

Dans notre étude, nous avons testé trois éprouvettes pour chaque type de béton. Cela nous permet d'obtenir des données représentatives et d'évaluer les effets de variabilité pouvant être liés aux hétérogénéités du matériau. Dans cette section, nous présenterons une seule représentation graphique par échéance à titre d'exemple. Ces exemples sont représentatifs de ce qui a été obtenu pour les trois éprouvettes testées à chaque échéance. Les résultats obtenus pour le béton témoin, le béton RSI et le béton RAG sont présentés respectivement dans les Tableau 23, Tableau 24 et Tableau 25. La dernière colonne des tableaux présente la différence de valeur entre un module estimé au premier cycle et un module estimé au dernier cycle.

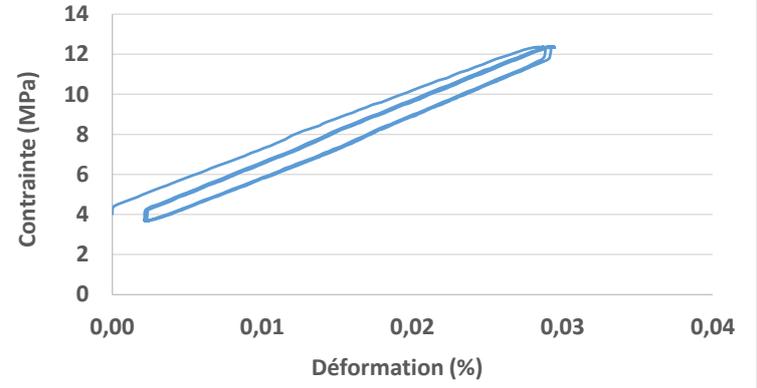
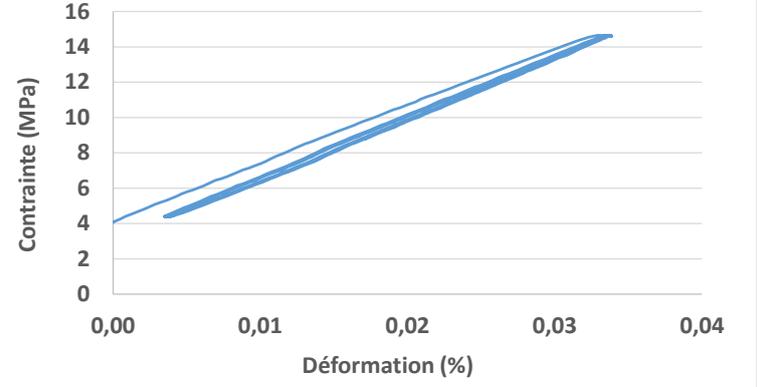
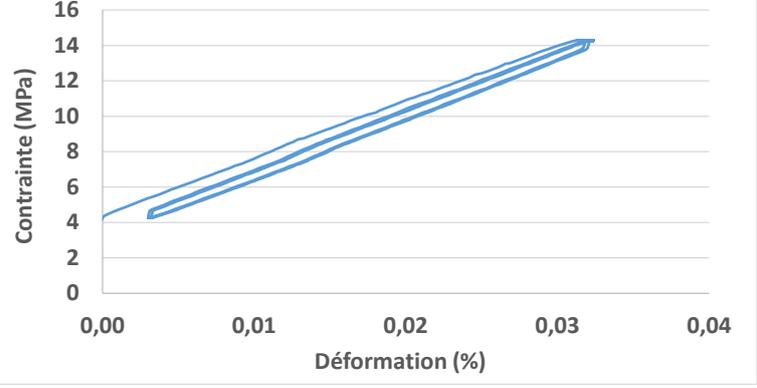
Type et Echéance	Exemple	Différence de module
Témoin État initial		13,4%
Témoin 58 jours		13,7%
Témoin 242 jours		14,2%

Tableau 23: Evolution du module statique entre une évaluation au premier et au dernier palier– cas du béton témoin

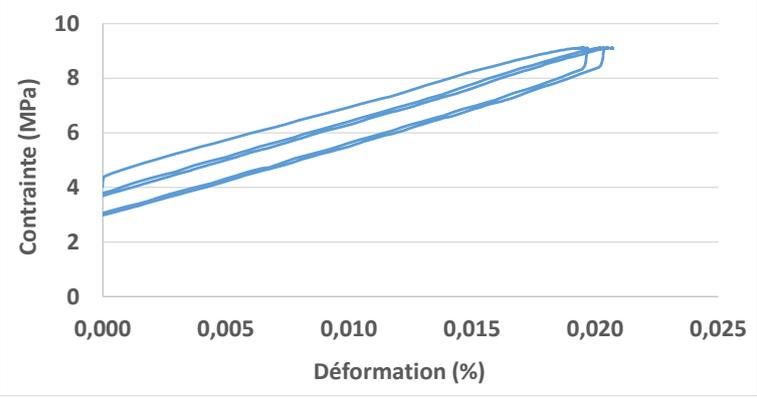
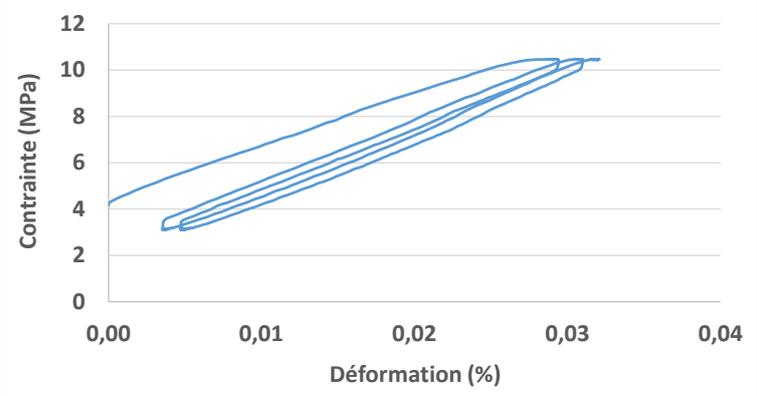
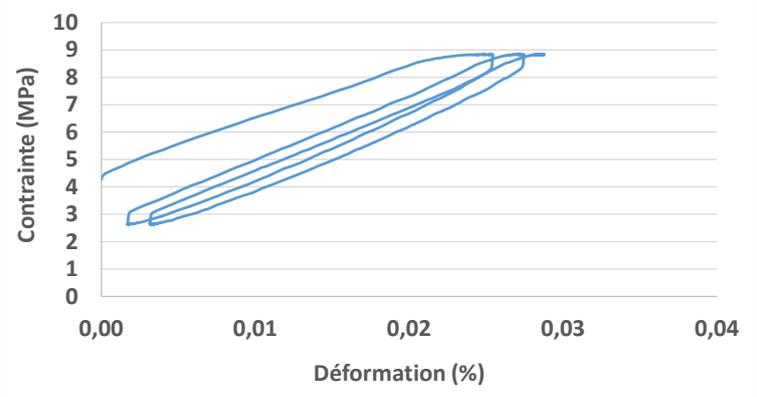
Type et Echéance	Exemplaire	Différence de module
RSI État initial		23,0%
RSI Expansion 0,12%		31,1%
RSI Expansion 0,22%		42,3%

Tableau 24: Evolution du module statique entre une évaluation au premier et au dernier palier – cas de la RSI

Type et Echéance	Exemplaire	Différence de module
RAG État initial		15,3%
RAG Expansion 0,12%		98,7%
RAG Expansion 0,22%		119,0%

Tableau 25: Evolution du module statique entre une évaluation au premier et au dernier palier– cas de la RAG

Un effet des cycles de chargement sur l'évolution du module statique entre le premier palier et le palier final peut être remarqué, notamment pour le cas des bétons développant les RGI mais également pour le béton initial ayant subi la cure à 80°C (béton RSI). En effet, dans le cas du béton témoin et le béton RAG, les différences entre le premier palier et le palier final sont de l'ordre de 13%. Dans ce cas, les différences sont liées à la mise en place de l'essai : léger écrasement de la porosité du béton et déplacement relatif des pointeaux de la cage de mesure extensométrique. Pour le béton RSI à l'état initial (après cure à 80°C), la différence est plus élevée (23%), ce qui semble indiquer un certain endommagement ayant eu lieu pendant la phase de cure. Pour le cas de la RSI, l'augmentation entre les deux états atteint une valeur moyenne

pour les 3 éprouvettes de 29% pour une expansion de 0,12% et une valeur de 42% pour une expansion de 0,22%. Pour la RAG, une expansion de 0,12% conduit à une différence moyenne des 3 éprouvettes testées de 99% et cette valeur passe à 118% pour un gonflement de 0,22%. Dans tous les cas, les éprouvettes ayant connu un gonflement voient leur module augmenter entre le premier et le dernière cycle de chargement.

Nous remarquons qu'à chaque fois que le niveau d'expansion augmente, la différence augmente également. Cette différence est liée à un phénomène de refermeture des fissures de RGI durant chaque cycle de chargement. Lors du premier cycle, les fissures offrent peu de résistance à l'augmentation de la contrainte, elles se referment et une déformation importante est mesurée, ce qui conduit à un module faible. Ces fissures qui sont fermées par la mise en charge ne s'ouvrent pas de nouveau lors des décharges partielles. La déformation sous charge tend donc à diminuer de cycle en cycle et le module à augmenter. Le niveau de fissuration augmente avec l'expansion, l'effet de leur refermeture après les cycles de chargement est donc de plus en plus important. La nature plus localisée et plus ouverte des fissurations induites par le développement de la RAG et leur ouverture certainement plus importante sont à l'origine d'une plus forte augmentation de module entre les cycles de chargement par rapport à ce qui est observé pour la RSI.

Cette observation peut être attribuée à l'influence des fissures localisées et de taille différente sur la réponse mécanique du matériau lors des cycles de chargement, conduisant ainsi à des variations plus importantes du module statique pour la RAG. Effectivement, la variation observée entre le module au palier initial et celui du palier final entre une expansion de 0,12% et 0,22% s'explique par le fait que la fissuration est déjà très ouverte à une expansion de 0,12%. Ainsi, avec l'augmentation de l'expansion, l'effet sur la variation du module tend à s'atténuer. Cela peut être attribué au fait que la fissuration initiale a déjà induit une diminution significative de la rigidité du matériau, de sorte que les cycles de chargement ultérieurs ont un impact moins prononcé sur le module statique.

Ce phénomène, qui a déjà été observé dans la littérature (Multon, 2003), (Sanchez, et al., 2014) et (Martin, et al., 2017), rejoint la problématique de refermeture partielle des fissures par la pression de confinement lors des essais de perméabilité par le protocole Cembureau. Pour ces essais de module, la contrainte appliquée est bien plus grande, cela permet de montrer que, même si la refermeture semble impacter les mesures de perméabilité, une majorité des fissures de RGI ne sont pas refermées pour une contrainte inférieure à 1 MPa.

Cela pose également la question de l'évaluation de l'endommagement pour des RGI. Dans la suite, l'endommagement sera évalué à partir du module statique tel que défini habituellement par la norme (évaluation au dernier cycle) ce qui est réalisé généralement dans les études sur les RGI. Toutefois, la perméabilité a été mesurée sur un béton confiné à moins d'un MPa et donc dans un matériau qui contient des fissures plus ouvertes que ce qu'évalue cet endommagement. L'effet sur la corrélation finale entre endommagement et perméabilité sera discuté dans la partie finale de ce chapitre.

IV.2.3 Module dynamique par résonance libre

La Figure 98 illustre l'évolution du module dynamique en résonance libre des trois types de béton en fonction du temps.

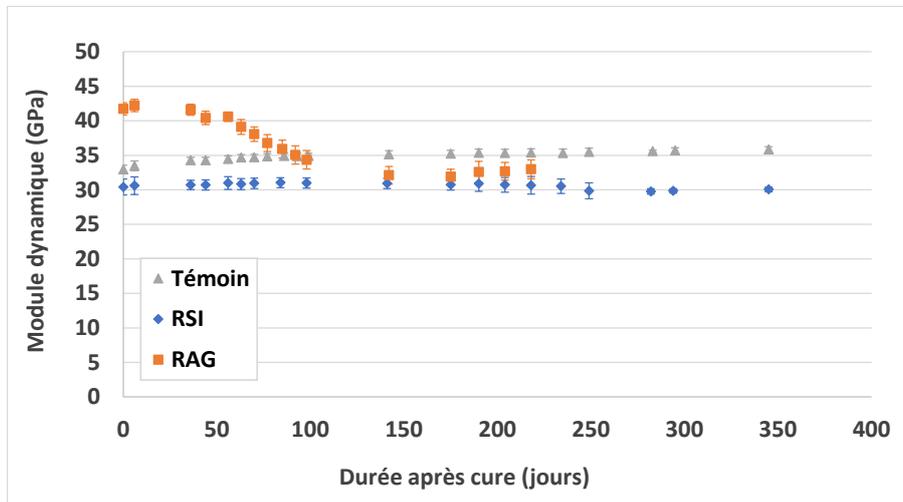


Figure 98: Evolution du module dynamique par résonance libre en fonction du temps pour les trois bétons saturés

L'utilisation du module dynamique par résonance libre pour suivre les propriétés mécaniques des éprouvettes immergées dans l'eau est une méthode non destructive précieuse puisqu'elle permet le suivi du module de manière plus régulière, sur un même échantillon tout le long du développement de l'expansion, contrairement à la mesure du module statique qui est destructive.

IV.2.3.1 Modules dynamiques initiaux

Après la fin de la cure, les résultats montrent que le béton développant la RAG présente le module dynamique le plus élevé, avec une valeur de 42 GPa. Le béton témoin se situe en deuxième position, avec un module de 33,2 GPa, suivi du béton développant la RSI, qui affiche une valeur de 29,8 GPa. Les ordres de grandeur des modules dynamiques sont en corrélation avec ceux obtenus précédemment par le module statique. La différence entre les modules statique et dynamique n'excède pas 10% entre les deux types de mesures pour les trois bétons. Les différences entre bétons ont été expliquées précédemment dans la partie relative au module statique.

IV.2.3.2 Evolution du module dynamique avec le vieillissement

En ce qui concerne l'évolution du module dynamique avec le vieillissement et donc avec le développement de l'hydratation et des pathologies, le béton témoin et le béton RSI présentent des allures similaires avec une augmentation de l'ordre de 8% après 345 jours (Figure 99). Une baisse très légère est observée pour les éprouvettes atteintes de RSI entre 200 et 300 jours (alors que l'expansion du béton dépasser 0,1% - Figure 51). En revanche, le béton développant la

RAG présente une stagnation initiale suivie d'une chute de module de 18% entre 50 et 100 jours (expansion entre 0,05% et 0,19%), puis une légère augmentation par la suite.

La Figure 99 compare également l'évolution des modules statiques et dynamiques en fonction du temps. Afin de permettre la comparaison, la variation a été définie pour chaque béton comme le rapport du module à un instant donné au module initial mesuré après 28 jours de cure.

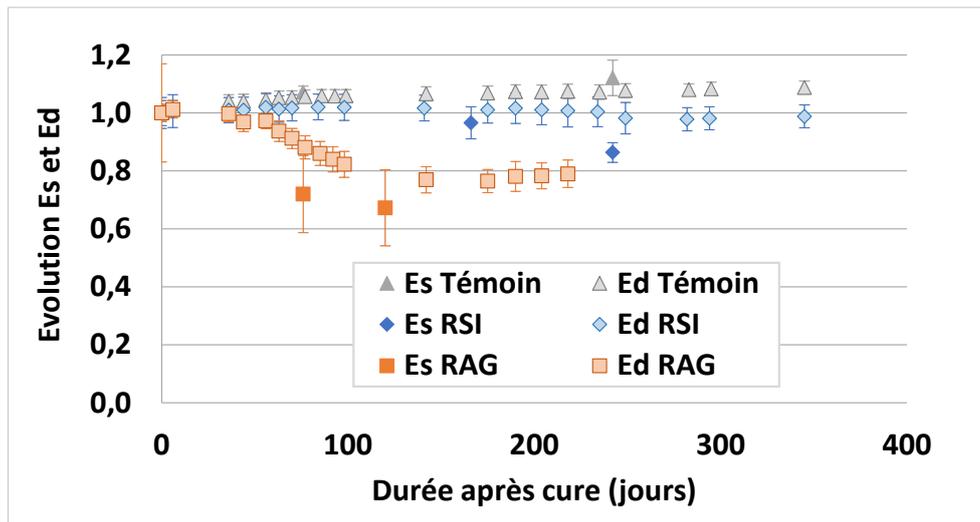


Figure 99: Variation des modules statique et dynamique en fonction du temps

Dans le cas du béton témoin, les modules statique et dynamique évoluent de manière similaire, avec une évolution légèrement plus marquée de la valeur et du niveau de dispersion des mesures pour le module statique. (Al Shamaa, 2012), qui a également utilisé un béton B11, a obtenu une augmentation de 12% du module dynamique après 150 jours, atteignant une augmentation totale de 14% avec le temps, ce qui est similaire à nos résultats pour la première période. Les évolutions de module du béton témoin présente un écart-type considéré comme faible avec une moyenne de 0,02.

Dans le cas du béton sujet à la RSI, contrairement au béton témoin, les courbes des modules statique et dynamique présentent des comportements différents. Alors que le module statique montre une diminution franche entre 166 et 242 jours (l'expansion variant alors de 0,12% à 0,22%), le module dynamique évolue peu tout le long du vieillissement. Cette divergence croissante entre les deux modules indique un impact plus important de la RSI sur le module statique que sur le module dynamique. Ainsi, à 242 jours, le module dynamique indique une baisse de 2% du module alors que le module statique indique une baisse de 15%.

L'écart entre les variations de ces deux modules avec le temps et donc avec les expansions peuvent s'expliquer par plusieurs facteurs. Tout d'abord, il est important de noter que le module dynamique est évalué à l'aide de tests de vibration, où la fréquence de résonance du béton est mesurée. En revanche, le module statique est mesuré à l'aide d'un essai de compression uniaxiale, qui permet de mesurer la déformation sous charge statique à l'aide de capteurs de déplacement. Dans le cas du béton sujet à la réaction sulfatique interne, le développement de cristaux d'ettringite à l'intérieur de la pâte de ciment, dans les pores et les fissures créées, est

caractéristique de cette pathologie (Brunetaud, 2005) et (Jabbour, 2018). Au niveau du module dynamique, la présence d'ettringite localisée à l'intérieur des fissures et de la porosité peut assurer une certaine continuité de la vibration en résonance de l'éprouvette, ce qui conduit à peu de variation du module mesuré par cette technique. Concernant l'essai du module statique, les fissures ne sont pas totalement remplies par l'ettringite et ne permettent pas une cicatrisation totale de la fissure. Pendant la mise en charge effectuée lors de l'essai statique, les fissures induites peuvent se refermer, conduisant à une baisse plus significative du module.

Des résultats similaires ont été obtenus dans les travaux de (Al Shamaa, 2012) et (Pichelin, 2020). Le module dynamique montre peu de variation même après une durée de 640 jours pour des gonflements atteignant 0,27% dans les travaux de (Al Shamaa, 2012). L'évolution est quasiment nulle tant que l'expansion est inférieure à 0,15% dans (Pichelin, 2020). En ce qui concerne le module statique, les deux études mentionnées partagent des résultats similaires : des variations faibles pour des niveaux de gonflement inférieurs à 0,2%, puis une diminution plus marquée pour des expansions supérieures. Ces résultats de la littérature sont donc cohérents avec nos mesures expérimentales, confirmant ainsi la tendance observée de l'évolution des modules statique et dynamique dans le cas du béton sujet à la réaction sulfatique interne.

Dans le cas du béton sujet à la RAG, les cinétiques d'évolution des deux modules sont proches. Toutefois, à 120 jours, la mesure dynamique évalue la diminution à 21% contre 33% pour la mesure statique. Du fait de l'hétérogénéité des fissures dans le cas de la RAG, la dispersion de la mesure statique est importante et l'évolution évaluée par le module dynamique est dans le fuseau de dispersion. La différence entre les deux mesures est donc difficile à mettre en évidence. Pour la RSI, cette différence d'évolution entre les modules dynamique et statique est légèrement plus importante principalement pour le niveau d'expansion de 0,22%. Il peut être expliquée par la morphologie des fissures et un possible remplissage plus important par les gels formés avec des impacts différents sur les deux types de modules.

Dans cette première partie, l'évolution des propriétés mécaniques des bétons au cours de leur vieillissement a été présentée. Toutefois, ces valeurs brutes ne permettent pas de distinguer la part d'endommagement du béton de la part de gain de propriétés du fait de l'hydratation. Il est donc difficile de comparer les pathologies entre elles et de déterminer directement le niveau d'endommagement. Dans la partie suivante, le niveau d'endommagement des bétons est relié au niveau d'expansion à travers l'évaluation du module d'Young avec prise en compte de l'effet de l'hydratation sur cette propriété.

IV.3 ENDOMMAGEMENT DES BETONS EN FONCTION DU NIVEAU D'EXPANSION

Afin d'évaluer le niveau de confinement de structures en béton atteints par des RGI, il est nécessaire de relier niveau d'expansion, niveau d'endommagement et évolution de la perméabilité. L'objet de cette partie est d'évaluer le niveau d'endommagement des bétons en relation avec leurs conditions de vieillissement et le niveau d'expansion atteint. Pour évaluer de manière précise le niveau d'endommagement d'un béton dégradé par des RGI, il est

nécessaire de prendre en compte le couplage avec l'hydratation du ciment au cours du vieillissement (Pathirage, et al., 2019). En effet, au fil du temps, l'impact négatif du développement des réactions de gonflement interne sur les propriétés mécaniques est en compétition avec l'effet positif lié à l'hydratation continue du béton. Afin d'éviter de sous-estimer les endommagements causés par les RGI, une évaluation quantitative de l'effet de l'hydratation a été réalisée pour prendre en compte son effet positif lors du développement des réactions de gonflement interne. Tout d'abord, nous présenterons l'évaluation de l'effet de l'hydratation du ciment sur les propriétés mécaniques des trois bétons au cours de leur vieillissement. Ensuite, nous évaluerons l'évolution des propriétés mécaniques en fonction des niveaux d'expansion atteints avec la prise en compte de l'hydratation. Nous pourrions ainsi quantifier la contribution spécifique de ces pathologies sur les propriétés mécaniques et l'associer aux variations observées. Puis, nous vérifierons les corrélations généralement admises entre l'expansion et les endommagements causés par la présence des RGI ce qui nous permettra de relier le niveau d'endommagement aux évolutions de la perméabilité dans la partie qui conclura ce chapitre.

IV.3.1 Effet de l'hydratation sur les propriétés des bétons

L'identification de la combinaison entre l'hydratation et l'endommagement par les RGI implique deux étapes principales. Dans les paragraphes suivants, nous décrirons ces étapes en détail, en fournissant des explications sur les processus, ainsi que des exemples d'applications numériques basées sur nos travaux de recherche.

IV.3.1.1 Evaluation de l'hydratation des bétons en cure à 20°C

La première étape consiste à évaluer l'augmentation des propriétés mécaniques causées par l'hydratation du ciment en fonction des conditions de cure. Freiesleben Hansen et Pedersen ont développé un modèle pour évaluer l'augmentation de la résistance du béton en fonction de son âge de maturation (Freiesleben Hansen , et al., 1977). Dans ce modèle, la résistance à la compression (f_c) en fonction du temps (τ en heure) est représentée par l'équation suivante :

$$f_c(M) = f_{c\infty} \cdot \exp \left\{ - \left(\frac{\tau}{M} \right)^\alpha \right\} \quad (37)$$

Avec ($f_{c\infty}$) qui représente la valeur asymptotique de la résistance à la compression lorsque l'âge de maturation (M) tend vers l'infini, correspondant ainsi à la résistance finale théorique du béton. Ainsi (α), un paramètre d'ajustement qui contribue à la cinétique du développement de la résistance.

Ce modèle est utilisé pour étudier le développement de la résistance à la compression, mais aussi pour décrire l'évolution d'autres propriétés mécaniques importantes du béton, telles que le module d'élasticité et la résistance à la traction, qui sont étroitement liées à la résistance à la compression. Lors des essais de caractérisation, les valeurs de résistance à la compression (f_c)

sont enregistrées à des âges spécifiques, tels que $M = 1, 3, 7, 14, 28$ et 56 jours, à une température de référence (T_{ref}). Ces enregistrements de résistance sont ensuite utilisés pour ajuster les paramètres du modèle exponentiel, permettant ainsi de déterminer les valeurs spécifiques de $f_{c\infty}$, α et τ pour le matériau étudié.

Dans les codes de construction tels que l'Eurocode 2 (EC2 :, 2004) et le Modèle Code fib 2010 (FIB, 2010), un modèle plus simple est souvent utilisé. Ce modèle réduit le nombre de paramètres à ajuster et ne prend en compte que la valeur spécifique de résistance à 28 jours (f_{c28}) pour représenter les données enregistrées sur la résistance du béton en fonction du nombre de jours (j) du béton :

$$f_c(M) = f_{c28} \cdot \exp \left\{ s \left(1 - \left(\frac{28 \text{ jours}}{j} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right\} \quad (38)$$

Avec (f_{c28}) la valeur de la résistance à $j = 28$ jours et (s) un paramètre d'ajustement pour établir le cinétique d'évolution de la résistance en compression.

L'évolution du module est directement liée à l'évolution de la résistance à la compression, calculée à la même échéance, selon l'équation suivante :

$$E = (f_c)^{0,5} \quad (39)$$

Cette relation exprime la corrélation entre la résistance à la compression et le module d'élasticité du matériau.

Afin de quantifier l'effet de l'hydratation, l'évolution de la résistance en compression est exprimée sous forme d'un rapport entre la résistance à la compression du béton à un instant donné et sa résistance initiale directement après la cure. La Figure 100 et le Tableau 26 présente l'évolution de la résistance à la compression (f_c) et du module d'Young (E) en fonction du temps et plus particulièrement pour trois différentes échéances caractéristiques pour notre étude :

- 28 jours, correspondant à l'état initial du béton,
- 76 jours, correspondant au niveau d'expansion 0,12 % de la RAG,
- 242 jours, correspondant au niveau d'expansion 0,22 % de la RSI et à la dernière mesure des propriétés mécaniques statiques de cette étude.

Les paramètres d'ajustement pour la résistance en compression et pour le module ont été évalués à 0,3 et 0,5 afin de bien représenter les évolutions mesurées des propriétés du béton Témoin (Figure 100). Elles ne correspondent pas aux valeurs recommandées par la norme mais restent dans les mêmes ordres de grandeur (EC2 :, 2004).

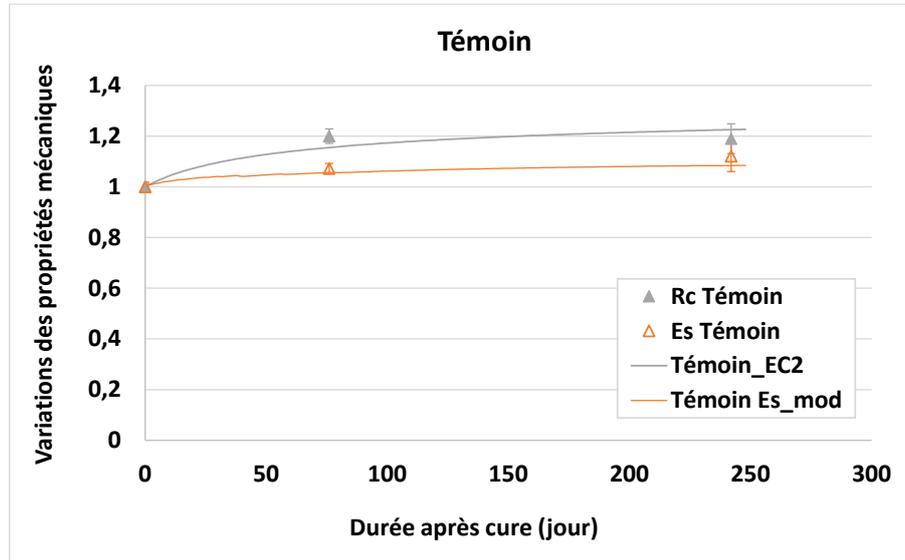


Figure 100: Variation des propriétés mécaniques du béton témoin au cours du temps

Date après coulage (jours)	Date après cure (jours)	Coefficient d'hydratation sur f_c , δ_c	Coefficient d'hydratation sur E , δ_E
28	0	1,00	1,00
104	76	1,16	1,08
270	242	1,23	1,11

Tableau 26: Evolution de f_c et E en fonction du temps, due à l'hydratation

Pour le béton témoin, et donc pour le béton développant de la RAG réalisé avec la même formulation et le même ciment, l'hydratation cause une augmentation de l'ordre de 20% de la résistance en compression et de 10% du module entre la fin de la cure et la fin des essais mécaniques, ce qui est cohérent avec l'évaluation du modèle (δ_c et δ_E dans le Tableau 26). Les deux relations ainsi établies pourront être utilisées pour évaluer l'effet de l'hydratation sur l'évolution des propriétés du béton RAG au cours de son vieillissement.

IV.3.1.2 Effet du cycle thermique sur l'hydratation

Pour le béton développant la RSI, il est important de prendre en compte l'effet du traitement thermique de 7 jours ayant eu au début de sa période de cure. En effet, une partie de la cure ayant lieu à température élevée, l'hydratation au jeune âge est accélérée. Par conséquent, une approche complémentaire est mise en œuvre pour tenir compte de ce traitement thermique. Pour prendre en compte la différence de température de cure, il est d'abord nécessaire de calculer

l'énergie d'activation (E_a). Cette dernière est une grandeur qui caractérise la sensibilité d'un matériau aux changements de température et est utilisée pour déterminer l'effet de traitement thermique sur le développement de la résistance et des propriétés mécaniques du béton. La cure thermique accélère l'hydratation. Selon cette approche, un béton ayant subi une cure en température est donc un béton plus mature. L'approche utilisée ici conduit à calculer le nombre de jours équivalents gagné par la maturation du fait du traitement thermique. Ces jours équivalents correspondent à la période de temps nécessaire, en cure ordinaire, pour obtenir un développement de résistance équivalent à celui observé après le traitement thermique (Freiesleben Hansen, et al., 1977). Cette approche nous permettra de corriger les valeurs de résistance à la compression et de module de Young pour tenir compte de l'effet du traitement thermique.

En utilisant l'approche de l'âge équivalent de maturité, il est possible de déterminer le taux d'hydratation à n'importe quelle température en se basant sur un taux d'hydratation connu à une température de référence. L'énergie d'activation joue un rôle crucial dans la sensibilité à la température du béton dans cette méthode de l'âge équivalent de maturité. (Freiesleben Hansen, et al., 1977) ont proposé une formulation de l'énergie d'activation qui est une fonction de la température du béton. Cependant, cette formulation s'est avérée plus appropriée pour prédire la résistance à la compression à un stade précoce du béton.

Pour étudier la sensibilité à la température du processus d'hydratation, (Schindler, 2004) et (Schindler, et al., 2005) ont mené des évaluations sur une plage de température allant de 4,4°C à 40,6°C. Ils ont développé un modèle d'énergie d'activation (E_a), tel que présenté dans l'équation suivante (39), qui s'est avéré indépendant de la température de la cure et conforme à la théorie d'Arrhenius pour les processus de réactions chimiques. Cette formulation de l'énergie d'activation permet de prédire avec précision le degré de développement de l'hydratation pour différents matériaux cimentaires soumis à différentes températures de cure.

$$E_a = 22100 \cdot p_{C_3A}^{0,3} \cdot p_{C_4AF}^{0,25} \cdot Blaine^{0,35} \quad (40)$$

Avec (p_{C_3A}) le rapport pondéral de C_3A par rapport à la teneur totale en ciment, (p_{C_4AF}) le rapport pondéral par rapport à la teneur totale en ciment et (Blaine) la valeur de Blaine, surface spécifique du ciment (m^2/kg).

L'énergie d'activation pour le ciment utilisé dans cette étude a donc été évaluée par cette équation : avec un pourcentage de 7,3% de C_3A et un pourcentage de 11,1% de C_4AF , ainsi qu'une surface Blaine de 3810 m^2/Kg , nous obtenons une énergie d'activation équivalente à 46500 J/mol. Après avoir calculé l'énergie d'activation, nous sommes capables de calculer le nombre de jours équivalents lié à la cure thermique du béton développant la RSI. Il faut noter que cette cure est présentée explicitement dans le chapitre 2 (cycle de 7 jours en total avec une température minimale de 20°C et maximale de 80°C).

(Freiesleben Hansen , et al., 1977) ont proposé la fonction de jours équivalents de maturité, comme indiqué dans l'équation (5). La fonction de jours équivalents de maturité convertit l'âge de la cure chronologique t du béton durci à une température T_c en un âge de cure équivalent ' t_e ' pour un échantillon durci à une température de référence spécifique T_r .

$$t_e(T_r) = \sum_0^t \exp\left(\frac{Ea}{R} \left(\frac{1}{273 + T_r} - \frac{1}{273 + T_c}\right)\right) \cdot \Delta t \quad (41)$$

Avec :

$T_e(T_r)$ = âge équivalent à la température de durcissement de référence (h)

Δt = intervalle de temps chronologique (h)

T_c = température moyenne du béton pendant l'intervalle de temps delta t (°C)

T_r = température de référence (°C)

Ea = énergie d'activation (J/mol)

R = constante universelle des gaz = 8,3144 (J/mol/K)

Après l'application de cette équation, nous obtenons pour la cure de 28 jours avec cycle thermique un résultat de 106,5 jours exprimé en jours équivalents, ce qui signifie que le béton RSI en sortie de cure a une maturité qui correspondrait à 106,5 jours s'il avait été conservé dans les mêmes conditions que le béton Témoin. À partir de ce résultat, il est possible de procéder au calcul de la variation de la résistance en compression et du module d'Young en fonction du temps avec les paramètres obtenus pour le béton Témoin (même formulation, même ciment). Les valeurs correspondantes sont présentées dans le Tableau 27. L'hydratation du béton RSI ayant été accélérée par le cycle thermique avant 28 jours, l'évolution de ses propriétés mécaniques après 28 jours est plus modérée que pour le béton Témoin. Sur toute la durée de la plage d'essais, la résistance en compression du béton évolue d'environ 5% (δ_c) et le module n'évolue presque pas (δ_E , environ 3 % de gain).

Date après coulage (jours)	Date après cure (jours)	Date équivalente à cure et TT (jours)	Expansion (%)	Coefficient d'hydratation sur f_c corrigée, δ_c	Coefficient d'hydratation sur E corrigée, δ_E
28	0	134,5	Etat initial	1,00	1,00
194	166	300,5	0,12	1,05	1,02
270	242	366,5	0,22	1,06	1,03

Tableau 27: Variation de f_c corrigée et E corrigée en fonction du temps

IV.3.2 Evolution des propriétés mécaniques en fonction des expansions atteintes

IV.3.2.1 Evaluation de l'endommagement causé par les RGI

Il existe une corrélation entre la déformation causée par les phases néoformées et les endommagements dus aux réactions de gonflement interne, comme souligné par (Capra, et al., 2003) pour la RAG. Lorsque le béton est soumis à une RGI, l'expansion peut être représentée comme une déformation plastique (Capra, et al., 2003), (Grimal, et al., 2008) et (Morenon, et al., 2017). Ce phénomène conduit à un endommagement du béton atteint par la RGI. En présence des deux types de RGI, nous adoptons une relation endommagement-déformation similaire à celle utilisée pour la réaction alcali-granulat par (Capra, et al., 2003) :

$$\varepsilon_{RGI} = \varepsilon_0 \frac{d}{1-d} \quad (42)$$

Avec (ε_{RGI}) représentant l'expansion induite par les RGI, (d) l'endommagement correspondant et (ε_0) un paramètre obtenu par ajustement de courbe à partir d'essais de la littérature. En effet les recherches menées par (Capra, et al., 2003) ont permis d'obtenir deux valeurs de ε_0 pour l'endommagement due à la réaction alcali-granulat en fonction du type de propriétés étudié (Capra, et al., 2003). L'ajustement effectué pour obtenir la valeur de 0,3% était basé sur des tests de résistance à la traction réalisé par l'ISE (Pleau, et al., 1989), tandis que les résistances à la compression conduisaient à une valeur de 0,6%. Par mesure de sécurité, (Capra, et al., 2003) ont retenu la valeur de 0,3%, car une valeur trop forte sous-estimerait les endommagements pour une expansion donnée. Les mesures obtenues pour l'effet des expansions dues à la réaction sulfatique interne sur la résistance à la compression se situent entre deux courbes, avec une valeur de ε_0 comprise entre 0,6% et 2% (Bouzabata, et al., 2012).

En combinant la loi de Capra & Sellier et l'effet de l'hydratation du béton concerné (hydratation du béton RAG similaire au béton Témoin – Tableau 26, et hydratation du béton RSI prenant en compte la cure thermique au jeune âge – Tableau 27), nous obtenons une évaluation de l'évolution du module combinant hydratation et RGI :

$$\delta_{E,RGI} = \delta_E \cdot \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_0 + \varepsilon_{RGI}} \quad (43)$$

Cette équation permet une évaluation du couplage entre l'endommagement résultant du développement des réactions de gonflement interne et l'effet positif de l'hydratation.

La littérature a montré la forte dispersion des lois d'endommagement en fonction de l'expansion pour les RGI, la nature des granulats et la composition des bétons pouvant être la cause de cette dispersion (Multon, 2003), (Esposito, et al., 2012), (Sanchez, et al., 2017), (Zhychkovska,

2020), (Diab, et al., 2020) et (Aryan, et al., 2020). Afin d'établir des lois de corrélation pour notre étude, il est important que nous confrontions nos résultats à ces lois. L'endommagement étant couramment évalué à partir du module d'Young, la suite de l'analyse se concentre sur l'évolution du module avec les expansions. Les Tableau 28 et Tableau 29 présentent les valeurs caractéristiques pour notre étude. La Figure 101 représente l'évolution du module évalué par la méthode statique et la méthode dynamique en fonction des expansions mesurées pour les deux bétons atteints de RGI. Les évolutions obtenues par le modèle de Capra et Sellier avec prise en compte de l'hydratation sont également représentées. Pour la RAG, la meilleure évaluation est obtenue pour un coefficient ε_0 de 0,3 et de 1,5 pour la RSI. Les effets de l'hydratation étant relativement faibles, ces coefficients s'inscrivent dans ceux obtenus par la littérature sans cette prise en compte (Capra, et al., 2003) (Bouzabata, et al., 2012).

Date après coulage (jours)	Date après cure (jours)	Expansion (%)	Coefficient d'hydratation sur E, δ_E	Loi de Capra & Sellier	Combinaison avec l'hydratation, $\delta_{E,RAG}$
28	0	Etat initial	1,00	1,00	1,00
104	76	0,12	1,07	0,71	0,77
148	120	0,22	1,09	0,58	0,63

Tableau 28: Evolution du E combinée avec la loi de Capra & Sellier en fonction de l'expansion – cas de la RAG

Date après coulage (jours)	Date après cure (jours)	Date après cure et TT (jours)	Expansion (%)	Coefficient d'hydratation sur E, δ_E	Loi de Capra & Sellier	Combinaison avec l'hydratation, $\delta_{E,RSI}$
28	0	134,5	Etat initial	1,00	1,00	1,00
194	166	300,5	0,12	1,02	0,93	0,95
270	242	366,5	0,22	1,03	0,87	0,90

Tableau 29: Evolution du E combinée avec la loi de Capra & Sellier en fonction de l'expansion – cas de la RSI

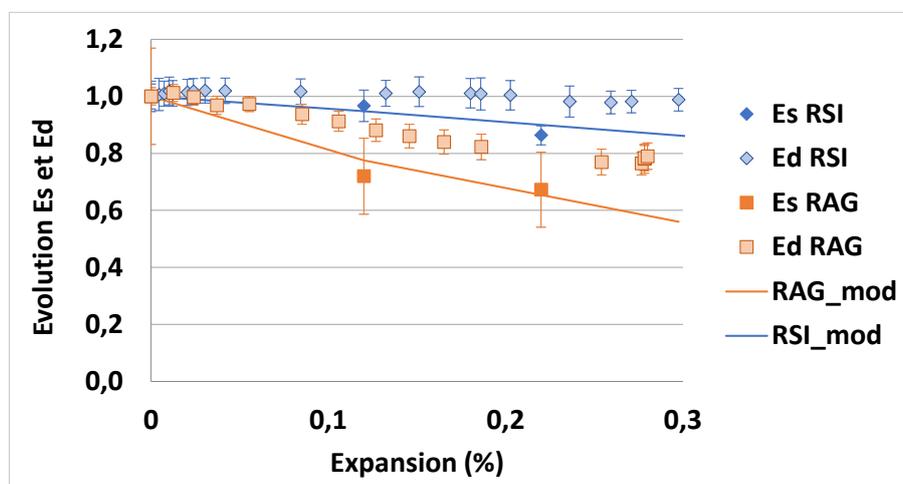


Figure 101: Variations des modules statique et dynamique en fonction du niveau d'expansion

La Figure 101 permet également de comparer l'effet d'un même niveau d'expansion sur l'évolution du module du béton pour les deux pathologies. Ainsi, pour la mesure du module statique :

- Pour un même niveau de gonflement de 0,12%, la RSI cause une diminution de module qui est très faible et de l'ordre de la dispersion de mesure alors que la RAG cause une diminution significative (28%),
- A 0,22%, la RSI cause une diminution de 14% contre 33% pour la RAG.

Pour les deux pathologies, le module dynamique montre une sous-estimation de la diminution des propriétés avec le niveau d'expansion comme déjà décrit dans la partie précédente.

Comme discuté pour l'évolution des propriétés en fonction du temps, la différence d'impact des expansions sur les propriétés s'explique par la différence de nature et de morphologie des fissures induites par les deux pathologies.

L'objectif de cette partie était d'établir des lois permettant d'estimer le niveau d'endommagement des deux bétons développant des pathologies en prenant en compte l'hydratation du ciment. Pour l'hydratation, deux paramètres ont été évalués pour bien reproduire le gain des propriétés mécaniques (Figure 100). Sur la Figure 101, il est intéressant de constater que les lois obtenues évaluent correctement l'évolution du module statique pour les deux bétons, les écarts avec les moyennes étant de l'ordre de l'écart-type de la mesure.

IV.3.2.2 Endommagement des bétons en fonction du niveau d'expansion et d'hydratation du ciment

Les lois de la littérature retranscrivent bien le niveau d'endommagement du module statique en fonction du niveau d'expansion. Les Tableau 30 et Tableau 31 indiquent les valeurs d'endommagement correspondant aux niveaux d'expansion retenues pour les mesures de perméabilité. En se basant sur ces valeurs, nous constatons que, à un même degré d'expansion, le niveau d'endommagement dans le cas du béton affecté par la RAG est toujours supérieur à celui du béton affecté par la RSI. Ce sont ces valeurs qui seront utilisées pour étudier les corrélations entre endommagement et évolution de la perméabilité dans la dernière partie de ce chapitre, endommagement qui est supérieur à celui qui aurait été évalué sans prise en compte de l'hydratation, particulièrement pour le béton RAG qui présente un endommagement plus important. Après 58 jours de la cure, la plupart des éprouvettes exposées au développement de la RAG ont manifesté un gonflement de 0,06%, avec une marge d'erreur d'environ 0,015%. Cependant, une éprouvette a été identifiée comme ayant déjà gonflé de 0,12% sur la même période. En conséquence, il a été décidé de retirer l'éprouvette ayant subi une augmentation de 0,06% ainsi que celle ayant atteint une augmentation de 0,12% pour initier la série d'essais.

Date après coulage (jours)	Date après cure (jours)	Expansion (%)	Loi de Capra & Sellier	Endommagement uniquement par RAG
28	0	Etat initial	1,00	0,00
86	58	0,06	0,83	0,17
86	58	0,12	0,71	0,29
148	120	0,22	0,58	0,42

Tableau 30: Evolution de l'endommagement par la RAG en fonction du temps

Date après coulage (jours)	Date après cure (jours)	Date après cure et TT (jours)	Expansion (%)	Loi de Capra & Sellier	Endommagement uniquement par RSI
28	0	134,5	Etat initial	1,00	0,00
150	122	256,48	0,06	0,96	0,04
194	166	300,5	0,12	0,93	0,07
270	242	366,5	0,22	0,87	0,13

Tableau 31: Evolution de l'endommagement par la RSI en fonction du temps

IV.4 ANALYSE DE L'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE EN FONCTION DES EXPANSIONS

Les expansions et l'endommagement sont deux grandeurs qui peuvent permettre l'évaluation de l'avancement des RGI dans les structures. Elles peuvent être caractérisées de manière indépendante avec plus ou moins de facilités lors de l'expertise des structures atteintes. En termes de modélisations utilisées pour évaluer une structure endommagée par la RAG, certains modèles utilisent comme variable principale le niveau d'expansion (Saouma, et al., 2006) et d'autres évaluent les interactions entre expansion et endommagement (Capra, et al., 2003), (Grimal, et al., 2008) et (Morenon, et al., 2017). Afin de développer des lois capables de prendre en compte le couplage entre l'évolution de la perméabilité et l'avancement des réactions, il est donc utile de relier l'évolution de la perméabilité à l'expansion et à l'endommagement. Cette section étudie l'évolution de la perméabilité au gaz des bétons pendant leur phase de dégradation, due au développement de réactions de gonflement interne en fonction de leur niveau d'expansion.

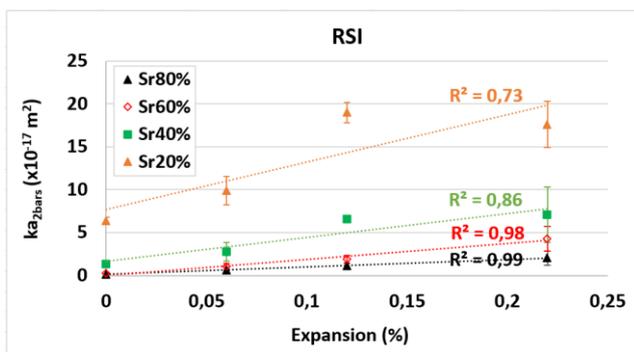
IV.4.1 Effet de l'expansion sur la perméabilité à l'air des bétons fissurés par les RGI

Dans la littérature, il existe peu d'études qui se sont penchées sur la perméabilité à l'air des bétons soumis aux réactions de gonflement interne (Al Shamaa, 2012) et (Pichelin, 2020). De plus, même les études qui ont abordé ce sujet jusqu'à présent ont réalisé les mesures de perméabilité pour des taux de saturation relativement faibles (inférieure ou égale à 20%), conditions assez éloignées de la réalité des ouvrages. L'objectif de la partie suivante est donc

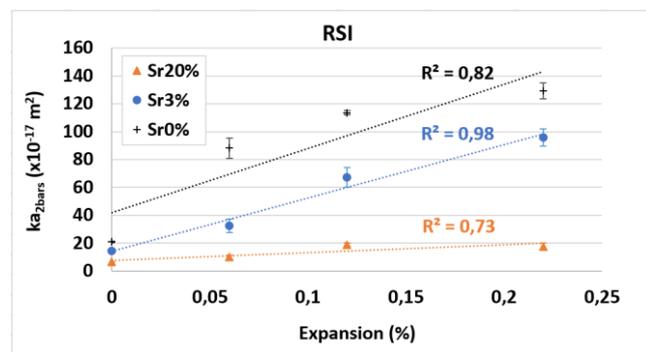
de pallier cette lacune en analysant l'évolution de la perméabilité à l'air avec les expansions pour des bétons présentant des réactions de gonflement interne sur une plage plus importante de taux de saturation.

IV.4.1.1 Cas de la RSI

La Figure 102 illustre la variation de la perméabilité des bétons soumis à la RSI en fonction de l'expansion, pour les différentes valeurs de taux de saturation. Nous séparerons les conditions de service des conditions de saturation habituellement visés pour les normes (3 et 0%).



(c) Conditions de service



(d) Normes

Figure 102: Evolution de la perméabilité apparente à 2 bars en absolue en fonction d'expansion - cas de la RSI

La perméabilité à l'air mesurée augmente à mesure que le niveau d'expansion augmente, indépendamment du taux de saturation. Cette augmentation est due aux fissures induites par le développement des réactions de gonflement interne, qui créent des chemins préférentiels pour la percolation du gaz, entraînant ainsi une augmentation du débit à travers l'échantillon et donc de la perméabilité. Il convient de noter que le taux d'évolution de la perméabilité est fortement influencé par le niveau de gonflement des échantillons ainsi que par le taux de saturation.

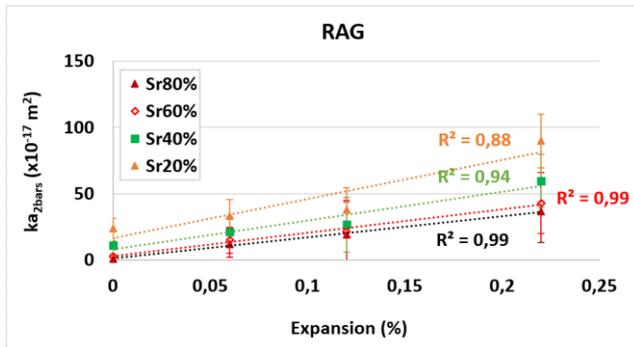
En contexte de conditions de service, l'évolution de la perméabilité présente une tendance générale linéaire, caractérisée par un coefficient R^2 maintenu au-dessus de 0,98, pour les forts taux de saturation (60% et 80%). Ensuite plus la teneur en eau libre du béton diminue, plus le coefficient R^2 diminue. Toutefois, les points expérimentaux restent proches d'une droite moyenne. Il convient de noter qu'aux niveaux de saturation de 0% et 20%, la linéarité n'est pas bien établie, alors qu'elle le demeure à 3% de saturation. La perte de linéarité ne se manifeste donc pas de manière uniforme pour toutes les saturations faibles, suggérant une association probable avec des phénomènes aléatoires, tels que des fissurations induites par le processus de séchage en fonction de la durée d'exposition dans l'étuve. Cette influence devient plus significative lorsque le béton présente déjà des endommagements, car il est plus susceptible de propager des fissures dans un milieu préalablement fissuré par les RGI que d'en créer de nouvelles. Au vu de la figure il semblerait que plus le séchage est poussé et plus un niveau d'expansion faible conduit à une augmentation de perméabilité faisant perdre la linéarité. En première approche nous conserverons la loi linéaire pour toutes les températures mais une autre fonction pourrait peut-être plus appropriées aux dessous de 40% de saturation pour traduire l'évolution de perméabilité avec l'expansion.

Le niveau de gonflement exerce une influence fondamentale sur les valeurs de perméabilité mesurées. Par exemple, en choisissant un taux de saturation de 80%, la perméabilité évolue de $0,15 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ à l'état initial à $2,03 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ pour un gonflement de 0,22%, soit une multiplication d'un facteur 13.

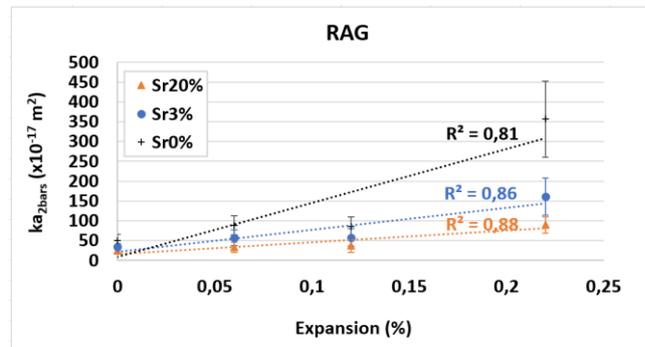
Il est important de noter que plus le taux de saturation est faible, plus l'impact du niveau de gonflement sur la perméabilité est important. Cela est dû à un couplage de deux facteurs : les fissures induites par le développement de la RSI se connectent de manière aléatoire au réseau poreux qui devient alors de plus en plus perméable avec la montée en température réalisée durant le séchage. L'augmentation de la température de séchage pour atteindre les faibles degrés de saturation conduit à de l'hétérogénéité dans la fissuration, ce qui explique aussi l'augmentation de l'écart-type avec le séchage et l'expansion

IV.4.1.2 Cas de la RAG

La Figure 103 illustre la variation de la perméabilité des bétons soumis à la RSI en fonction de l'expansion, pour les différentes valeurs de taux de saturation.



(e) Conditions de service



(f) Normes

Figure 103: Evolution de la perméabilité apparente à 2 bars en absolue en fonction d'expansion - cas de la RAG

La perméabilité à l'air augmente avec l'augmentation du niveau de gonflement, quel que soit le degré de saturation du béton. En contexte de conditions de service, l'évolution de la perméabilité présente généralement une tendance linéaire. Lorsque la saturation du béton passe de 80% à 60% et à 40%, les coefficients de détermination R^2 sont supérieurs à 0,9, indiquant ainsi une linéarité plus marquée lorsque le béton est plus fortement saturé. Toutefois, il est important de noter que, dans des conditions normatives, la linéarité est moins marquée, en particulier pour un béton complètement sec où le coefficient R^2 atteint une valeur de 0,81. Cette discontinuité de linéarité est particulièrement remarquable pour le niveau de gonflement le plus important de 0,22% et dans le cas des bétons les plus secs. Cette situation découle du fait que les fissures induites par le séchage du béton ont une influence de plus en plus significative lorsque le béton présente déjà des dommages, car il est plus enclin à propager des fissures dans un milieu préalablement fissuré que d'en créer de nouvelles. L'évolution de perméabilité est proportionnelle à l'expansion quelle que soit la saturation pour les conditions de service.

C'est moins vrai au fur et à mesure que l'on se rapproche d'un séchage poussé (0% et 3%) où il faut disposer d'une forte expansion pour voir la perméabilité croître. Cette tendance est

différente de celle constatée en RSI, pour laquelle un faible niveau d'expansion avait un effet plus marqué sur l'augmentation de perméabilité en conditions normatives.

Le niveau de gonflement joue un rôle essentiel dans les valeurs de perméabilité mesurées. Par exemple, en choisissant un taux de saturation de 80%, la perméabilité augmente de $0,83 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ à l'état initial à $36,53 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ pour un gonflement de 0,22% (x44). Plus le niveau de gonflement est élevé, plus l'augmentation de la perméabilité est significative. Ce point sera explicitement abordé dans la section suivante concernant les mesures relatives. Pour les taux de saturation les plus faibles, une discontinuité de la variation de la perméabilité avec les expansions est remarquée pour un niveau d'expansion de 0,22%. Cela est dû à la forte hétérogénéité induite par la fissuration de RAG à la différence de la RSI.

IV.4.2 Perméabilité à l'air relative en fonction des expansions de RGI

IV.4.2.1 Résultats de l'étude

Dans cette partie, notre objectif est de quantifier la perméabilité relative à l'air en fonction des expansions. Nous allons explorer comment ces expansions influencent spécifiquement la capacité du matériau à permettre le passage de l'air à travers sa structure.

Dans cette partie, la perméabilité relative représente le rapport entre la perméabilité à l'air pour un niveau d'expansion spécifique et la perméabilité initiale mesurée dans un état non fissuré par les RGI :

$$k_{a,rel} = \frac{k_{a,exp}}{k_{a,état\ ini}} \quad (44)$$

Les Figure 104 et Figure 105 illustrent respectivement la variation de la perméabilité relative des bétons soumis à la RSI et à la RAG en fonction de l'expansion, dans les conditions de service de degrés de saturation.

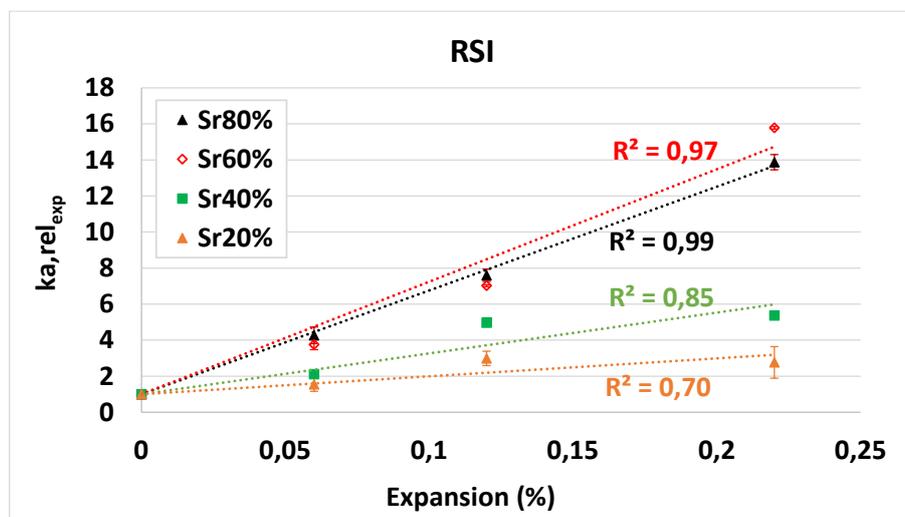


Figure 104: Evolution du rapport de la perméabilité apparente en fonction d'expansion - cas de la RSI

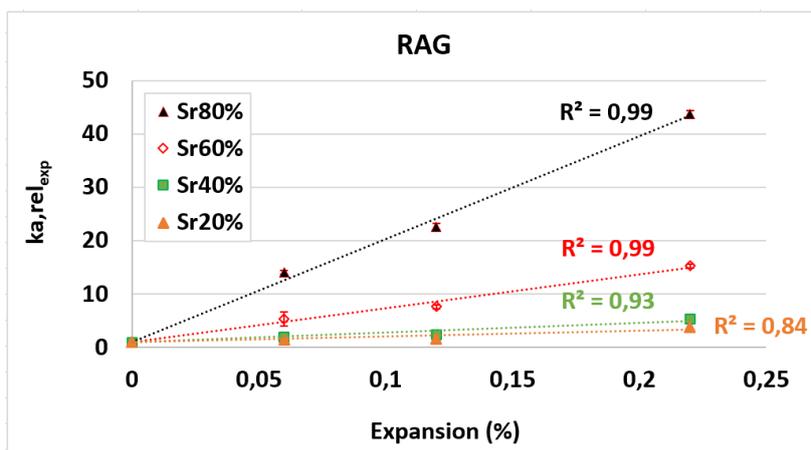


Figure 105: Evolution du rapport de la perméabilité apparente en fonction d'expansion - cas de la RAG

Les Figure 106 et Figure 107 illustrent la variation de la perméabilité relative des bétons soumis à la RSI et à la RAG en fonction de l'expansion, dans les conditions normatives de degrés de saturation.

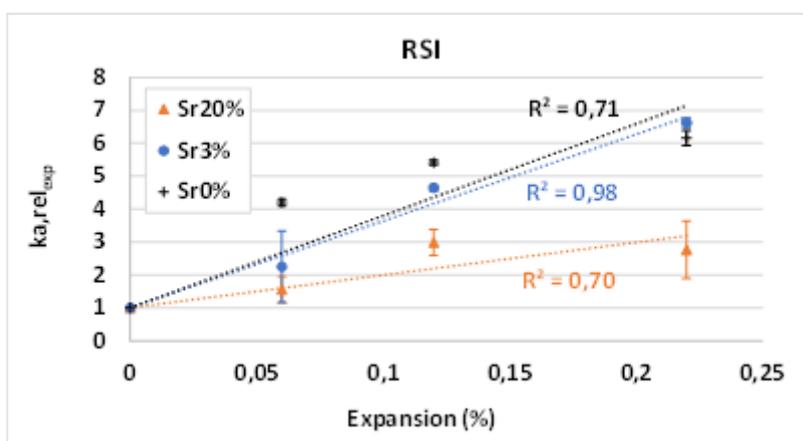


Figure 106: Evolution du rapport de la perméabilité apparente en fonction d'expansion dans les conditions normatives de taux de saturation - Cas de la RSI

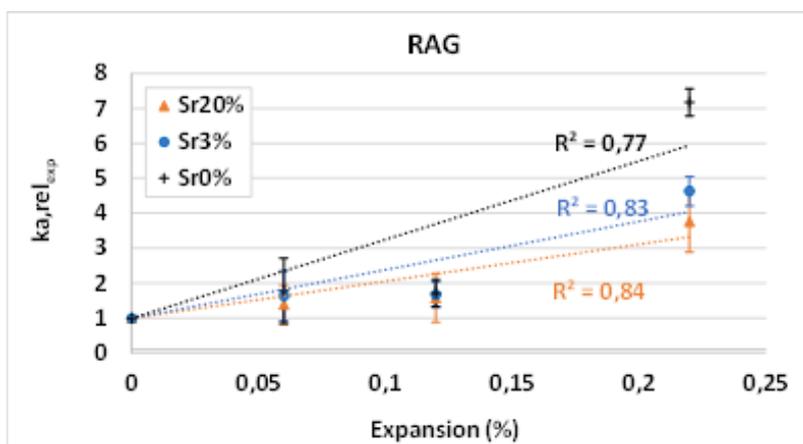


Figure 107: Evolution du rapport de la perméabilité apparente en fonction d'expansion dans les conditions normatives de taux de saturation - Cas de la RAG

Les graphiques de la RSI et de la RAG présentés dans les Figure 104, Figure 105, Figure 106 et Figure 107 sont regroupés dans la présente section.

Une observation importante à partir de ces graphiques est que la perméabilité relative est systématiquement supérieure à 1, ce qui indique une augmentation due à la fissuration induite par les RGI, avec des rapports pouvant atteindre 44 pour la RAG et jusqu'à 16 pour la RSI. En effet, la perméabilité relative augmente de manière significative avec l'augmentation de l'expansion pour les deux pathologies.

Ainsi, plus le taux de saturation augmente, plus l'effet de l'expansion sur la perméabilité relative est prononcé. De plus, nous constatons que, quelle que soit l'amplitude de l'expansion, la perméabilité relative la plus faible est celle du béton ayant un taux de saturation de 20%, tandis que la plus élevée est celle du béton ayant un taux de saturation de 80%.

Pour les forts degrés de saturation (entre 60% et 80%), les perméabilités relatives des bétons atteints de RSI évoluent linéairement avec les expansions. Pour les bétons avec un degré de saturation plus faible, l'évolution n'est plus linéaire avec l'expansion. Plus la saturation est faible et plus un faible niveau d'expansion conduit à une augmentation de perméabilité. Une loi en puissance (>1) pourrait être plus judicieuse pour traduire l'évolution de perméabilité en conditions normatives mais comme précisé en amont, cela constituera des perspectives au travail actuel. Concernant la RAG, l'évolution est linéaire pour pratiquement tous les degrés de saturation supérieurs ou égaux à 40%. Pour des saturations plus faibles, le comportement devient non linéaire. Il faut un fort niveau d'expansion pour obtenir une évolution significative de perméabilité. Une loi en puissance (>1) serait plus à même de traduire les tendances pour les conditions à faibles degrés de saturation. Dans le cas de la RSI, l'évolution n'est pas linéaire, tout comme dans le cas de la RAG. Pourtant, pour la RSI, l'effet de la connectivité résultant du séchage est fortement prononcé à de faibles expansions, tandis que pour la RAG, on observe que cette connectivité (ou l'ouverture de fissure) ne se produit qu'à des expansions importantes.

À un taux de saturation de 80%, la perméabilité relative calculée pour le béton RAG est trois fois supérieure à celle calculée pour le béton RSI, pour les expansions de 0,06%, 0,12% et 0,22%. Cet effet diminue à mesure que le taux de saturation diminue. Cette grande différence s'explique par le fait que dans le cas du béton RAG, il y a des fissurations ouvertes liées aux gradients d'expansion qui permettent un passage important du flux dès les fortes saturations. Ces fissures percolantes, avec des ouvertures significatives, impactent de manière importante le débit qui traverse l'échantillon, ce qui entraîne une augmentation marquée de la perméabilité relative pour cet état de très forte saturation. En revanche, dans le cas du béton RSI, les fissures sont diffuses et les ouvertures sont moins importantes que celles du béton RAG. Cela entraîne une augmentation de la perméabilité mesurée à l'état fissuré plus faible aux forts états de saturation, qui va s'amplifier avec le séchage du fait de la connectivité accrue du réseau percolant à la fissuration diffuse.

IV.4.2.2 Comparaison avec la littérature

La littérature scientifique sur l'évolution de la perméabilité des bétons affectés par les RGI est limitée. Cependant, les travaux de (Pichelin, 2020) ont permis d'évaluer la perméabilité à l'air de bétons atteints par des RGI. Il convient de noter que dans l'étude de (Pichelin, 2020), aucune mesure régulière du taux de saturation n'a été effectuée en relation avec la masse de l'échantillon. Cette méthode consiste à établir une correspondance précise entre la masse de l'échantillon et le taux de saturation en utilisant la méthode de la masse sèche, de la masse saturée et de la porosité, ce que nous avons adoptée dans notre propre recherche (partie II.4.4.1). Il a procédé à un séchage à 40°C jusqu'à stabilisation de la masse. Étant donné le manque de données dans la littérature, nous allons essayer de comparer nos résultats avec ceux de Pichelin en supposant qu'un séchage à une telle température jusqu'à stabilisation de la masse conduit à un taux de saturation équivalent à 20%, Figure 108 pour la RSI et Figure 109 pour la RAG.

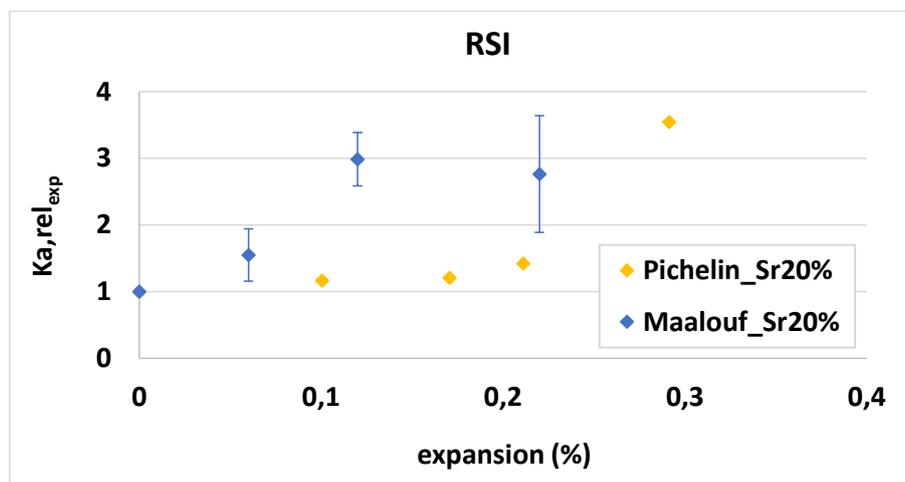


Figure 108: Comparatif de l'évolution de la perméabilité relative avec l'étude de (Pichelin, 2020) - cas de la RSI

Dans le cas de la RSI, pour une expansion proche de 0,11%, la perméabilité relative de Pichelin a augmenté de manière modérée de 16%. En revanche, dans notre étude, la perméabilité relative a été multiplié par 3 pour un niveau d'expansion presque similaire. Entre 0,2% et 0,3% d'expansion, Pichelin a obtenu une augmentation rapide de la perméabilité relative qui est plutôt en accord avec la perméabilité relative mesurée dans notre étude à 0,22 %. La grande différence entre les deux études se situe donc pour la perméabilité relative mesurée à une expansion de 0,12%. Cet écart peut être attribué au fait que les bétons de Pichelin ont subi des cycles d'humidification/séchage pendant la cure et donc avant la mesure initiale de perméabilité. Ces cycles sont à l'origine de fissuration, même dans l'état initial du béton. Ces fissurations ont augmenté la perméabilité mesurée à l'état initial, ce qui explique la plus faible perméabilité relative dans son étude. Pour des bétons ayant subi une cure à case de cycles d'humidification/séchage, la perméabilité n'augmente de manière significative que pour des niveaux d'expansion supérieurs à 0,2% alors que dans le cas de notre étude, l'augmentation est significative dès l'expansion de 0,12%. Les cycles sont un élément qui perturbe l'analyse en ajoutant un endommagement initial.

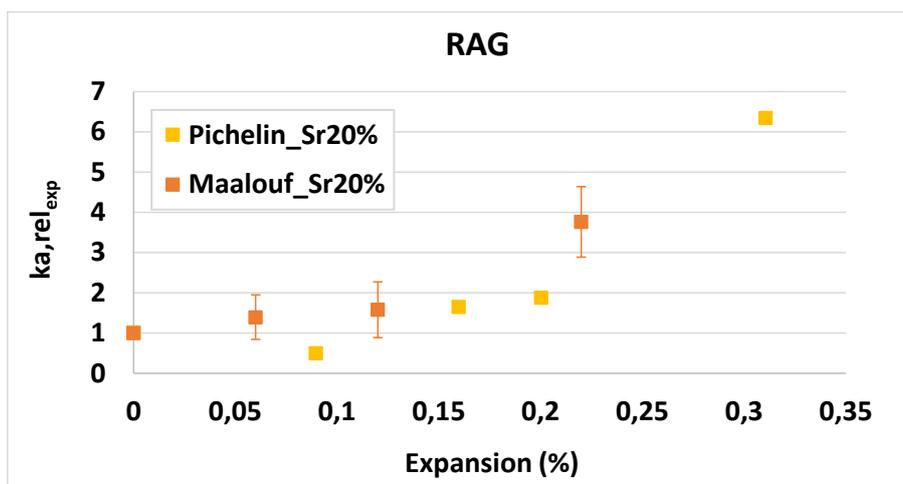


Figure 109: Comparatif de l'évolution de la perméabilité relative avec l'étude de (Pichelin, 2020) - cas de la RAG

Dans le cas de la RAG, la perméabilité relative du béton de Pichelin a diminué de 50% pour un gonflement de 0,1%, suivi d'une augmentation d'environ le double pour un gonflement compris de 0,1% à 0,2%. Dans notre étude, la perméabilité relative a directement augmenté de 40% à 0,06% d'expansion, puis de 58% à 0,12% d'expansion. À un niveau de gonflement de 0,22%, la perméabilité relative a été multipliée par 4 ce qui assure une certaine continuité avec les points obtenus par Pichelin (facteur 2 à 0,2% et 6 à 0,3%). Les tendances sont globalement similaires pour des bétons qui ont subi des cures identiques et les points de la présente étude à 20 % de saturation complètent bien les points obtenus par Pichelin.

IV.4.2.3 Proposition de lois empiriques

Ce paragraphe propose des lois pour évaluer l'évolution de la perméabilité en fonction de l'expansion atteinte. Dans le domaine des saturations courantes des structures (entre 20% et 100%), nous avons vu précédemment que des lois linéaires permettent de quantifier la corrélation entre la perméabilité relative et l'expansion. La corrélation entre la perméabilité relative et l'expansion peut donc s'écrire :

$$k_{a_rel_exp}(S_r) = P_{k_rel}(S_r) \cdot \varepsilon_{RGI} + 1 \quad (45)$$

Avec (ε_{RGI}), l'expansion du béton et ($P_{k_rel}(S_r)$), la pente de la droite de dépendance de la perméabilité relative au degré de saturation. La perméabilité relative est égale à 1 pour une expansion nulle. Elle dépend du degré de saturation à travers la pente de la droite.

Le Tableau 32 présente l'évolution de la pente des courbes de tendances obtenues dans le cas de la RSI et de la RAG en fonction du niveau d'expansion pour les saturations des conditions de service.

Type de béton	Sr80%	Sr60%	Sr40%	Sr20%
RSI	57,5	62,4	22,7	9,9
RAG	192,7	63,4	17,9	10,6

Tableau 32: Evolution de la pente des droites obtenues en fonction du degré de saturation

Pour un béton presque saturé à 80%, la pente observée avec le béton RAG est plus de 3 fois supérieure à celle obtenue avec le béton RSI. Cette disparité peut être attribuée à la fissuration localisée et ouverte du béton RAG, qui a un impact significatif sur le béton dans les cas de fortes saturations, tandis que le reste du réseau poreux reste imperméable. Par la suite, lors du processus de séchage et pour des saturations variantes entre 20% et 60%, la différence de pente entre les deux types de béton diminue de manière significative, atteignant une différence inférieure à 23%. Cette diminution est due au déblocage progressif du réseau poreux pendant le séchage, ce qui entraîne une augmentation de la contribution du réseau poreux et donc une réduction relative de l'impact de la fissuration sur la perméabilité à l'air. Il est important de préciser ici qu'étant donné ce qui a été constaté aux Figure 106 et Figure 107 sur la faible linéarité des relations pour les faibles degrés de saturation, les valeurs du Tableau 32 pour une saturation de 20% sont discutables. Sur la base des analyses en conditions normatives, il est probable que l'approche actuelle conduise à une sous-estimation de la valeur de la pente pour la RSI et une surestimation du cas de la RAG. Seule des études complémentaires pourront permettre d'avancer sur ce point.

La Figure 110 présente l'évolution de la pente de dépendance de la perméabilité relative au degré de saturation $P_{k_rel}(S_r)$. Pour la RAG, la pente de la droite croît de manière exponentielle. Pour la RSI, la pente augmente entre 20 et 40% de saturation et se stabilise pour des saturations plus élevées. Dans les deux cas, ces valeurs peuvent être évaluées par une loi de forme en 'S'. Nous proposons donc la relation suivante :

$$P_{k_rel}(S_r) = P_{max} \cdot \frac{1 - e^{-\left(\frac{S_r}{S_{r,k}}\right)}}{1 + e^{-\left(\frac{S_r - S_{r,0}}{S_{r,k}}\right)}} \quad (46)$$

Avec (P_{max}), ($S_{r,k}$) et ($S_{r,0}$), trois paramètres à calibrer pour reproduire l'évolution de la loi avec la saturation (Figure 110).

Le Tableau 33 présente la calibration des trois paramètres dans le but de reproduire l'évolution de la loi avec la saturation.

Type de béton	Srk	Sro	P
RSI	0,06	0,42	61,02
RAG	0,16	1,00	871,47

Tableau 33: Valeurs des paramètres utilisées pour modéliser l'évolution de la loi en fonction de la saturation

Le Tableau 34 illustre une comparaison entre les valeurs des pentes des courbes de tendance obtenues par des expérimentations réelles et celles générées par un modèle, pour des niveaux de saturation correspondant aux conditions de service. On note une bonne corrélation entre les deux approches pour les degrés de saturation supérieur à 20%. Comme évoqué plus haut, à 20% et au-dessous les lois linéaires pour relier perméabilité et expansion en fonction de la saturation sont discutables.

Saturation (%)	Expérimental		Modèle	
	RSI	RAG	RSI	RAG
80	57,5	192,7	61,9	192,4
60	62,4	63,4	58,5	64,3
40	22,7	17,9	23,9	18,3
20	9,9	10,6	1,1	4,1

Tableau 34: Evolution de la pente des droites obtenues expérimentalement et générées par un modèle

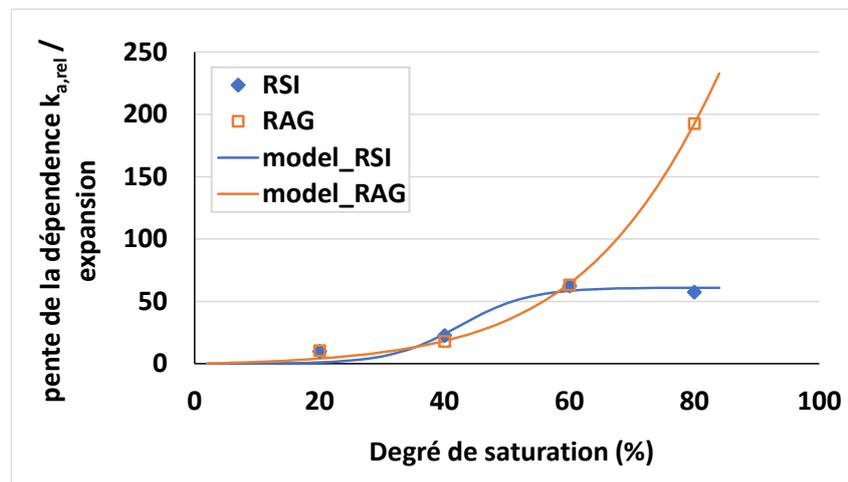


Figure 110: Evolution de la pente de dépendance de la perméabilité relative pour différents degrés de saturation

Sur la base de l'approche linéaire actuelle, les pentes des courbes de perméabilité relatives de la RAG et de la RSI présentent des similitudes marquées lorsque la saturation est égale ou inférieure à 60%. Il est probable que le modèle sous-estime la pente de la RSI à 20% mais cela devra être vérifié.

A un niveau de saturation de 80%, une disparité significative se manifeste en raison de la présence de fissures ouvertes dans le cas de la RAG. Ces fissures sont attribuables à des gradients d'alcalins et donc d'expansion dans les éprouvettes. Dans les structures réelles, ce type de fissuration peut être observé. Elles peuvent être dues à des gradients d'alcalins pour les parties immergées ou à des gradients d'humidité pour les structures soumises au séchage. En revanche, leur distribution est certainement différente de celle obtenue sur éprouvettes et dépendent des conditions environnementales. Cette problématique ne semble pas exister pour la RSI. Les éprouvettes atteintes ne présentent pas de fissures localisées ouvertes pour les niveaux d'expansions étudiés ici. Les résultats sont donc représentatifs de l'évolution de la perméabilité à l'échelle du matériau atteint de RSI.

Ces lois sont applicables pour évaluer les taux de fuite à travers une paroi soumise à des gradients hydriques et de déformations, et elles conservent leur cohérence dans le cas de saturations comprises entre 20% et 60%. Cependant, pour des saturations élevées (80%), les effets des fissures ouvertes deviennent très significatifs pour la RAG, et il est nécessaire de distinguer les effets de la fissuration diffuse de ceux de la fissuration localisée induite par les gradients, car elle sera différente en densité et en ouverture entre ce qui est observé sur éprouvettes de laboratoire et sur structures en conditions environnementales réelles.

Il est important de noter que ces lois sont valables uniquement dans le contexte de l'étude des bétons qui partent d'un état initial non gonflé et atteignent un gonflement maximal de 0,22%. Des confirmations supplémentaires seraient nécessaires pour les appliquer à d'autres types de bétons.

IV.5 ANALYSE DE LA CORRELATION PERMEABILITE A L'AIR ET DE L'ENDOMMAGEMENT

La partie précédente a indiqué les enjeux d'obtenir des corrélations des perméabilités relatives en fonction des expansions et des endommagements. La corrélation en fonction des expansions a été présentée ci-dessus. Cette partie analyse les évolutions de la perméabilité relative en fonction de l'endommagement causé par la RSI et la RAG en les comparant avec les résultats issus de la bibliographie pour d'autres causes d'endommagement, et propose des lois de corrélation pour les résultats obtenus dans ce travail.

IV.5.1 Comparaison avec les données de la littérature

Les propriétés mécaniques et physiques du béton ont été étudiées en relation avec l'expansion causée par le développement des réactions de gonflement interne. Il est important de noter que l'expansion du béton et l'endommagement du béton sont deux phénomènes distincts. Bien que le niveau de gonflement puisse fournir une indication de la durabilité du béton, il présente certaines limitations. Ces limites peuvent potentiellement expliquer les divergences observées dans l'évolution de la perméabilité des bétons développant la réaction sulfatique interne entre notre étude et celle de (Pichelin, 2020). En effet, des écarts ont été constatés dans les mesures de perméabilité à l'air pour des niveaux de gonflement et des taux de saturation similaires. Cette observation met en lumière le fait que l'expansion due aux RGI n'est pas le seul facteur influençant la perméabilité dans des conditions hydriques similaires. Divers phénomènes peuvent contribuer à l'endommagement du béton, en plus du développement des réactions de gonflement interne. Parmi ces phénomènes, nous pouvons mentionner les cycles d'humidification/séchage, le retrait empêché, et d'autres processus. Bien que leur impact soit généralement moins prononcé que celui associé au développement des réactions de gonflement interne, ils ne doivent pas être négligés.

L'objectif de cette partie est d'analyser l'évolution des perméabilités relatives en fonction de l'endommagement obtenue pour notre étude en les comparant à des évolutions de perméabilité de la littérature obtenues pour d'autres origines d'endommagement. Dans le travail présent,

l'endommagement a été évalué par la loi de Capra et Sellier, calibrée sur nos résultats de modules statiques (IV.3).

Étant donnée la corrélation entre l'évolution des perméabilités relatives et les niveaux de saturation, nous avons décidé de réaliser cette comparaison en se basant sur les niveaux de saturation suivants :

- Dans un premier temps, nous avons examiné les effets à des taux de saturation élevés compris entre 60% et 80%. Cette plage de saturation représente des niveaux de saturation relativement élevés mais représentative de ce qui peut se trouver au cœur des ouvrages, et nous avons cherché à évaluer les conséquences dans de telles conditions car les données de la littérature sont rares,
- Ensuite, nous avons étendu notre analyse aux taux de saturation plus bas, situés entre 10% et 40%. Cette étape visait à examiner les implications de l'endommagement dans des conditions où la saturation est modérée à faible,
- Enfin, nous avons poussé notre analyse jusqu'aux taux de saturation très faibles, inférieurs à 10%, pour représenter les résultats qui sont obtenus dans des conditions normatives.

La perméabilité de bétons fissurés dans des conditions de fortes saturations a été très peu étudiée. Dans ce domaine de saturation, nous n'avons trouvé que l'étude de (Sogbossi, 2017) sur bétons endommagés par des chargements thermo-hydriques. Avant de procéder à la comparaison des résultats de cette étude avec les nôtres, il est essentiel de prendre en considération plusieurs facteurs importants. Les échantillons de béton analysés dans (Sogbossi, 2017) ont été soumis à un traitement thermique à des températures de 80°C, 150°C, et 200°C. Cette exposition à des températures élevées a induit un endommagement thermo-hydrique significatif des échantillons de béton. Cependant, il est important de noter que les mesures de perméabilité ont été réalisées après que les échantillons ont été re saturés puis ramenés à leur état de saturation cible. Cette approche permet de comparer ces résultats aux nôtres.

Les graphiques des Figure 111 et Figure 112 illustrent la relation entre la perméabilité relative et l'endommagement du béton dans différentes conditions de saturation hydrique. Comme dans la partie précédente, la perméabilité relative est définie comme le rapport entre la perméabilité à l'air pour un niveau de gonflement spécifique, auquel correspond un état d'endommagement donné (Tableau 30 et Tableau 31), et la perméabilité mesurée à l'état initial non fissuré par les RGI ou par le traitement thermique. On remarque à la Figure 111 la bonne corrélation entre les perméabilités relatives pour les différents types endommagement en rapport avec la saturation.

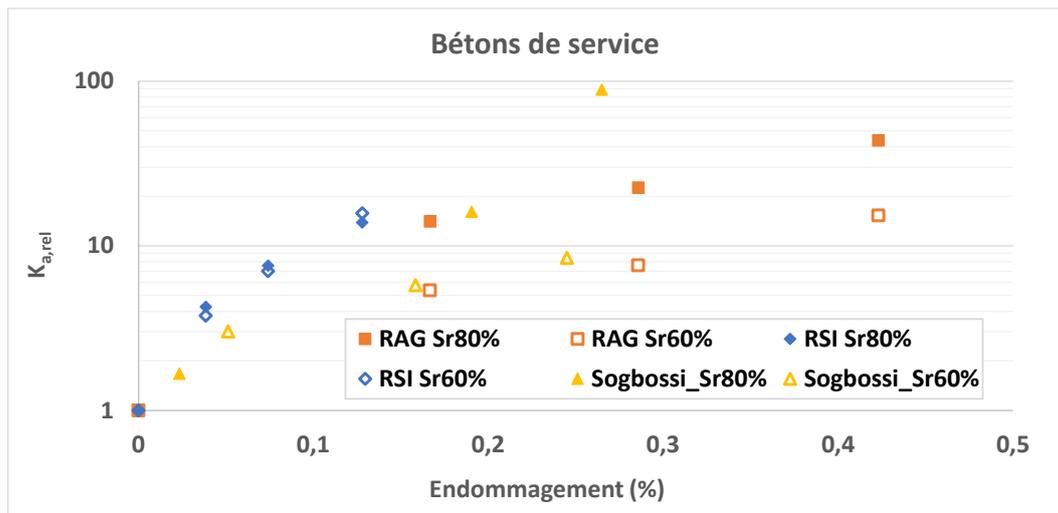


Figure 111: Evolution du rapport de la perméabilité relative en fonction d'endommagement – cas des bétons de service (entre 60% et 80%), comparaison avec un endommagement d'origine thermo-hydrrique (Sogbossi, 2017)

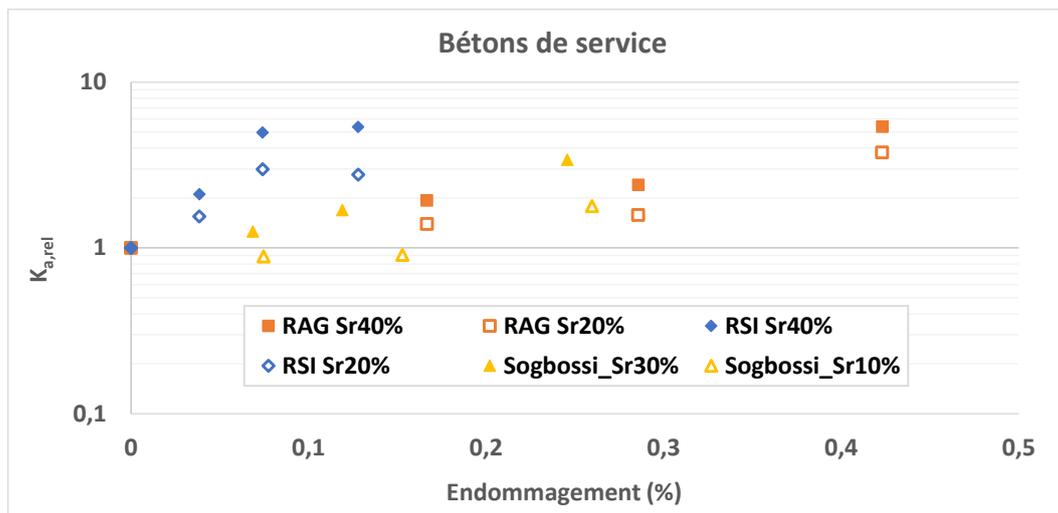


Figure 112: Evolution du rapport de la perméabilité relative en fonction d'endommagement – cas des bétons de service (entre 10% et 40%), comparaison avec un endommagement d'origine thermo-hydrrique (Sogbossi, 2017)

Dans le cas des RGI, l'endommagement présente une forte corrélation avec l'expansion, ce qui conduit à des observations similaires à celles précédemment décrites :

- Pour les états fortement saturés (Sr60 et Sr80%), on observe une augmentation significative de la perméabilité relative à mesure que le niveau d'endommagement augmente, que ce soit dans le cas des bétons RSI ou des bétons RAG,
- Pour les états modérément saturés (Sr20 et Sr40%), l'accroissement de la perméabilité relative s'accroît graduellement en corrélation avec l'augmentation du niveau d'endommagement.

Cependant, comme mentionné précédemment, il est important de noter que, malgré des niveaux d'expansion similaires, l'endommagement résultant du développement de la RSI demeure significativement inférieur à celui induit par la RAG. Ainsi, ces observations montrent que,

pour des taux de saturation inférieurs ou égaux à 60 %, les impacts des deux RGI sur la perméabilité relative sont similaires pour un même niveau d'expansion mais très différents pour un même niveau d'endommagement.

Dans cette étude, l'impact du séchage sur l'endommagement n'a pas été inclus dans l'analyse, car les mesures d'expansion ont été effectuées avant le processus de séchage, contrairement à d'autres études antérieures. En prenant en considération l'endommagement induit par le séchage, on estime qu'il y aurait un accroissement d'environ 5 à 7 % de l'endommagement. Ce décalage serait probablement plus prononcé en RSI par rapport à RAG, en se basant sur l'effet différentiel du séchage sur la perméabilité.

À un taux de saturation de 80%, la corrélation entre la perméabilité relative et l'endommagement est continue et très similaire pour les bétons RAG, RSI, ainsi que pour l'étude de (Sogbossi, 2017). Les résultats indiquent que l'endommagement des bétons RSI est globalement inférieur à celui des bétons RAG, mais une continuité dans la courbe est observée, suggérant que la perméabilité relative évolue de manière cohérente avec l'endommagement, sans de fortes déviations. Cependant, il est à noter qu'un seul point de l'étude de Sogbossi se distingue pour l'endommagement le plus fort à 80% de saturation. Dans l'étude de Sogbossi, la corrélation entre la perméabilité relative et l'endommagement semble suivre une tendance exponentielle, contrairement aux courbes observées pour les bétons RAG et RSI. Quoi qu'il en soit, il est important de noter les biais qui peuvent rendre cette comparaison difficile, et en premier lieu les différences pour évaluer l'endommagement des bétons des deux études. Dans l'étude menée par Sogbossi, les éprouvettes étaient soumises à des températures élevées, ce qui a conduit à réaliser les essais de modules sur béton sec. Dans la présente étude, les propriétés mécaniques ont été mesurées sur des bétons avec différents niveaux d'expansion en sortie de conservation humide et donc sur des éprouvettes saturées. Les endommagements utilisés dans cette analyse doivent donc correctement représenter la perte de propriétés mécaniques des bétons aux fortes saturations (80% et 60%). En revanche, pour les degrés de saturation faibles, l'endommagement de séchage se combine à l'endommagement des RGI, comme discuté dans le chapitre précédent. Les endommagements évalués dans ce chapitre n'évaluent pas cet effet et ont donc tendance à sous-estimer les endommagements des bétons aux faibles saturations.

Lorsque le taux de saturation est réduit à 60%, les tendances restent généralement cohérentes pour les bétons RAG, RSI et l'étude de Sogbossi.

Lorsque l'on considère des bétons ayant des taux de saturation compris entre 20% et 40%, une observation intéressante se dégage : la perméabilité relative des bétons endommagés par la RSI est égale, voire supérieure à celle des bétons développant la RAG dans des conditions hydriques similaires, malgré le fait que l'endommagement des bétons RAG soit plus prononcé que celui des bétons RSI. Cette observation s'explique par le fait que, dans le cas de la RSI à faible

expansion, le processus de séchage a un impact substantiel sur la perméabilité relative. En d'autres termes, lorsque les taux de saturation sont relativement faibles, le séchage du béton a un effet significatif sur sa perméabilité relative, ce qui est moins le cas pour les bétons atteints de la RAG. En effet, dans le cas de la RAG, les effets pathologiques sur la perméabilité relative se font sentir dès les taux de saturation élevés, et l'impact du séchage diminue progressivement. Cela crée une situation où, malgré un endommagement plus important dans le cas de la RAG, la perméabilité relative des bétons RSI peut être comparable ou supérieure à celle des bétons RAG dans des conditions de saturation modérée.

Il est intéressant de noter que les bétons RAG pour des saturations de 20% et 40%, ainsi que le béton de l'étude de Sogbossi pour des saturations de 10% et 30%, présentent des tendances similaires en ce qui concerne l'évolution de la perméabilité relative en fonction du niveau d'endommagement. Dans ces cas, on observe une augmentation progressive de la perméabilité relative à mesure que l'endommagement augmente. Cela est dû au fait que l'endommagement est créé avant le séchage pour ces deux cas. En revanche, quand le séchage contribue à l'augmentation de perméabilité sans forcément contribuer à l'augmentation d'endommagement comme pour le cas de la RSI où les fissures existent déjà mais ont une plus forte probabilité de connexion lors du séchage, des valeurs de perméabilité relative plus élevées sont observées pour des endommagements plus faibles. L'augmentation de la perméabilité relative peut même être qualifiée de quasi exponentielle pour la RSI. Cela suggère que, dans ces conditions, l'endommagement causé par la RSI et le séchage a un impact beaucoup plus marqué sur la perméabilité relative par rapport aux autres types de béton, où l'augmentation est plus progressive.

La Figure 113 illustre la relation entre la perméabilité relative et l'endommagement du béton dans conditions normalisées de saturation hydrique.

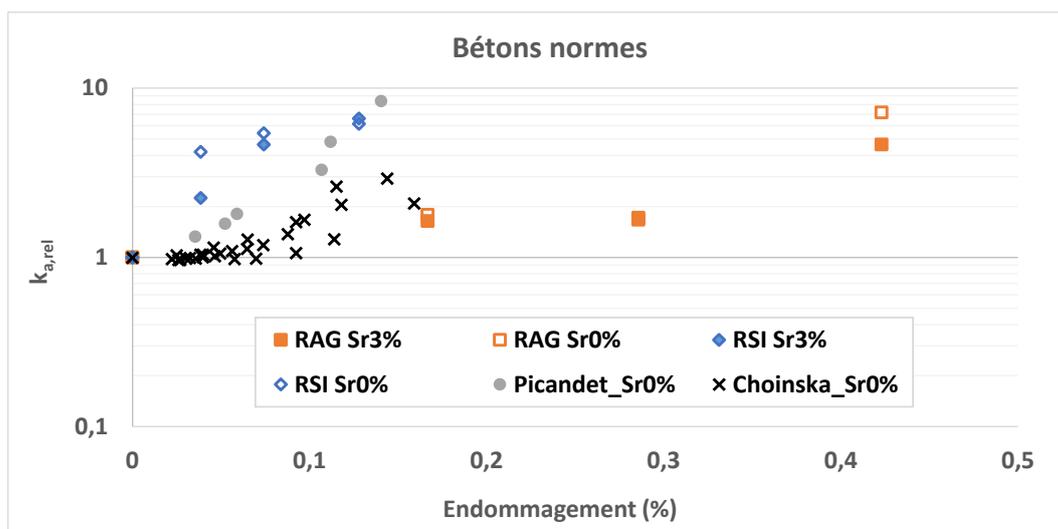


Figure 113: Evolution du rapport de la perméabilité relative en fonction d'endommagement – cas des bétons de normes (Picandet, 2001) et (Choinska, 2006)

Dans le cas des bétons conformes aux conditions hydriques des normes, et pour nos deux bétons développant des réactions de gonflement interne, la perméabilité relative est systématiquement supérieure à 1, ce qui indique une augmentation liée aux endommagements pathologiques, avec des rapports proches de 7 pour le niveau d'endommagement le plus élevé de la RAG et de la RSI (même si les niveaux d'endommagement sont très différents pour ces 2 bétons, 0,42 pour la RAG et 0,13 pour la RSI). Dans ces conditions hydriques et à même niveau d'endommagement, il a été remarqué que l'influence sur la perméabilité relative était nettement moins marquée par rapport aux saturations plus importantes. Les résultats obtenus dans notre étude suggèrent donc qu'il est important de prendre en compte des niveaux de saturation élevés lors de l'étude de l'effet de la fissuration induite par le développement des réactions de gonflement interne sur la perméabilité. En se limitant à des taux de saturation plus faibles, comme préconisé par la norme, nous risquons de sous-estimer l'influence de la fissuration due aux RGI sur la perméabilité du matériau.

Dans l'étude menée par (Picandet, 2001), des fissurations ont été induites par compression uniaxiale au moyen d'une presse hydraulique. Les cycles de contrainte étaient caractérisés par un seuil minimal de contrainte de 3,5 MPa et un seuil de contrainte maximum situé entre 60 % et 90 % de la résistance moyenne respective. Chaque seuil était maintenu pendant une durée de 2 minutes, ce qui permettait d'une part l'occurrence de la déformation à court terme, engendrant la formation de microfissures dans le matériau, et induisait d'autre part, la relaxation du matériau. Dans l'étude de Choinska, des contraintes mécaniques sont également appliquées à l'aide d'une presse hydraulique. L'échantillon sous contrainte mécanique est placé dans une enceinte climatique dont les conditions de température et d'humidité relative sont contrôlées. Les températures imposées sont respectivement de 20°C, 105°C et 150°C.

Les valeurs d'endommagement obtenues dans les travaux de (Picandet, 2001) et (Choinska, 2006) sont comparables à celles obtenues avec notre béton RSI, avec des endommagements compris entre 0 et 0,15. Pour un même niveau d'endommagement, les valeurs de perméabilité relative de notre béton RSI sont plus élevées que celles rapportées dans ces deux études. Dans le cas de notre étude sur bétons fissurés par RSI, la perméabilité relative augmente pour des endommagements plus faibles que pour les fissurations d'origine mécanique. Puis la perméabilité relative augmente moins rapidement pour des endommagements faibles (entre 0,07 et 0,13) ce qui n'est pas le cas pour les fissurations mécaniques. L'augmentation de la perméabilité relative avec l'endommagement de RSI est donc moins rapide que celle associée à l'endommagement mécanique. Les corrélations entre perméabilité relative et endommagement identifiées par Picandet et Choinska adoptent une forme exponentielle. Ce n'est donc pas le cas de l'évolution de la perméabilité relative pour la fissuration de RSI : l'augmentation est importante pour des endommagements faibles mais son évolution est moins marquée quand l'endommagement continue à augmenter.

En ce qui concerne la RAG, notre étude a mis en évidence un niveau d'endommagement sensiblement plus élevé pour des valeurs de perméabilité relative peu différentes des autres

études. La corrélation entre perméabilité relative et endommagement présente donc des évolutions plus faibles pour cette pathologie.

En conclusion, il est essentiel de noter que les ordres de grandeur des corrélations examinées sont similaires, mais des nuances significatives se manifestent :

- **RAG / RSI** : De manière générale, la RAG conduit à un endommagement plus important que la RSI à un niveau d'expansion similaire. Les corrélations sont cohérentes à des saturations élevées (80%) car la RAG conduit à des perméabilités relatives plus fortes. Elles diffèrent notablement à des niveaux de saturation plus faibles : la RSI présente des perméabilités relatives similaires à celles de la RAG mais à des niveaux d'endommagement plus faibles,
- **Sogbossi / RSI / RAG** : Il n'y a pas de différences majeures dans les valeurs de perméabilité relative en fonction du niveau d'endommagement étudié. Les corrélations obtenues pour la RAG sont très proches de celles obtenues par Sogbossi pour l'endommagement thermo-hydrrique. Cependant, il est important de souligner que les corrélations diffèrent. La corrélation pour (Sogbossi, 2017) suit une tendance exponentielle, tandis que les bétons atteints de RGI montrent une augmentation de pente moins prononcée, avec une stabilisation en échelle logarithmique à certains niveaux de saturation, en particulier pour la RSI à tous les niveaux de saturation et la RAG à forts niveaux de saturation,
- **Picandet / Choinska / RSI** : Les ordres de grandeur de perméabilité relative entre (Picandet, 2001), (Choinska, 2006) et la RSI sont similaires, mais la forme des corrélations diffère. L'évolution de la perméabilité relative avec l'endommagement d'origine mécanique était exponentielle. Ce n'est pas le cas de la corrélation obtenue pour la RSI.

Il est également pertinent de noter que, dans le cadre de cette étude, l'analyse de la mesure statique du module dans le contexte des RGI a mis en évidence une sous-estimation de l'endommagement lorsque le module est évalué à la fin du dernier cycle, particulièrement pour la RAG. Si l'endommagement était évalué dès le premier cycle, les niveaux d'endommagement de la RAG seraient encore plus élevés, ce qui accentuerait davantage la différence par rapport aux autres corrélations. Toutefois, d'autres différences peuvent également être notées, comme l'effet du confinement sur les différents types de fissuration qui peut avoir des effets différents sur les mesures de perméabilité (fissurations vides ou partiellement remplies de produits liés aux réactions chimiques). Les évaluations de l'endommagement mécanique et de la perméabilité de bétons endommagés sont des mesures complexes sujettes à de nombreuses sources de disparité. Malgré les possibles perturbations de ces mesures, il est intéressant de noter que RSI et endommagement d'origine mécanique conduisent à des niveaux d'endommagement et de perméabilité relative voisins alors que la présence de fissures très ouvertes pour la RAG conduit à de forts endommagements mais des perméabilités relatives du même ordre.

Ces différences observées dans les corrélations entre les types d'essais peuvent être expliquées par des raisons physiques fondamentales. En effet, il est essentiel de prendre en compte que la manière dont les fissures se forment varie en fonction de la nature des essais et des études considérées. Dans les études menées par Picandet et Choinska, les fissures ont été générées à la suite d'essais de compression. En revanche, dans l'étude de Sogbossi, les fissures ont été créées en raison de contraintes thermiques et hydriques, ce qui implique la formation de fissures de retrait empêché au niveau de l'ITZ ainsi qu'une propagation de la fissuration dans la pâte. Dans ces trois études, un élément commun est que les fissures ne font qu'augmenter en taille à mesure que la charge augmente. Cependant, dans le cas du développement de la réaction alcali-granulat, les fissures apparaissent initialement dans les granulats et se propagent ensuite vers la pâte. À l'inverse, dans le cas de la réaction sulfatique interne, la fissuration se développe en premier lieu dans la pâte et au niveau de l'ITZ. Dans les deux scénarios, la saturation du milieu a un effet différent. De plus, dans le cas des RGI, l'ouverture des fissures s'accompagne de la production de nouvelles phases qui peuvent partiellement se déposer dans ces fissures. En conséquence, la fissuration augmente progressivement avec le niveau d'endommagement, mais cette augmentation est moins rapide en comparaison avec d'autres scénarios tels que les charges mécaniques ou thermo hydriques.

IV.5.2 Proposition de loi empirique

L'analyse précédente a révélé que la relation entre la perméabilité relative et le niveau d'endommagement n'obéissait pas à une fonction exponentielle dans les conditions de service pour la RSI à tous les niveaux de saturation et la RAG à forte saturation. Par conséquent, au lieu de nous appuyer sur les travaux existants dans la littérature, nous envisageons de développer des modèles originaux basés sur les conclusions tirées de nos analyses antérieures.

En combinant la loi de Capra et Sellier qui corrèle l'endommagement à l'expansion (équation 41) et la linéarité observée entre la perméabilité relative et l'expansion (équation 44), il est possible de proposer la loi empirique suivante pour relier directement perméabilité relative et endommagement :

$$k_{a_rel_exp}(S_r) = P_{k_rel}(S_r) \cdot \varepsilon_0 \frac{d}{1-d} + 1 \quad (47)$$

Avec $P_{k_rel}(S_r)$ évaluée par l'équation (45) et les paramètres obtenus pour la RAG et la RSI donnés dans le Tableau 33, et ε_0 , égal à 0,3 et 1,5 respectivement pour la RAG et la RSI.

La comparaison obtenue par cette loi et les résultats expérimentaux est présentée en échelle linéaire dans la Figure 114 dans le cas de la RSI et Figure 115 dans le cas de la RAG. Comme dans la partie précédente, la perméabilité relative est définie comme le rapport entre la perméabilité à l'air pour un niveau de gonflement spécifique, auquel correspond un état d'endommagement donné (Tableau 30 et Tableau 31), et la perméabilité mesurée à l'état initial non fissuré par les RGI. On peut noter la très bonne corrélation entre l'approche proposée et les résultats expérimentaux, ce qui laisse entrevoir des perspectives quant à l'utilisation de ces lois

dans des modèles prédictifs phénoménologiques. Il faudra pour cela vérifier que les pentes estimées ici sont représentatives de différents bétons atteints de RGI.

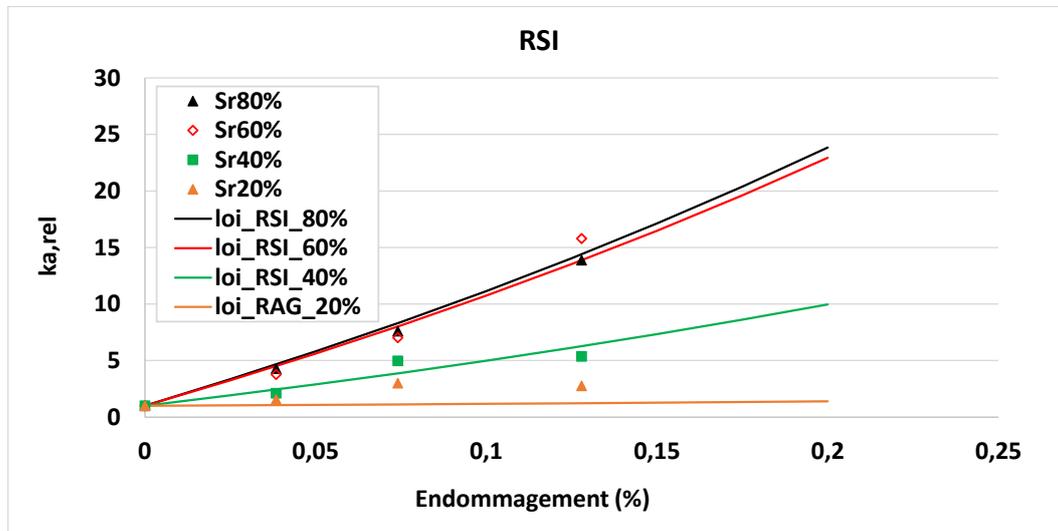


Figure 114: Représentation de la loi établie et les résultats expérimentaux – Cas de la RSI

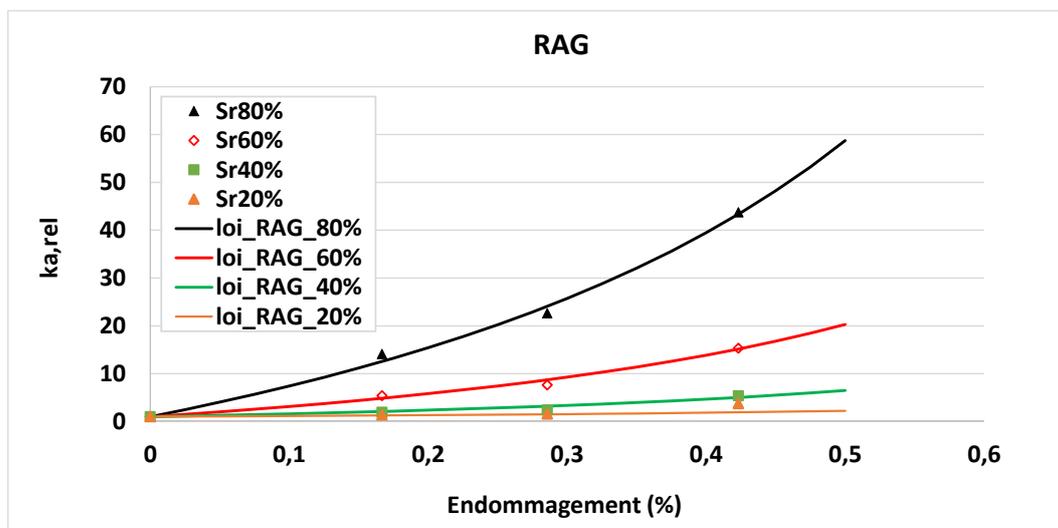


Figure 115: Représentation de la loi établie et les résultats expérimentaux – Cas de la RAG

IV.6 CONCLUSION

Ce chapitre a présenté en détail une section du programme expérimental qui a été mise en place pour mesurer de manière quantitative l'état d'endommagement des bétons lorsqu'ils sont soumis aux réactions de gonflement interne à partir des mesures de modules statiques et dynamiques.

En suivant l'évolution des propriétés mécaniques des bétons lors du développement des réactions de gonflement interne, il a été possible de quantifier l'impact de la fissuration générée lors de l'expansion sur les propriétés mécaniques du béton (résistance en compression et module). Les résultats obtenus indiquent qu'une diminution des modules statique et dynamique

a été observée pour chaque pathologie développée. Cependant, cette diminution n'est pas similaire pour les deux modules, et un écart est apparu entre les deux mesures en fonction de l'expansion des bétons : l'endommagement évalué par le module dynamique est inférieur à celui évalué par le module statique pour les deux pathologies.

L'observation du béton témoin à l'état initial et au fil du temps a permis de constater l'importance de prendre en compte l'effet de l'hydratation lors du vieillissement du béton pour la mesure des propriétés étudiées, ce qui dépend notamment des conditions de cure. Au fil du temps, il existe une compétition entre l'effet positif de l'hydratation du ciment et l'effet négatif des endommagements causés par le développement des réactions de gonflement interne sur les propriétés mécaniques. Dans ce travail, l'endommagement a été évalué en considérant de manière quantitative l'effet positif de l'hydratation. En utilisant la loi de Capra et Sellier, les endommagements associés à la RAG ou la RSI ont été calculés en tenant compte de l'hydratation du ciment qui a eu lieu tout au long de la durée du développement de la pathologie. Dans notre cas, les endommagements calculés pour le même niveau de gonflement sont toujours plus importants dans le cas de la RAG que dans celui de la RSI.

En plus des propriétés mécaniques, les expansions induites par le développement des RGI ont également influencé les propriétés de transport des bétons affectés. Une augmentation de la perméabilité à l'air mesurée est systématiquement observée en fonction du niveau de gonflement. De plus, il convient de souligner que plus le béton est saturé, plus l'impact de l'expansion sur la perméabilité mesurée est important. Pour les bétons atteints de RSI, les perméabilités relatives des bétons affectés présentent une évolution linéaire avec les expansions pour les forts degrés de saturation (40-80 %). Pour les bétons ayant un degré de saturation plus faible, on constate une évolution significative pour les expansions inférieures à 0,12 %, suivie d'une stabilisation entre 0,12% et 0,22%. En ce qui concerne la RAG, une évolution linéaire est observée pour la plupart des degrés de saturation supérieurs ou égaux à 40%. En revanche, pour des saturations plus faibles, le comportement devient non linéaire, marqué par une discontinuité importante de l'évolution entre 0,12% et 0,22%. Les non linéarités observées pour les degrés de saturation faibles peuvent s'expliquer par l'effet additionnel des fissurations induites lors des séchages obtenus à forte température. Malgré cet effet, les valeurs de perméabilité relative obtenues dans les conditions de séchage recommandées par la norme conduisent à une sous-évaluation de l'effet des RGI sur les perméabilités relatives. Des lois ont été proposées pour évaluer les taux de fuite à travers une paroi soumise à des gradients hydriques et d'expansion. Elles maintiennent leur cohérence pour les deux RGI dans le cas de saturations situées entre 20% et 60%. Lorsque les saturations sont élevées, atteignant 80%, les effets des fissures ouvertes deviennent très significatifs. Il est alors préférable de différencier les effets de la fissuration diffuse de ceux de la fissuration localisée induite par les gradients.

Lorsque l'on examine les corrélations entre la perméabilité relative et les endommagements causés par les RGI, il apparaît que les modèles basés sur des lois exponentielles ne parviennent pas à rendre compte de ces relations complexes. Nous avons donc proposé une nouvelle approche qui s'appuie sur la combinaison de la loi empirique liant les expansions aux endommagements proposée par Capra et Sellier, et de la corrélation entre l'expansion et la perméabilité relative obtenue dans la présente étude.

CHAPITRE V : NOUVEAU PROTOCOLE DE MESURE DE LA PERMEABILITE A L'AIR POUR BETON ARME FISSURE

V.1 INTRODUCTION

Le présent chapitre présente un nouveau protocole de mesure de perméabilité à l'air en dépression développé au laboratoire. Cet essai permettra de mesurer l'influence des armatures et de leur orientation sur la perméabilité à l'air dans des bétons armés et fissurés.

Traditionnellement, les méthodes de mesure de la perméabilité à l'air ont été axées sur l'utilisation du perméamètre Cembureau qui présente plusieurs limitations (Kollek, 1989), principalement liées à la forme de l'échantillon, à ses dimensions et à la méthode d'essai :

Tout d'abord, l'une des principales limitations du perméamètre Cembureau réside dans la forme de l'échantillon qui est strictement cylindrique. De plus, les dimensions de l'échantillon, avec une épaisseur maximale de 5 cm et un diamètre de 15 cm, sont relativement restreintes, notamment en épaisseur quand on utilise des granulats de taille supérieure à 20 mm. Ces limitations dimensionnelles peuvent entraîner des problèmes de représentativité, en particulier lorsque l'on cherche à évaluer la perméabilité de bétons utilisés dans des structures de grande taille. Un autre point de préoccupation majeur concerne l'impossibilité d'ajouter des barres d'armature dans l'échantillon pour obtenir un élément de béton armé représentatif des structures. Dans les structures réelles, le béton est souvent associé à des armatures en acier pour assurer la reprise des effets de traction et permettre d'obtenir des structures ductiles. L'absence de barres d'armature dans l'échantillon du perméamètre Cembureau signifie que les résultats obtenus ne tiennent pas compte de cet aspect essentiel du comportement du béton dans des conditions réelles. En outre, dans le cas de mesure de perméabilité de béton fissuré, le processus de mesure par le perméamètre Cembureau peut potentiellement entraîner la refermeture des fissures présentes dans l'échantillon en raison de la pression appliquée par la chambre à air. Cette refermeture artificielle des fissures peut conduire à une sous-estimation du flux traversant l'échantillon.

Le nouvel appareil développé au laboratoire permet de mesurer la perméabilité sur des corps d'épreuve prismatiques pouvant contenir des cages armatures. Il est ainsi possible de mesurer la perméabilité dans plusieurs directions afin d'évaluer une éventuelle anisotropie de cette propriété. Cette anisotropie pourrait être induite par la direction de coulage (ségrégation éventuelle), par la présence d'armatures et leur orientation, par la présence de fissuration...

Les mesures en dépression offrent plusieurs avantages car elles permettent de réaliser directement des mesures sur l'ensemble du corps d'épreuve, sans nécessiter un confinement mécanique important pouvant être la cause de la refermeture de fissures dans les corps d'épreuve endommagé. Cette approche est particulièrement avantageuse pour mesurer la perméabilité de béton fissuré et l'anisotropie de perméabilité du béton armé, une tâche qui n'est pas facilement réalisable avec la cellule de mesure traditionnelle. Dans les deux premières sections du chapitre, nous présenterons le protocole expérimental ainsi que la préparation des

échantillons à tester et nous expliquerons les avantages comparativement aux méthodes usuelles. De plus, nous présenterons en détail ce protocole innovant, ainsi que les essais que nous avons réalisés dans le but de procéder à sa validation.

L'interface entre l'acier et le béton, qui contient souvent des pores de grande taille, peut former un réseau de communication fortement interconnecté à l'échelle de la cage d'armatures au sein du béton (Soylev, et al., 2003) et (Sogbossi, et al., 2017). Des chemins de percolation peuvent donc se créer et induire une perméabilité différente selon l'orientation d'armatures. C'est le premier phénomène qui sera étudié sur les différents bétons avant le développement de pathologies.

Pour les bétons atteints de RGI, la présence d'armatures en acier dans le béton influence considérablement la fissuration provoquée par les expansions (Grimal, et al., 2008). Les armatures entravent l'expansion du béton, ce qui génère des contraintes de compression parallèles aux aciers et provoque des fissures parallèles à la direction de ces contraintes. La dernière section de ce chapitre vise à évaluer de manière quantitative l'impact de la combinaison de la fissuration causée par les RGI et de la connectivité des interfaces acier-béton dans le béton armé, qui pourrait provoquer des variations importantes de l'étanchéité des parois endommagées par ces réactions.

V.2 PRESENTATION DU PROTOCOLE DE MESURE EN DEPRESSION

La méthode à double cloche est une technique développée depuis quelques années au laboratoire. Elle a été adaptée et approfondie spécifiquement pour cette étude (Sogbossi, 2017). Le principe de cet appareillage consiste à mesurer le débit de gaz stabilisé qui traverse l'échantillon soumis à un gradient de pression défini et constant. La mesure est donc réalisée en régime permanent de la même façon qu'au Cembureau. Elle peut aussi être réalisée en régime transitoire et dans ce cas on analyse la remontée de pression dans la cloche amont ou le vide a été tiré. Cependant, la mesure a lieu sous vide partiel et non pas en surpression comme traditionnellement afin de faciliter l'étanchéité latérale. Nous avons vu dans l'étude bibliographique que la nature de l'écoulement diffère entre mesure en surpression et en dépression et que la contribution non visqueuse est plus prononcée en dépression mais nous avons vu aussi qu'il est possible de relier la mesure en dépression à la mesure Cembureau classique (Sogbossi, 2017). Cette approche permet une évaluation précise de la perméabilité du matériau étudié et cela sans altérer la mesure par un confinement potentiellement perturbateur pour les matériaux fissurés.

Dans cette section, nous abordons le principe de la mesure et la préparation spécifique des éprouvettes.

V.2.1 Reproductibilité de la mesure à la double cloche

Dans le dessein d'évaluer la reproductibilité des expériences de la double cloche, des mesures de la perméabilité à l'air ont été entreprises à divers intervalles temporels sur plusieurs éprouvettes. Pour être plus précis, trois éprouvettes prismatiques ont été utilisées à titre de

références : la première non armée, suivie de deux autres, armées en 2D-1 nappe et 3D. Chacune de ces éprouvettes avait un taux de saturation de 32%. La première série d'essais a été menée dans les deux directions, avec une demi-heure de délai entre les prises de mesures des deux directions sur la même éprouvette. Les éprouvettes étaient conservées dans des sacs en plastique et stockées dans une salle à une température de 20°C afin de préserver au maximum le même degré de saturation entre les deux mesures. Le jour suivant, la même procédure a été répétée sur les mêmes éprouvettes afin d'obtenir de nouvelles données. En confrontant les résultats issus d'une même éprouvette, dans une direction identique, entre le premier et le deuxième jour, nous observons une variation inférieure à 4% tant en surestimant qu'en sous-estimant la perméabilité mesurée. Cette constatation demeure valide pour les trois éprouvettes examinées. Ces conclusions soulignent la fiabilité et la cohérence du dispositif employé.

V.2.2 Principe de la mesure de la perméabilité en dépression

V.2.2.1 Principe

Le principe de la méthode à double cloche est similaire à celui du Cembureau, mais avec une différence essentielle dans le type de pression utilisée pour créer le gradient. Dans cette méthode, le gradient de pression est créé par une dépression.

L'aspect innovant de cette méthode réside dans le fait que le confinement de l'échantillon est assuré par deux plaquettes amovibles munies de joints, plaquées en contact direct avec le béton, contrairement à la méthode précédente utilisée dans l'étude de (Sogbossi, 2017), qui faisait appel à une colle étanche pour le confinement.

Cette nouvelle approche, présentée dans la Figure 116, fait gagner un temps considérable en préparation d'essais et permet d'effectuer plusieurs essais sur un même échantillon par exemple dans deux directions perpendiculaires.

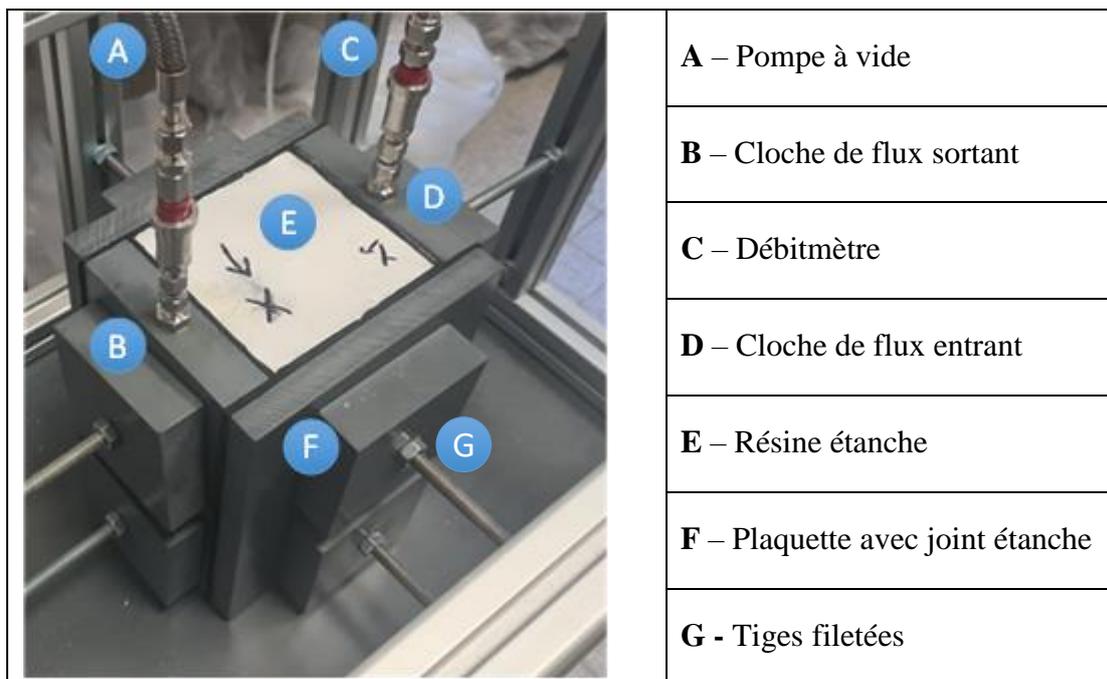
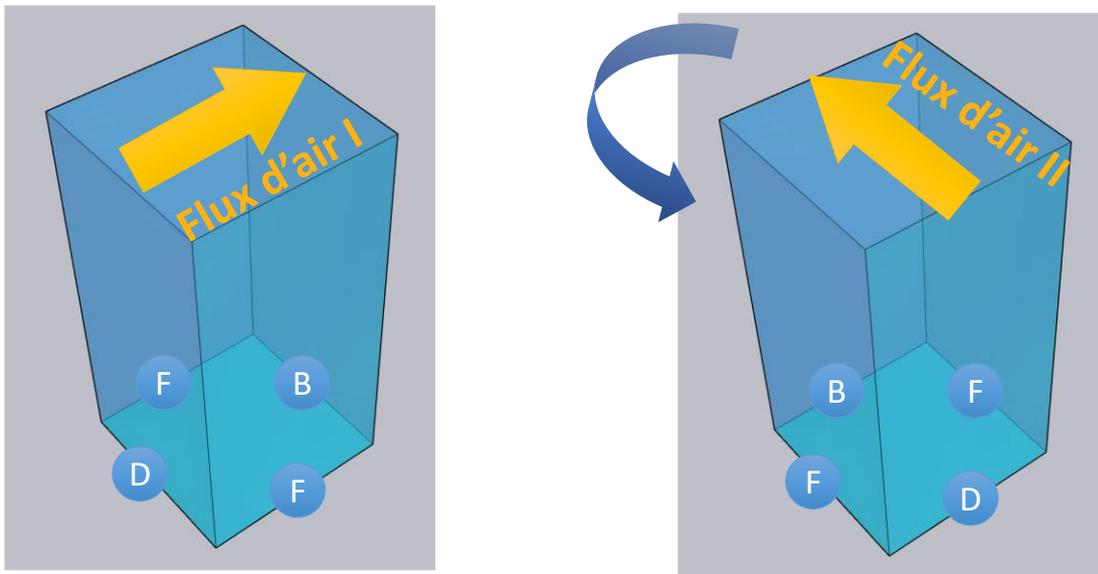


Figure 116: Les composants de la double cloche

Cette approche novatrice permet donc de mesurer l'éventuelle anisotropie de la perméabilité à l'air (Figure 117), car les mesures peuvent être réalisées sur les quatre faces latérales de l'éprouvette, permettant ainsi l'analyse de deux directions de flux différentes, ce qui était auparavant impossible en cellule classique.



(a) Mesure dans la première direction

(b) Mesure dans la seconde direction

Figure 117: Représentation de la mesure de l'anisotropie de la perméabilité à l'air à l'aide de la double cloche

v.2.2.2 Etanchéité

Le processus de mesure en double cloche s'effectue en suivant plusieurs étapes. Tout d'abord, la première cloche (B en Figure 116) est positionnée sur la face latérale à tester, en veillant à l'aligner parfaitement avec les arêtes de l'éprouvette. Ensuite, un vide est créé pour assurer une adhésion optimale entre la cloche et la face de l'éprouvette. Une couche de graisse est directement appliquée sur l'interface cloche/éprouvette pour prévenir toute éventuelle fuite d'air à cet endroit (Figure 118-a). Ce processus est répété pour la cloche opposée (D), et les deux cloches sont maintenues en place dans le bâti à l'aide de plaques et de tiges filetées (F et G de la Figure 118).



(a) Application de la graisse sur l'interface cloche/éprouvette



(b) Application de la graisse sur la cloche

Figure 118: Application de la graisse pour assurer une étanchéité complète

Il est alors facile de vérifier que les cloches sont étanches en suivant la vitesse de remontée de pression dans la cloche qui doit dépendre de la perméabilité du béton. Cette remontée doit être assurée par l'air emprisonné sous la surface de la face testée et non pas par une fuite à l'interface cloche béton qui a une cinétique beaucoup plus rapide. Sur les surfaces latérales libres non testées, un joint imperméable en caoutchouc nitrile est positionné (Figure 119), sur lequel des plaquettes sont maintenues plaquées à l'aide du bâti et de tiges filetées, comme présenté dans la Figure 116.



Figure 119: Etanchéification de l'appareil de mesure

Pour vérifier l'étanchéité de la résine appliquée sur les surfaces extrêmes des éprouvettes (E), des mesures de perméabilité ont été effectuées. Après avoir réalisé les mesures de perméabilité pour la première fois, le système a été démonté, puis remonté après plusieurs heures en vue de reprendre le même essai sur les mêmes éprouvettes. Lors de la deuxième série d'essais une plaque étanche est collée sur la résine afin de renforcer l'étanchéité de ces faces extrêmes et ainsi vérifier les capacités d'étanchéité de la résine. Au cours de cette seconde expérimentation, il est notable que les résultats obtenus étaient pratiquement indiscernables, présentant une disparité inférieure à 3% lors de la comparaison des valeurs mesurées dans les mêmes orientations pour chaque éprouvette testée. Cette constatation indique de manière concluante que la résine a parfaitement assuré l'étanchéité des éprouvettes étant donné que les débits mesurés sont similaires avant et après la mise en place de la plaque étanche.

Nous avons ensuite procédé à des vérifications visant à évaluer l'étanchéité de l'appareil. À cette fin, nous avons soumis l'appareil à une dépression en utilisant une pompe pour atteindre un vide inférieur à 2 mbar. Une fois le vide atteint, dans les deux cloches de part et d'autre d'une éprouvette de béton sec, la pompe a été désactivée. Pour atteindre cette pression de 2 mbar dans le système sur une durée d'essais raisonnable (inférieure à 12 heures), il a été nécessaire de tirer successivement le vide dans chaque cloche. Ce qui fait que quand la valeur de consigne dans les cloches est atteinte, il est probable que le béton ne soit pas à cette même pression dans toute l'épaisseur. Ceci est mis en évidence en suivant la remontée de pression après arrêt de la pompe. En effet on remarque que celle-ci augmente et se stabilise aux alentours d'une heure à une valeur d'environ 45 mbar. La pression dans la cloche n'évolue plus ensuite ce qui démontre que le système est parfaitement étanche. Notons de plus que le test est sécuritaire par rapport aux essais, la valeur de stabilisation reste inférieure à 50 mbar, pression de vide choisie pour les essais. De plus les gradients de pression latéraux (côté plaques étanches) sont bien plus importants pour le test qu'en essai, puisque le gradient moyen est de l'ordre de 500 mbar en essai pour quasiment 1 bar lors des tests d'étanchéité.

v.2.2.3 Mesure de la perméabilité en dépression

Pour réaliser l'essai de perméabilité, la cloche amont à P_{atm} (flux entrant) est reliée à une série de débitmètres en parallèle capables de mesurer les débits dans une plage allant de 0,25 à 5000 ml/min. De l'autre côté, la cloche aval de flux sortant est raccordée à une pompe à vide. Les débitmètres sont connectés à un PC qui enregistre les débits tout au long de l'essai de perméabilité. Le vide est piloté par une vanne sur le circuit lié à la pompe, qui permet de créer une perte de charge pour atteindre un vide de 50 mbar. Une fois que le débit mesuré se stabilise dans le temps, l'essai est considéré comme achevé. Ensuite, la même mesure est effectuée dans la direction perpendiculaire à la première.

Étant donné que l'appareil utilisé est innovant et qu'il dispose de très peu de retours d'expérience, il a été nécessaire de procéder à plusieurs mesures de validation pour garantir le bon fonctionnement du protocole mis en place. C'est pourquoi nous avons vérifié : l'étanchéité de la résine des faces supérieure et inférieure, la reproductibilité des débits obtenus sur deux essais successifs et le maintien d'une pression stabilisée dans les cloches et dans le temps après arrêt de la pompe.

V.2.3 Caractérisation des armatures étudiées

Cette partie détaille les caractéristiques des éprouvettes étudiées et les différentes étapes de préparation des éprouvettes prismatiques avant les mesures. Les trois configurations d'armatures utilisées pour l'étude sont présentées à la Figure 35. Les étapes de préparation incluent la fabrication des moules, le positionnement et fixation des armatures, le collage des plots et finalement la rectification et le résinage des éprouvettes.

Ces éprouvettes sont spécialement conçues pour permettre la mesure de la perméabilité de l'élément dans deux directions distinctes, en vue d'évaluer l'anisotropie de la perméabilité en présence d'armatures.

Etant donné l'utilisation de plusieurs dispositions d'armatures, nous avons choisi de réduire au maximum les différences en pourcentage surfacique d'armatures (% d'acier/m² de surface de béton) et en masse volumique de ferrailage par volume de béton (kg d'acier/m³ de béton) entre les configurations pour nous focaliser sur l'effet de leur orientation et de leur distribution dans le volume de béton. Dans cette optique, un pourcentage surfacique proche de 1,5% a été retenu, ce qui est représentatif des ouvrages réels. Ce pourcentage est obtenu à l'aide de barres d'armatures de type HA8 et HA12 pour les différentes configurations.

Trois dispositions d'armatures ont donc été mises en place pour cette étude (Figure 35 **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**). L'objectif majeur est de quantifier l'influence de ces différentes configurations d'armatures sur la perméabilité à l'air du matériau. Pour mieux comprendre cet effet, des éprouvettes sans armature sont incluses dans l'étude, servant ainsi de référence.

La disposition d'armatures 2D-1 nappe (HA12) vise à représenter le béton de peau des structures armées, avec un enrobage de 5 cm. Cette configuration simule la présence d'une seule nappe d'armatures dans le béton.

La disposition 2D-2 nappes (HA8), quant à elle, représente un élément composé à la fois de béton de peau (avec un enrobage de 2,5 cm) et d'un cœur de béton non confiné (entre les armatures). Le taux de ferrailage est identique à celui de la disposition précédente, afin d'évaluer l'effet de la répartition des aciers dans la masse de béton par rapport à la disposition précédente. Les armatures de plus petit diamètre occupent moins d'espace, mais leur surface d'interface avec le béton est plus importante, ce qui peut influencer la perméabilité à l'air. Cette disposition est un intermédiaire entre la configuration précédente et la suivante qui représente un béton confiné dans trois directions.

Enfin, la disposition 3D (HA8) représente un élément de structure composé d'une peau de béton (avec un enrobage de 2,5 cm dans les deux directions) et d'un cœur de béton confiné entre les armatures. Dans les deux directions, le taux de ferrailage est identique à la direction armée de la disposition précédente. L'objectif est de retrouver une configuration isotrope et de viser un flux de l'air similaire dans les deux directions de l'éprouvette, en ayant une répartition équilibrée des armatures dans l'échantillon.

En comparant les résultats de perméabilité à l'air entre ces différentes configurations, nous pourrions mieux comprendre comment la disposition des armatures ainsi que leurs enrobages

influencent la perméabilité à l'air du matériau dans des éléments de béton armé. Ces différentes configurations devraient également avoir un impact important sur l'orientation de la fissuration au cours du développement de RGI (Grimal, et al., 2008). La fissuration développée dans les éprouvettes avec des armatures uniquement dans 2 directions devrait être majoritairement parallèle aux armatures ce qui devrait avoir un impact sur l'évolution de la perméabilité dans les différentes directions de mesure.

Pour la mise en place des armatures dans les coffrages, des fils de pêche ayant une épaisseur de 0,4 mm ont été utilisés. Ces fils ont été soigneusement tirés depuis le haut et le bas des éprouvettes (Figure 120), dans le but de prévenir la formation de chemins de percolation préférentiels lors des mesures de perméabilité qui seront réalisées sur les quatre surfaces latérales de l'éprouvette. En disposant les armatures de cette manière, aucun fil ne relie directement les surfaces de mesure de perméabilité entre elles, assurant ainsi que la position des armatures dans le béton est maintenue sans perturber les essais de perméabilité. Cette approche garantit des conditions de mesure plus représentatives de la perméabilité globale du matériau sans biais dû à la mise en place des armatures. Le retour de la résine sur 1 cm sur les 4 bords obture l'accès aux éventuelles interfaces créées par les fils (Figure 39).

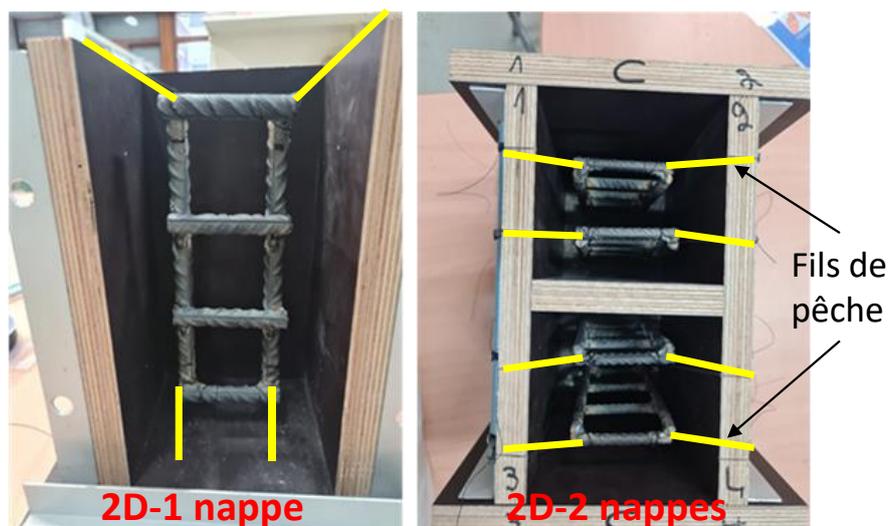


Figure 120: Préparation et pose d'armatures

V.3 MESURE EN DEPRESSION A LA DOUBLE CLOCHE SUR BETON NON ARME

Pour la validation du protocole double cloche, des essais de vérification ont été réalisés. Ces essais visent à s'assurer de la fiabilité et de la précision du dispositif pour les mesures de perméabilité.

Les éprouvettes cylindriques utilisées pour la mesure Cembureau ont été saturées sous vide. Cependant, en ce qui concerne les éprouvettes prismatiques présentées ici, nous avons dû opter pour une saturation naturelle par manque de place dans les dessiccateurs. On a placé les

éprouvettes dans un bac qu'on a rempli d'eau jusqu'au tiers pendant 72 heures, puis aux deux tiers pendant 72 heures supplémentaires, et enfin, nous les avons complètement immergées pendant 72 heures. Il est important de noter que les éprouvettes étaient espacées d'environ 1,5 cm et que les surfaces supérieures et inférieures aux extrémités n'étaient pas exposées à l'eau, mais avaient été scellées avec une couche de résine dans un état de saturation d'après cure afin de permettre une adhérence correcte. Les taux de saturation prévus pour les mesures de perméabilité des éprouvettes prismatiques de la double cloche correspondaient sont les mêmes que précédemment (Sr80%, Sr60%, Sr40%, Sr20%, Sr3% et Sr0%). Toutefois, une fois que les éprouvettes prismatiques témoin ont atteint un état de séchage complet, et sur la base d'une porosité constante entre prismes et cylindres, nous avons pu déterminer avec précision la saturation initiale lors du processus de séchage. Suite à cette analyse, il est apparu que l'état initial de saturation sur prisme n'était pas complet, probablement en raison de la méthode de saturation employée et des dimensions des prismes. Par conséquent, les véritables saturations obtenues sur prismes sont les suivantes : Sr72%, Sr52%, Sr32%, Sr12%, Sr3% et Sr0%.

V.3.1 Mesures de la perméabilité sur béton non armé

Les mesures de perméabilité à l'air, effectuées à l'aide de l'appareil double cloche, ont été réalisées sur 3 éprouvettes de béton témoin pour différentes saturations, dans les deux directions (Figure 121).

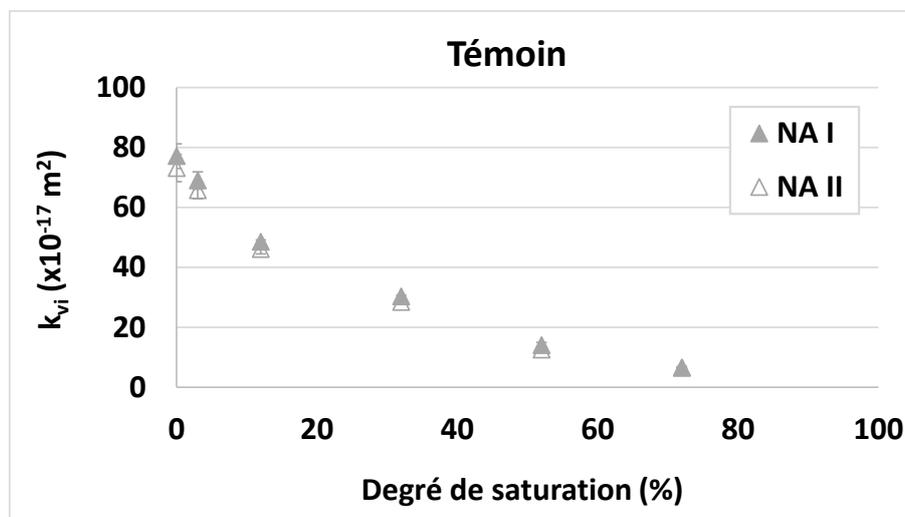


Figure 121: Evolution de la perméabilité à l'air mesurée en dépression en fonction du taux de saturation - cas du béton témoin

Le premier constat est que la perméabilité des éprouvettes non armées est isotrope car identique selon la direction d'étude et ce pour tous les états de saturation. Lorsque la saturation atteint 72%, la perméabilité moyenne mesurée dans les deux directions s'élève à $6,5 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. À mesure que le séchage se poursuit, cette perméabilité augmente, atteignant $29 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ pour une saturation de 32% et $75 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ lorsque l'échantillon est complètement sec. Dans cette configuration, il est donc possible de moyennner les valeurs de perméabilité dans les deux directions. Cette homogénéité est due à l'état du béton témoin, qui ne présente aucune anomalie pathologique. L'augmentation de la perméabilité lors du séchage d'un béton est le résultat de la

libération de l'eau qui obstruait le passage du flux au sein de l'échantillon testé et de la fissuration engendrée par le retrait de dessiccation lors du préconditionnement. Il est important de noter le faible écart-type obtenu par ces mesures. L'écart-type faible est attribuable à la bonne homogénéité du béton témoin mais également à la technique de mesure utilisée ici. En travaillant sur une éprouvette complète de 12 cm d'épaisseur, cette technique permet de réduire la dispersion de mesure liée aux zones d'ITZ qui impactent la perméabilité des bétons utilisant des granulats de grand diamètre.

Dans la section V.3.2, une analyse comparative a été menée entre les résultats obtenus à partir des essais de la double cloche sur des éprouvettes prismatiques et ceux cylindriques à l'aide du Cembureau.

La Figure 122 illustre la variation de la perméabilité des éprouvettes développant les RSI et RAG dans leur état initial, immédiatement après la phase de cure, en fonction du degré de saturation. En raison de contraintes temporelles, nous n'avons pas été en mesure de réaliser des mesures de perméabilité pour atteindre un état complètement sec.

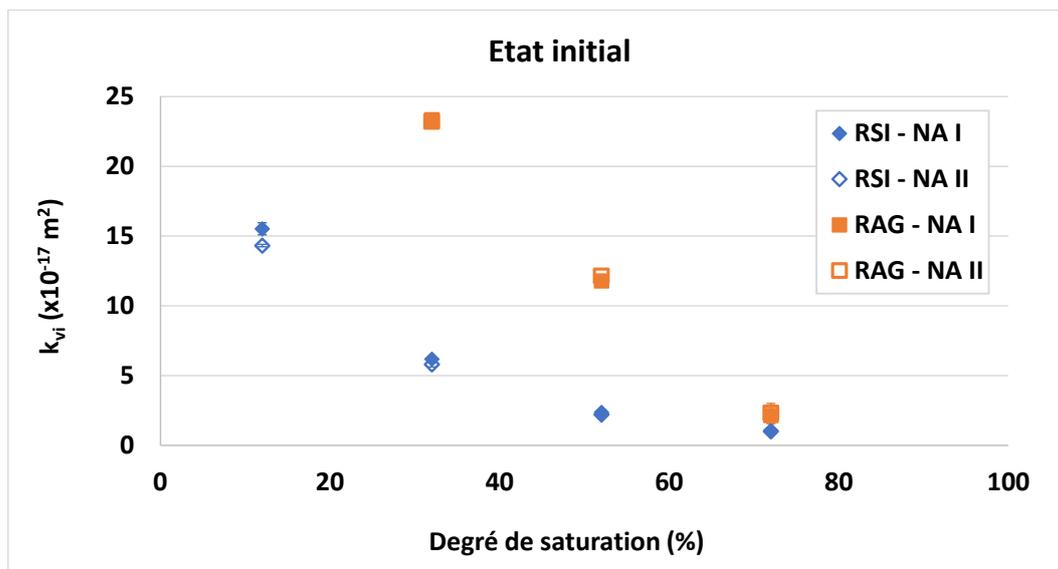


Figure 122: Evolution de la perméabilité à l'air mesurée en dépression en fonction du taux de saturation - cas des RGI

De la même manière que sur béton témoin, on constate l'isotropie de perméabilité. Pourtant une disparité significative est observée entre les mesures de perméabilité obtenues pour les échantillons de RSI et de RAG. Ces différences sont cohérentes avec les mesures effectuées à l'aide du Cembureau sur les échantillons cylindriques de la section précédente. À une saturation de 72%, les échantillons de béton RSI affichent une perméabilité moyenne de $1,1 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ dans les deux directions, par opposition à $2,2 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ pour les échantillons de RAG. À 32% de saturation, la perméabilité augmente pour atteindre une valeur moyenne de $6 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ pour la RSI et $23,3 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ pour la RAG. Cette disparité pourrait être attribuable en partie à la nature des granulats, étant donné que les granulats silico-calcaires utilisés dans le cas de la RAG présentent une qualité de zone de transition interfaciale (ITZ) inférieure par rapport aux granulats calcaires utilisés pour la RSI.

De même que dans le cas du béton témoin, il est possible de moyenniser les résultats dans les deux directions car les écarts sont négligeables, ce qui est attribuable à l'absence d'imperfections causées par le développement des RGI. Pour cette même raison et du fait de l'épaisseur de mesure importante, les écart-types restent également faibles. En ce qui concerne le béton témoin et le béton présentant la RSI, le coefficient de variation demeure bas, inférieur à 7% en moyenne dans les deux directions pour toutes les saturations étudiées. En revanche, pour le cas de la RAG, le coefficient de variation moyen dans les deux directions à des saturations de 72%, 52% et 32% est respectivement de 28,5%, 11,5% et 5,6%, la taille et la nature des granulats pouvant expliquer ces écarts.

Ces données seront utilisées à la fois pour la confrontation avec les données obtenues avec le Cembureau et comme référence de comparaison pour les éprouvettes armées, étant donné que cela n'a pas été fait précédemment.

V.3.2 Confrontation des mesures à la double cloche et au Cembureau en dépression

Effectuer des essais de perméabilité avec des appareils reconnus, tel que le Cembureau, est une étape cruciale du processus de validation du nouveau protocole de mesure. Cette démarche permet de comparer les résultats obtenus par l'appareil double cloche avec les valeurs de référence déjà établies par le Cembureau.

Les graphiques des Figure 123, Figure 124 et Figure 125 présentent la variation de la perméabilité à l'air, mesurée en dépression, en fonction du taux de saturation des trois bétons dans leur état initial de sortie de cure (avant fissuration).

Étant donné que dans le cas des éprouvettes prismatiques en béton témoin, les mesures de perméabilité présentent une similarité notable tant dans les deux directions qu'entre elles (avec des écarts types très réduits également, comme observé dans la Figure 121), nous avons opté pour représenter la moyenne des mesures obtenues à partir des trois éprouvettes témoins dans les deux directions. Pour maintenir la cohérence de la méthodologie, nous avons suivi la même approche lors des tests sur les bétons RSI et RAG, étant donné que la Figure 122 démontre une similitude dans les mesures entre ces éprouvettes, que ce soit dans les deux directions ou entre elles. Dans le cas des valeurs provenant du Cembureau, il convient de noter que les mesures correspondent à la moyenne des trois échantillons issus de la même éprouvette, à savoir l'échantillon situé dans la partie supérieure, celui du milieu, et enfin celui dans la partie inférieure de l'éprouvette.

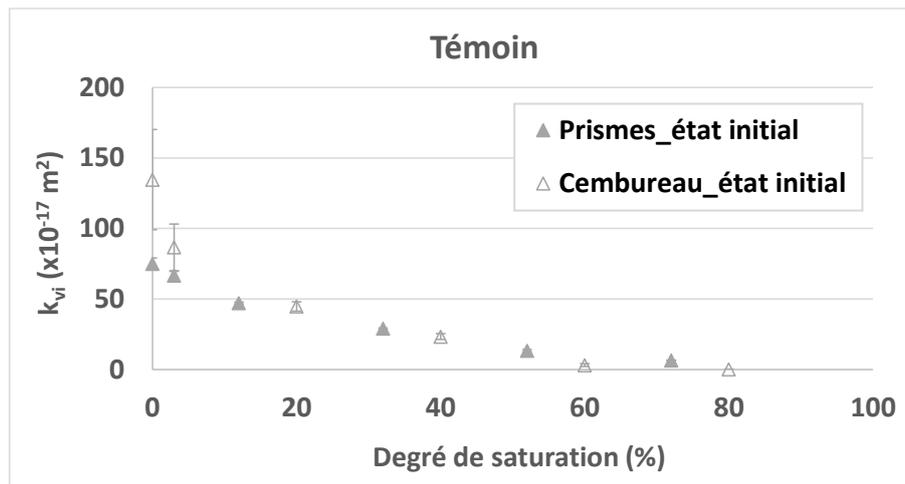


Figure 123: Evolution de la perméabilité apparente mesurée en dépression en fonction du taux de saturation - cas du béton témoin

Dans le cas du béton témoin, les valeurs de perméabilité mesurées à l'aide de l'appareil double cloche et celles obtenues par la méthode du Cembureau présentent une proximité marquée. L'évolution de la perméabilité observée dans les deux méthodes suit ainsi la même tendance, à l'exception des mesures conformes aux normes, c'est-à-dire celles effectuées à 0% et 3% de saturation. Cette particularité a été examinée dans une étude antérieure menée par (Wu, et al., 2015), qui indique que plus le rapport entre l'épaisseur de l'échantillon testé et la taille maximale des granulats (D_{max}) est élevé, moins la perméabilité augmente dans des conditions de séchage : épaisseur d'éprouvette de 12,5 cm dans le cas des éprouvettes prismatiques contre une épaisseur d'échantillon de 5 cm dans le cas des échantillons cylindriques. La comparaison de ces deux courbes met en évidence une forte concordance entre les deux méthodes au sein de cette plage de taux de saturation. Il semble cependant qu'aux forts degrés de saturation la perméabilité obtenue sur prisme soit légèrement supérieure à celle mesurée sur cylindre, nous reviendrons sur cela dans la suite de l'analyse.

On observe une dispersion significative dans le cas du Cembureau pour des saturations de 0% et 3%. Dans ces cas, la dispersion augmente aux faibles taux de saturation, où la fissuration due au séchage peut entraîner une hétérogénéité supplémentaire. Cette variation n'est pas présente dans le cas des éprouvettes prismatiques en raison de leur épaisseur plus importante. Mis à part les cas des faibles saturations des échantillons Cembureau, la dispersion des deux méthodes de mesure est généralement faible. Cela s'explique par le fait que le béton standard est considéré comme homogène à l'échelle macroscopique, limitant ainsi les différences entre les échantillons et conduisant à des valeurs étroitement groupées.

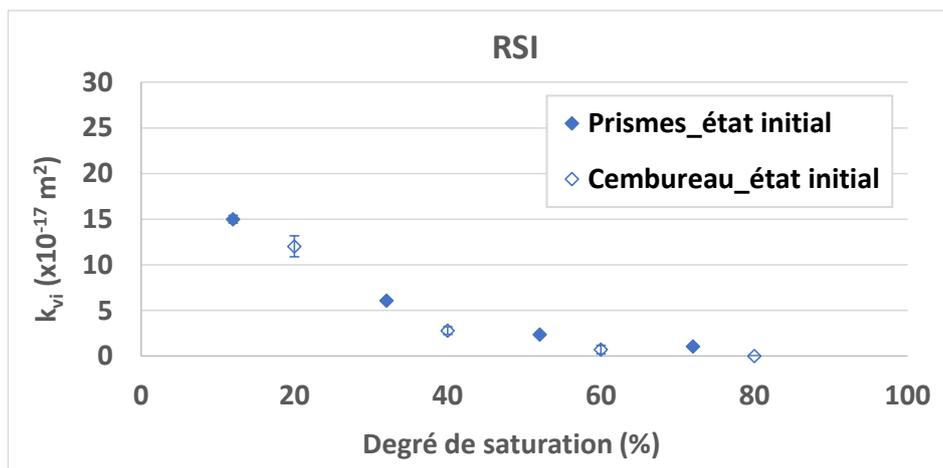


Figure 124: Evolution de la perméabilité mesurée en dépression en fonction du taux de saturation - cas de la RSI

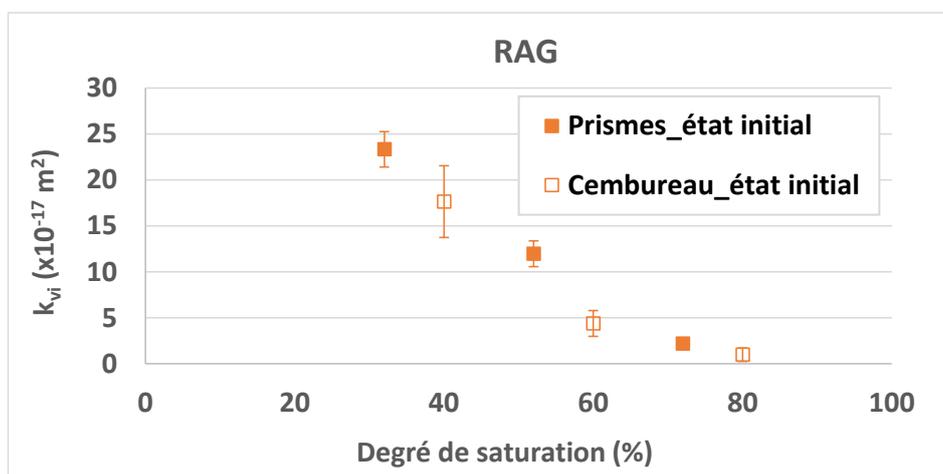


Figure 125: Evolution de la perméabilité mesurée en dépression en fonction du taux de saturation - cas de la RAG

Les éprouvettes prismatiques RSI et RAG, à l'état initial, affichent également des valeurs très similaires lors de l'utilisation de la méthode de la double cloche et celle du Cembureau. La linéarité des valeurs mesurées, employant les deux méthodes, est un peu moins marquée pour les bétons RGI à l'état initial que pour le témoin. Pour ces bétons, une dispersion de mesure plus faible est observée pour la double cloche ce qui s'explique par les différences de tailles d'éprouvettes utilisées par chaque méthode. En travaillant avec une éprouvette de plus grandes dimensions, nous maximisons la représentativité de nos résultats et réduisons la dispersion. Lorsque nous travaillons sur une tranche d'éprouvette de 5 cm d'épaisseur, comme c'est le cas dans l'exemple de Cembureau, la dispersion de mesure tend à être plus élevée. Cela est dû au fait que la tranche choisie risque de ne pas capturer toutes les variations présentes dans l'ensemble de l'éprouvette (impact taille granulats, cheminement préférentiel facilité, hétérogénéités plus faciles à créer). En effet, certaines caractéristiques du matériau pourraient être sous-représentées dans cette tranche particulière, conduisant ainsi à une plus grande variabilité des mesures.

Il convient de souligner les distinctions significatives en ce qui concerne le processus de séchage entre les deux types d'échantillons que nous avons employés, que ce soit par le biais de la méthode du Cembureau ou de l'appareil de double cloche. En effet les différences de géométrie des échantillons pourraient être à l'origine de la surestimation de perméabilité qui semble être observée sur prisme pour les fortes saturations. Lors de l'utilisation du Cembureau, les éprouvettes sont soumises à un préconditionnement unidirectionnel par l'application d'aluminium étanche sur la face latérale. Les mesures de perméabilité sont alors effectuées parallèle à la direction de séchage. En revanche, avec la double cloche, pour permettre la réalisation des mesures d'anisotropie, le séchage a été réalisé sur les quatre faces de l'éprouvette, induisant ainsi un gradient de teneur en eau et, par conséquent, un gradient de perméabilité, dans la phase de séchage. Il est important de noter que même si les prismes ont été conservés une durée égale dans des conditions endogène, une telle phase d'homogénéisation ne peut pas totalement corriger ces différences de gradient en raison de l'hystérésis entre le séchage et l'imbibition. De plus, cette homogénéisation est plus longue sur prisme que sur cylindre du fait des dimensions associées. Par conséquent, la zone superficielle du béton se retrouve plus sèche et plus perméable que la zone centrale (Figure 126 et Figure 127). Au Cembureau la perméabilité équivalente est obtenue sur un matériau qui présente des tranches de perméabilité variables disposées en série (Figure 127), c'est donc le cœur le plus saturé qui conditionne les écoulements. Sur prisme, on se retrouve avec des tranches de perméabilité variables à la fois en série et en parallèle dans le sens du flux (Figure 126). Si l'homogénéisation hydrique n'est pas parfaite, alors les débits mesurés sur prisme sont supérieurs à ceux obtenus au Cembureau, du fait de la contribution des bords plus secs. Plus les gradients sont marqués et plus l'écart entre les deux mesures est important, c'est le constat qui est fait au-dessus de 40% de saturation. Pour des saturations plus faibles le profil est moins marqué et les écarts se réduisent. Pour tenir compte des écarts réels entre les deux configurations, il faudrait disposer du profil hydrique réel au moment de l'essai et connaître la perméabilité relative du matériau à la saturation afin de déterminer la contribution de chaque zone de perméabilité variable dans le flux global mesuré. Cela ne pourra être envisagé qu'avec l'utilisation d'un modèle numérique de séchage. Cependant pour des bétons poreux et perméables comme ceux de l'étude, la ré-homogénéisation reste correcte car les écarts entre les deux mesures restent assez faibles et du même ordre de grandeur. Il faudra quantifier ces écarts sur des matériaux moins perméables, pour valider la mesure sur prisme aux forts degrés de saturation et pour lesquels le débit au Cembureau est nul, ce qui ne sera pas forcément le cas sur prisme du fait d'une homogénéisation non parfaite.

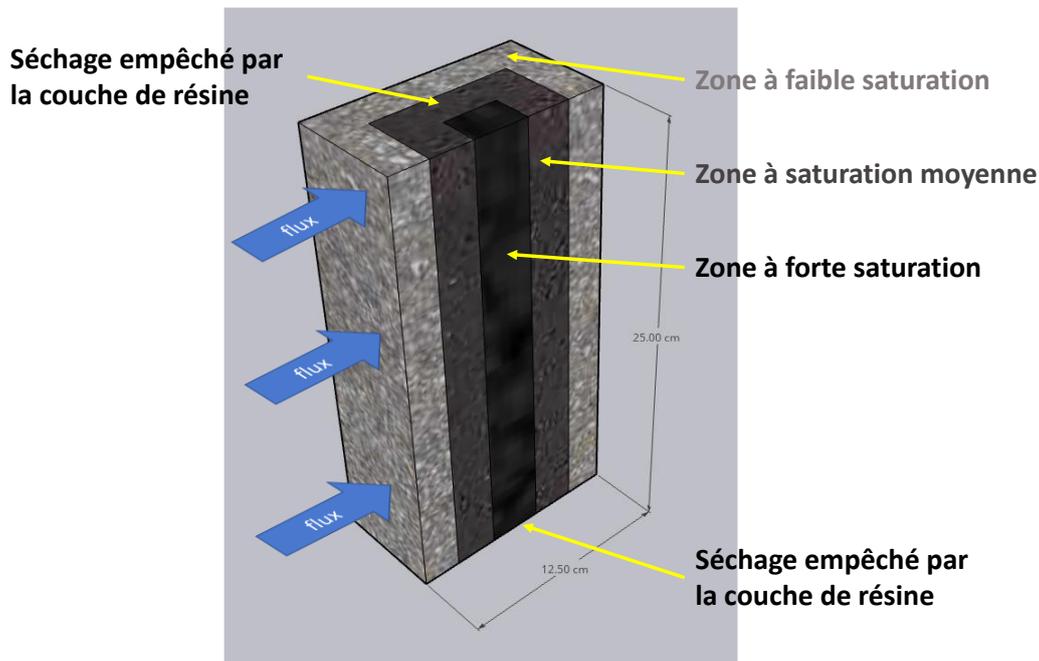


Figure 126: Vue de profil du séchage des éprouvettes prismatiques

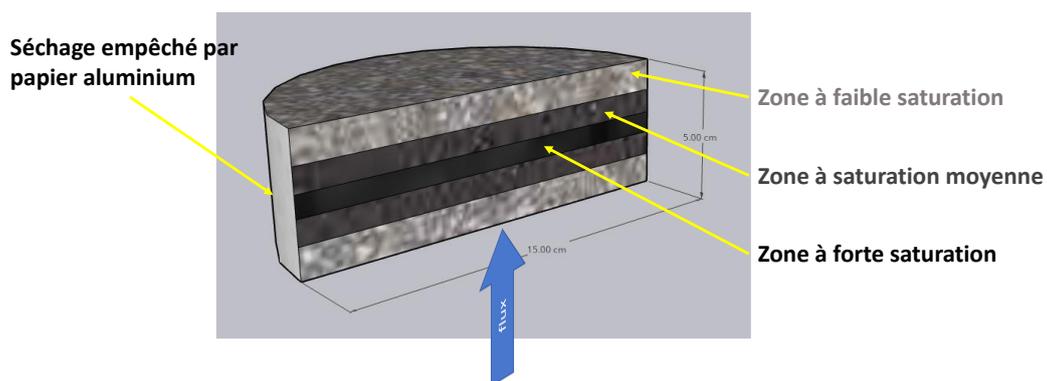


Figure 127: Vue de profil du séchage des éprouvettes cylindriques

V.4 PERMEABILITE DES BETONS ARMES SAINS

Dans la littérature, de nombreuses études ont été réalisées sur des échantillons de béton non armés (Kollek, 1989). Cependant, l'effet de la présence d'armatures dans le béton sur la perméabilité à l'air a été peu exploré (Rizkalla, et al., 1984), (Mivelaz, 1996), (Desmettre, 2011), (Horne, et al., 2007) et (Sogbossi, 2017). Le choix de cette étude se justifie par le fait que la perméabilité du béton non armé sous charge est généralement supérieure à celle du béton armé, en raison du rôle mécanique joué par les armatures qui réduisent l'ouverture des fissures (Rizkalla, et al., 1984) et (Desmettre, 2011).

Les structures fortement armées, comme les centrales nucléaires, présentent des caractéristiques particulières liées à la présence d'acier dans le béton. Nous parlons de l'impact de la présence d'armatures sur les propriétés de transport, qui est observée dans plusieurs aspects. Premièrement, même en l'absence de contrainte externe, la présence d'acier peut provoquer la

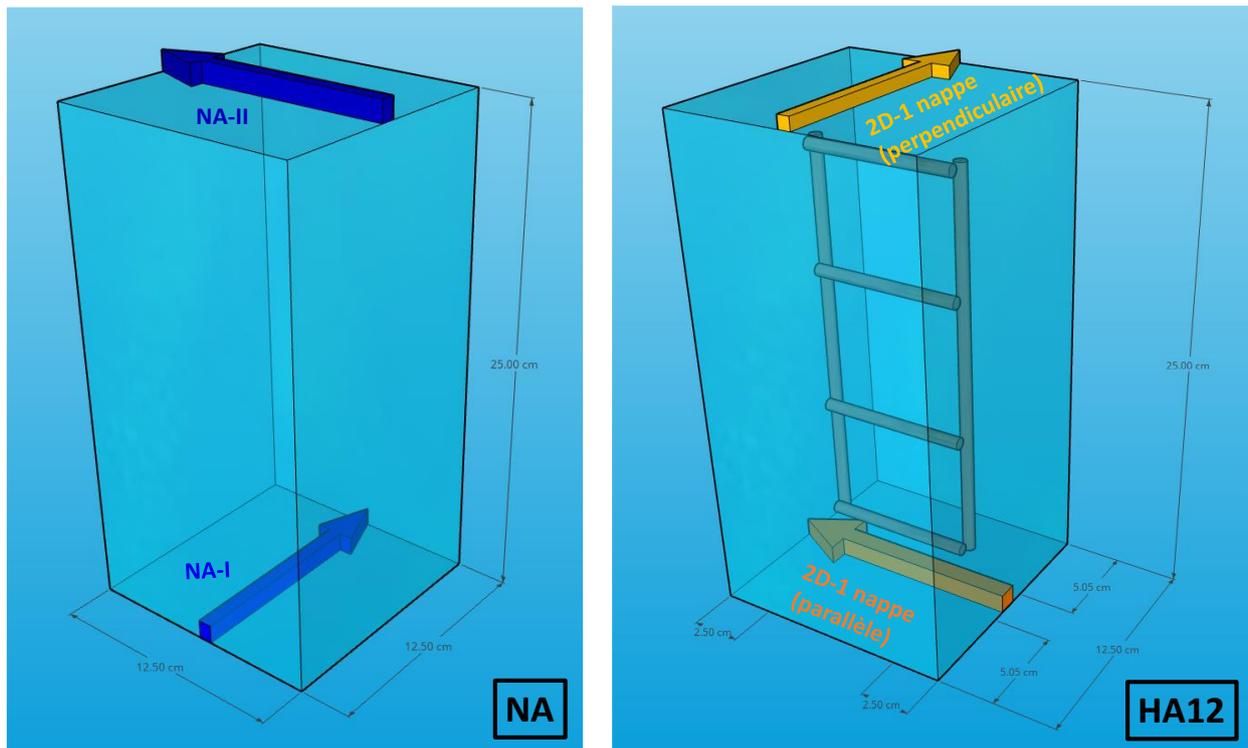
fissuration du béton en raison du retrait empêché, comme le mentionne (Na, et al., 2002), (Mohammed, et al., 2002), (Soylev, et al., 2003) et (Sogbossi, 2017). Deuxièmement, l'interface acier/béton se caractérise par une porosité supérieure à celle d'un béton non armé, créant ainsi des chemins de percolation préférentiels pour les fluides. Ces voies privilégiées peuvent altérer les cinétiques et les amplitudes de transfert, étant donné leur faible résistance au passage des fluides (Horne, et al., 2007). Troisièmement, les cages d'armatures sont susceptibles d'entraîner une anisotropie dans la mesure de perméabilité selon les différentes directions de l'élément structurel selon la géométrie et le positionnement de ce ferrailage (Mohammed, et al., 2002).

Dans ce contexte, l'objectif de cette partie est de caractériser l'influence de la présence des armatures sur la perméabilité à l'air, en l'absence de chargement extérieur, pour différents taux de saturation. Il s'agit également de quantifier une éventuelle anisotropie résultante de ces paramètres.

Il convient de mentionner que les mesures de perméabilité réalisées sur les échantillons RSI à leur état initial sont consignées dans l'annexe III du manuscrit. En ce qui concerne les bétons RAG à leur état initial, les résultats seront exposés dans la section subséquente.

V.4.1 Prismes armés par une nappe centrale

La disposition d'armatures en une nappe centrale représente un béton de peau dans les structures de génie civil. Cette configuration garantit un enrobage de 2,5 cm autour des armatures dans la direction parallèle aux aciers (flèche en bas de la Figure 128-b) et de 5 cm dans la direction perpendiculaire (flèche du haut de la Figure 128-b). Les deux plans de la Figure 128 désignent respectivement les directions des flux d'air à travers les éprouvettes selon les deux orientations. L'épaisseur de la flèche est représentée proportionnellement à l'importance du débit traversant les éprouvettes selon les mesures obtenues.



(a) Non armée

(b) 2D-1 nappe

Figure 128: Représentation du flux traversant les éprouvettes non armée (a) et 2D-1 nappe (b)

La Figure 129 illustre l'évolution de la perméabilité moyenne en dépression, mesurée à l'aide de la double cloche sur trois éprouvettes, en fonction du degré de saturation pour le béton témoin. Ce graphique affiche les valeurs de perméabilité pour les bétons non armés présentées précédemment pour la confrontation avec la mesure Cembureau ainsi que la perméabilité des bétons armés en 2D-1 nappe mesurée dans les deux directions (parallèle et perpendiculaire à la nappe d'acier).

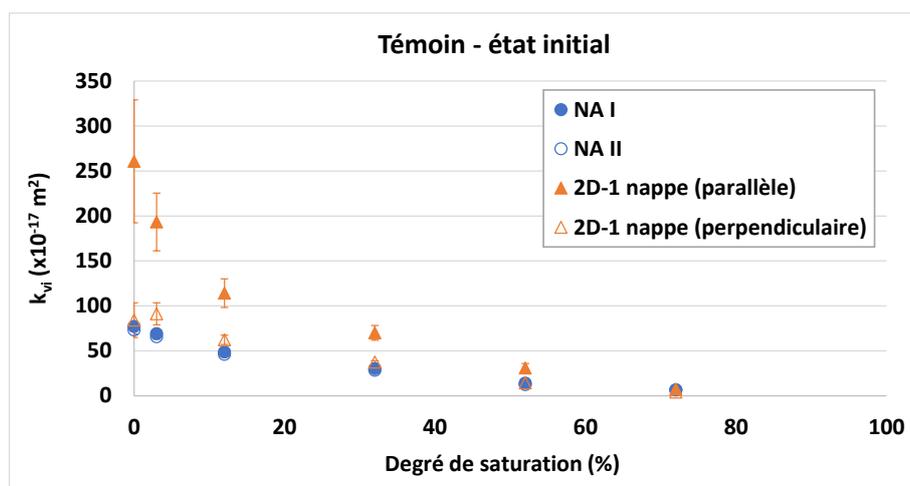


Figure 129: Evolution de la perméabilité en dépression en fonction du taux de saturation – cas de 2D-1 nappe

Dans le cas du béton non armé, la perméabilité apparente k_{vi} en dépression augmente avec le séchage du béton. Cette augmentation est similaire dans les deux sens de mesure. En ce qui

concerne le béton armé, la perméabilité augmente aussi avec la diminution du degré de saturation, mais dans ce cas, la perméabilité mesurée n'est pas uniforme dans les deux directions de mesure. En effet, la perméabilité mesurée parallèlement aux armatures est plus élevée que celle mesurée perpendiculairement aux armatures, quel que soit le taux de saturation (à l'exception de 72%).

À titre d'exemple, pour un taux de saturation de 12%, la perméabilité mesurée dans la direction parallèle aux armatures est de l'ordre de $194 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, tandis que dans la direction perpendiculaire aux armatures, elle est de l'ordre de $91 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. Cette observation peut être expliquée par la possibilité de formation de vides sous les barres d'armature horizontales en raison de la ségrégation, du tassement et du ressuage du béton frais (Castel, et al., 2003), (Castel, et al., 2006), (Harnisch, et al., 2011), (Angst, 2011) et d'autres. Les recherches menées par (Soylev, et al., 2003) et (Zhang, et al., 2011) ont révélé que ces défauts au niveau de l'interface acier/béton se développaient davantage à mesure que l'on s'enfonçait en profondeur dans le béton sous l'acier. De manière similaire, (Mohammed, et al., 2002) ont observé que ces espaces vides étaient présents uniquement sous les barres horizontales coulées dans la partie supérieure des éléments renforcés, et non sous celles coulées dans la partie inférieure. Cette observation est communément appelée le « top bar effect » (Zhang, et al., 2011).

Les conditions d'interface des barres d'acier disposées perpendiculairement à la direction de coulage dans le béton sont illustrées dans la Figure 130. On remarque nettement la présence d'espaces vides se formant sous ces barres d'acier. Ces vides varient en taille, allant de plusieurs centaines de micromètres à l'ordre du millimètre.

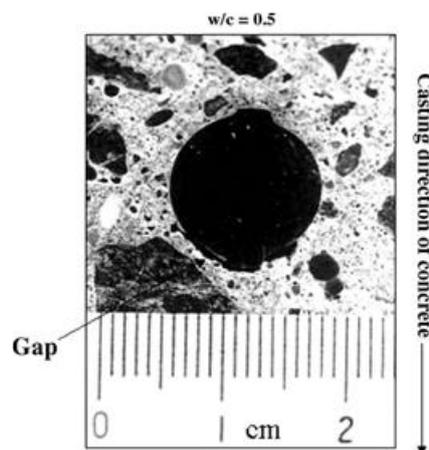


Figure 130: Conditions de l'interface acier/béton (Mohammed, et al., 2002)

Des essais de MEB ont été réalisés sur la surface d'interface acier/béton dans les travaux de (Horne, et al., 2007). La partie inférieure de la barre (Figure 131-b) présente une microstructure interfaciale totalement distincte des autres parties. On n'observe pas d'accumulation d'hydroxyde de calcium sous la barre, car les pores très larges, remplis d'eau, sont beaucoup trop grands et trop éloignés des particules de ciment en cours d'hydratation pour être comblés par les produits d'hydratation. La différence entre les interfaces supérieure et inférieure des barres est visible sur la micrographie MEB présentée à la Figure 131.

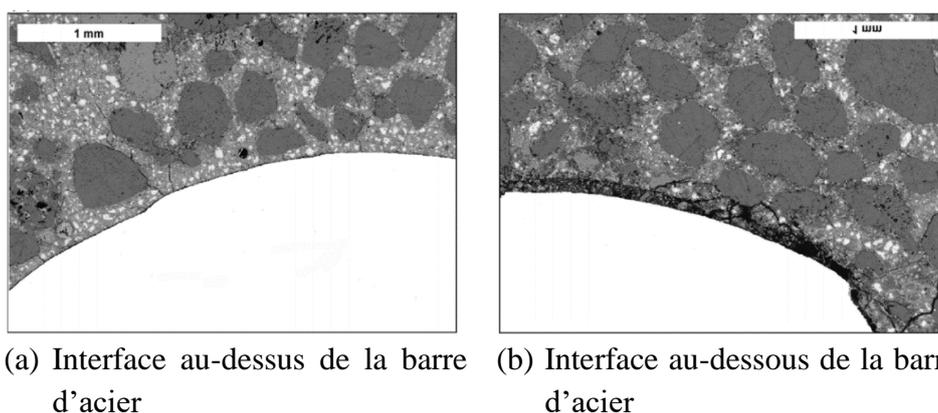


Figure 131: Images MEB montrant les interfaces frappantes et bien définies situées au-dessus (a) et en-dessous (b) de l'armature d'acier (Horne, Richardson, & Brydson, 2007)

Finalement en ce qui concerne la porosité, une comparaison de l'interface acier/béton a été réalisée pour des barres d'acier orientées différemment. Les chercheurs ont observé une augmentation de la porosité sur les premiers micromètres à partir des surfaces, suivie d'une accumulation d'hydroxyde de calcium à environ 5 micromètres des surfaces, tant pour l'acier que pour les granulats. Cependant, sur la face inférieure des barres horizontales, une zone poreuse plus large, atteignant 40 micromètres, a été mise en évidence (Figure 132).

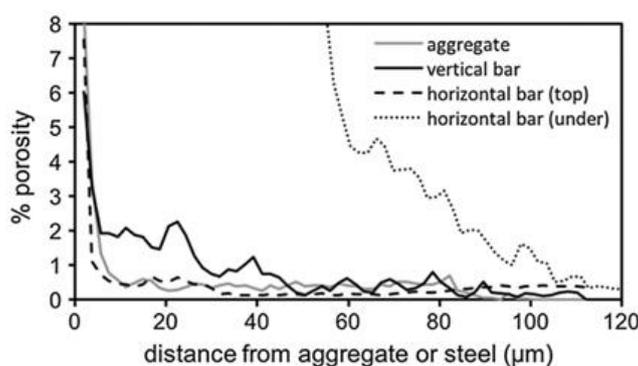


Figure 132: Evolution de la porosité dans l'ITZ entre la pâte de ciment et les granulats, ainsi que dans l'interface entre la pâte de ciment et les barres d'acier (Horne, Richardson, & Brydson, 2007)

À 72% de saturation, la perméabilité mesurée reste faible même dans la direction parallèle aux aciers. Cette observation s'explique par le fait qu'à ce taux de saturation élevé, la majorité des poches poreuses ne sont pas encore connectées à la surface extérieure de l'éprouvette. Effectivement, la perméabilité est souvent davantage liée à des hétérogénéités locales plutôt qu'à une percolation au sein de la matrice cimentaire encore bien saturée. C'est pourquoi il n'est pas surprenant d'observer des dispersions importantes dans les résultats d'une éprouvette à l'autre, surtout à des niveaux élevés de saturation. Les variations locales dans la structure poreuse peuvent influencer significativement la perméabilité, créant ainsi des différences notables entre les échantillons. Ainsi, une fois que le degré de saturation atteint une valeur de 52%, la perméabilité mesurée dans le sens parallèle augmente plus que la perméabilité dans l'autre direction, ce qui indique la connexion des armatures avec la surface extérieure de

l'éprouvette. Cette connexion facilite la migration du gaz à travers les espaces vides autour des armatures, contribuant ainsi à une augmentation de la perméabilité mesurée dans cette direction.

Dans la direction perpendiculaire aux armatures, la valeur de la perméabilité mesurée reste pratiquement similaire à celle mesurée dans les éprouvettes non armées jusqu'à un taux de saturation de 12%. Cependant, lorsque le béton subit un séchage à des taux de saturation inférieurs, les valeurs commencent à s'éloigner et le béton armé dans cette direction dépasse le béton non armé en termes de perméabilité. La cage d'armature noyée au centre créant des singularités de part et d'autre semble faciliter la connectivité des cheminements. Par exemple, pour un taux de saturation de 52%, les valeurs de perméabilité mesurées dans un béton non armé et dans la direction parallèle aux armatures sont respectivement de $13 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ et $14 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. En revanche, pour des saturations faibles, comme 3%, l'écart augmente, avec une perméabilité de $77 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ dans le béton non armé contre une perméabilité de $84 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ dans le sens perpendiculaire aux armatures. Ces résultats suggèrent que les chemins de percolation dans le béton dans la direction perpendiculaire aux armatures ne sont presque pas impactés, de sorte que l'effet des armatures sur la perméabilité est faible, en tout cas en condition de service. Pour les degrés de saturation plus faible, le retrait empêché par la présence des armatures peut être la cause de fissuration et donc de la création de nouveaux chemins de percolation responsable de cette différence de perméabilité aux faibles saturations.

Dans le cas des éprouvettes non armées, une homogénéité des valeurs de perméabilité est observée dans les deux directions de mesure, ce qui traduit une isotropie de la perméabilité. Cependant nous venons de le voir, dans le cas de la disposition 2D-1 nappe, une anisotropie est détectée en ce qui concerne le rapport de perméabilité parallèle/perpendiculaire, et est représentée dans la Figure 133. En cas de rapport égal à 1, cela indique que les mesures de perméabilité dans les deux directions sont identiques. Si le rapport dépasse 1, cela signifie que la présence d'armatures a une influence plus marquée sur le flux dans la direction parallèle aux armatures que dans la direction perpendiculaire. En revanche, si le rapport est inférieur à 1, la situation est inversée, et l'influence sur le flux est plus prononcée dans la direction perpendiculaire.

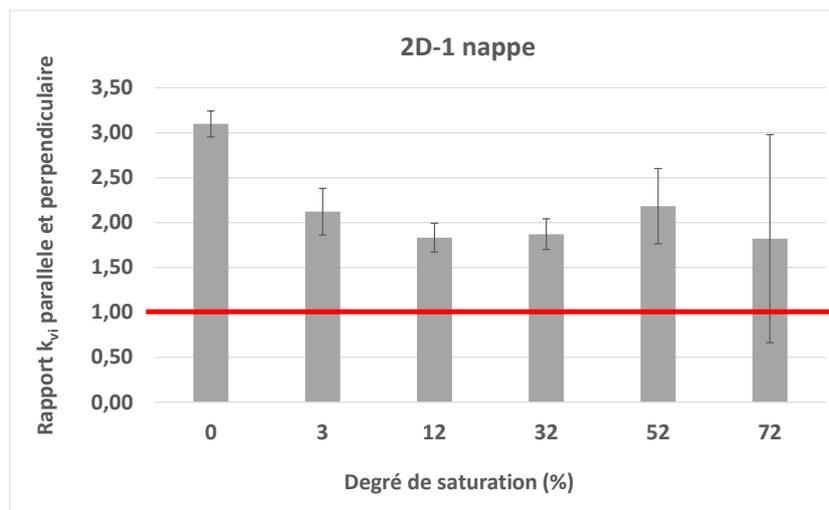


Figure 133: Evolution du rapport de la perméabilité dans les deux directions en fonction du degré de saturation – cas de 2D-1 nappe

La dispersion des mesures effectuées sur les éprouvettes armées demeure généralement limitée, comme en témoignent les écarts-types illustrés dans la Figure 129 et les coefficients de variation présentés dans le Tableau 35. Il est important de noter que la dispersion observée pour les éprouvettes armées est systématiquement plus élevée que celle des éprouvettes non armées. Cette augmentation de la variabilité est attribuable au phénomène de retrait empêché, provoqué par la présence d'armatures, induisant ainsi une contrainte de traction dans le béton et la formation de fissures. Étant donné que la fissuration est un processus aléatoire dépendant de la résistance locale à la traction, cela contribue à accroître la dispersion des mesures.

Disposition/Sr	NA		2D-1 nappe	
	Parallèle	Perpendiculaire	Parallèle	Perpendiculaire
72%	2%	6%	21%	68%
52%	6%	7%	16%	21%
32%	2%	1%	12%	4%
12%	1%	3%	14%	6%
3%	4%	4%	17%	14%
0%	5%	6%	26%	23%

Tableau 35: Evolution du coefficient de variation en fonction du taux de saturation pour différentes dispositions d'armatures

L'objectif de la Figure 134 est de quantifier l'impact des armatures sur la perméabilité à l'air en utilisant la notion de perméabilité relative. Cette perméabilité relative est calculée en établissant le rapport entre la perméabilité mesurée sur les éprouvettes armées et celle mesurée sur les éprouvettes non armées. Les courbes présentées dans ces graphiques décrivent ainsi l'évolution de la perméabilité relative en fonction du degré de saturation du béton témoin.

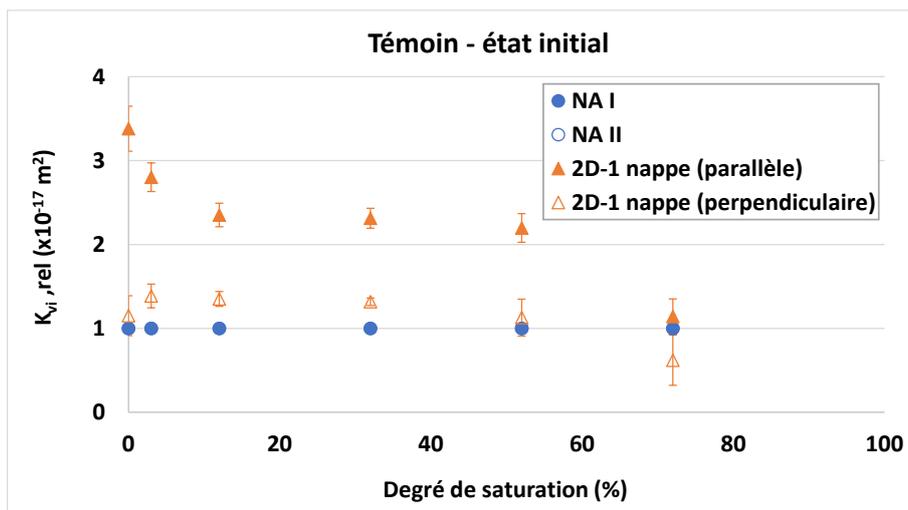


Figure 134: Evolution de la perméabilité relative en dépression en fonction du taux de saturation – cas de 2D-1 nappe

À 72% de saturation, la présence d'armatures a eu un impact différent sur la perméabilité selon la direction de mesure. Dans la direction perpendiculaire aux armatures, au-delà de la dispersion importante, la perméabilité semble plus faible que celle mesurée dans les éprouvettes non armées. Cela peut être attribué à la présence plus importante d'eau au centre de l'éprouvette du fait de la présence de l'armature, perpendiculaire au flux et certainement non connectée à la surface (5 cm d'enrobage), entraînant ainsi une diminution de la perméabilité. En revanche, dans le sens parallèle aux armatures, la faible épaisseur d'enrobage (2,5 cm) conduit quasiment au même comportement que l'éprouvette non armée, l'augmentation de 9% pouvant être attribuée à l'hétérogénéité des échantillons ou à un début de connectivité de la cage à la surface par la porosité du béton.

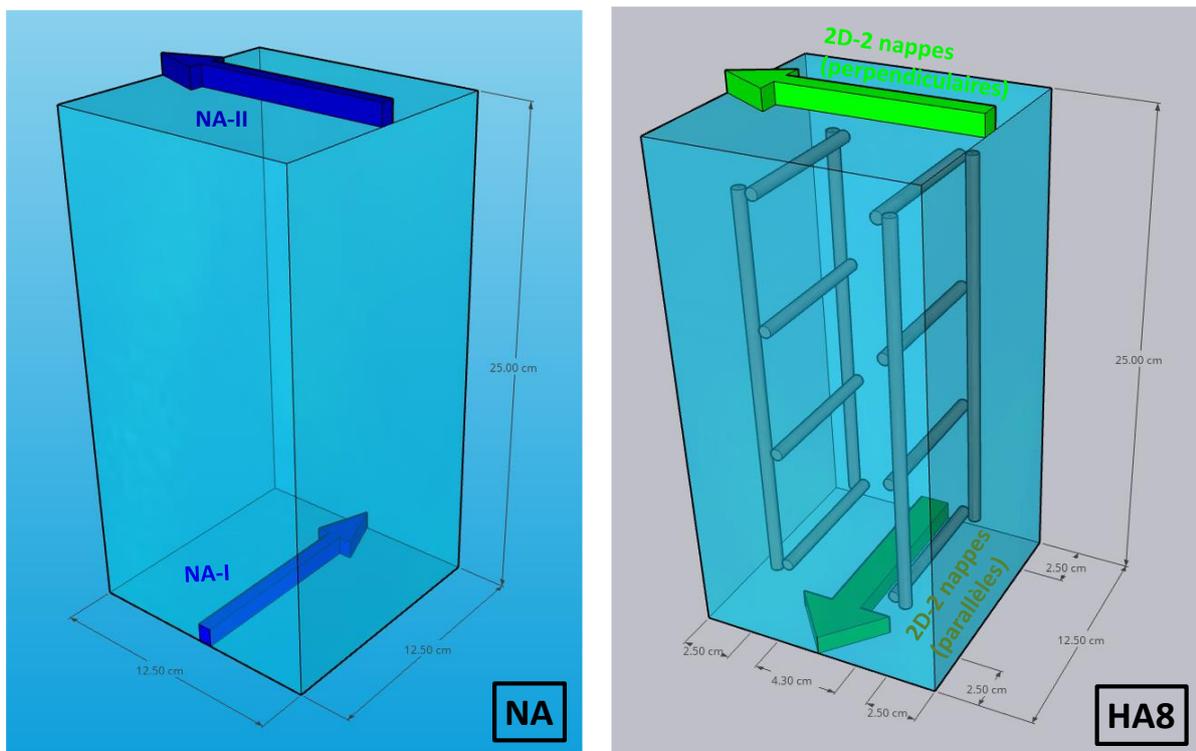
En séchant le béton, l'effet des armatures augmente mais reste stable pour des taux de saturation compris entre 12% et 52% pour l'orientation parallèle. Dans cette plage de taux de saturation, la perméabilité dans le sens parallèle aux armatures a doublé par rapport aux éprouvettes non armées. Ces résultats sont cohérents avec les travaux de (Sogbossi, 2017) : la présence des aciers a considérablement augmenté la perméabilité de ces éprouvettes. La porosité spécifique apportée par la cage d'armature est connectée à la surface entre 72% et 52% et sa contribution dans le flux global reste constante. La perméabilité mesurée dans la direction perpendiculaire a augmenté de 30% par rapport aux éprouvettes non armées entre 52% et 32% de saturation. Cette augmentation est restée stable pendant le séchage qui suit. Cette augmentation a lieu plus tardivement que pour l'orientation parallèle car l'épaisseur d'enrobage est doublée et la connectivité est logiquement obtenue pour une saturation plus faible.

Pour les faibles taux de saturation allant de 0% à 3%, la perméabilité mesurée dans le sens parallèle aux armatures augmente par rapport aux éprouvettes non armées. Par exemple, la perméabilité mesurée pour un état complètement sec triple par rapport à une éprouvette non armée. Cette augmentation s'explique par le fait que pour atteindre ces faibles taux de saturation, les températures de séchage atteignent 105°C. Cette élévation de température de séchage provoque la formation de fissures de séchage qui interconnectent les interfaces acier/béton, entraînant ainsi cette augmentation de la perméabilité. Pour cette disposition d'armatures, la

dispersion reste faible, quelle que soit le taux de saturation ou le sens de mesure de la perméabilité.

V.4.2 Prismes armés par deux nappes parallèles

La configuration des armatures en deux nappes parallèles permet d'étudier l'effet de la distribution des armatures dans le béton. Dans cette configuration, le taux de ferrailage directionnel est identique au précédent, mais la présence de deux nappes induit une répartition différente de l'interface acier/béton dans l'élément. Cette configuration garantit un enrobage de 2,5 cm autour des armatures dans les directions parallèle et perpendiculaire au flux de mesure. De même, les deux schémas de la Figure 135 indiquent respectivement les débits d'air à travers les éprouvettes dans ces deux directions, ainsi que l'épaisseur de la flèche qui est proportionnelle à l'importance du débit traversant les éprouvettes.



(a) Non armée

(b) 2D-2 nappes

Figure 135: Représentation du flux traversant les éprouvettes non armée (a) et 2D-2 nappes (b)

La Figure 136 présente l'évolution de la perméabilité du béton témoin en dépression, mesurée à l'aide de la méthode de la double cloche, en fonction du degré de saturation. Ce graphique affiche les valeurs de perméabilité pour les bétons non armés, ainsi que pour les bétons armés en 2D-2 nappes, dans les deux directions.

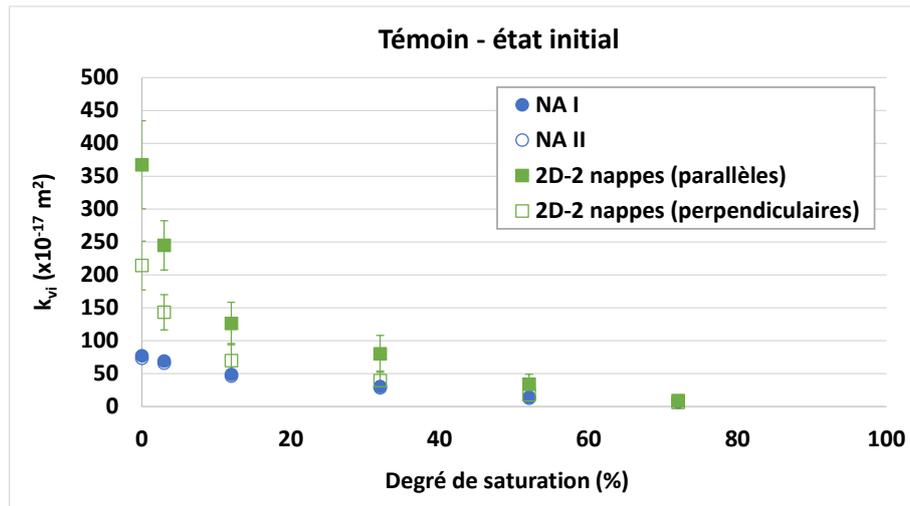


Figure 136: Evolution de la perméabilité en dépression en fonction du taux de saturation - cas de 2D-2 nappes

Comme dans le cas du béton témoin armé avec une nappe centrale, la perméabilité mesurée dans la direction perpendiculaire aux armatures demeure quasiment similaire à celle mesurée dans le béton non armé jusqu'à un taux de saturation de 12%. À titre d'exemple, pour un taux de saturation de 52%, la perméabilité mesurée dans le béton non armé est de l'ordre de $14 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, tandis que dans la direction perpendiculaire, elle atteint $17 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. Cependant, pour des taux de saturation plus faibles, sous 12%, la perméabilité mesurée dans la direction perpendiculaire devient supérieure à celle mesurée sur les éprouvettes non armées, la connectivité entre nappe apparaît à ce niveau de saturation. Par exemple, elle est de $214 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ contre $77 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ pour un état complètement sec. Dans le cas des éprouvettes armées, une différence de débit est observée dans les deux sens de mesure. Par exemple, pour un taux de saturation de 32%, la perméabilité mesurée dans la direction parallèle aux armatures est de l'ordre de $80 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, alors qu'elle est de $39 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ dans la direction perpendiculaire quasiment égale à la perméabilité du béton non armé. Ces résultats sont cohérents l'analyse bibliographique présentée dans la partie précédente sur la présence de porosité importante au niveau de l'interface acier/béton.

Comme dans le cas de la disposition d'1 seule nappe, une anisotropie est également détectée pour le cas de 2 nappes en ce qui concerne le rapport de perméabilité (Figure 137).

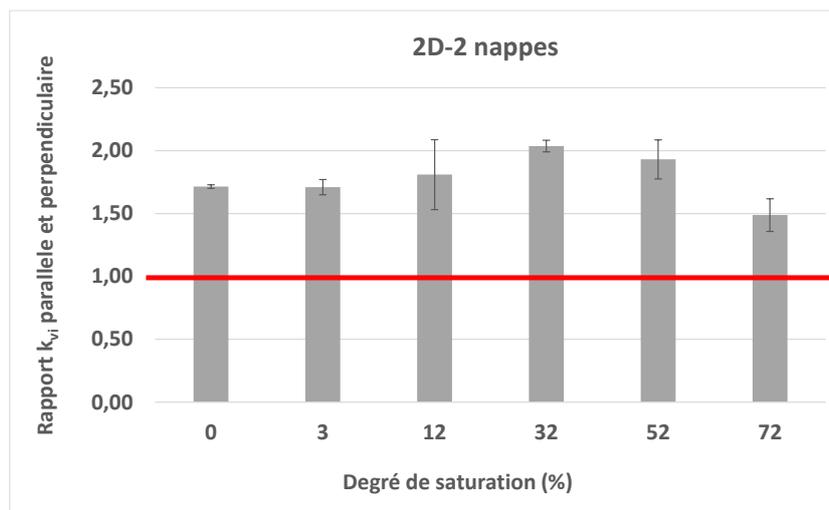


Figure 137: Evolution du rapport de la perméabilité dans les deux directions en fonction du degré de saturation – cas de 2D-2 nappes

Disposition/Sr	2D-2 nappes	
	Parallèle	Perpendiculaire
72%	14%	22%
52%	45%	40%
32%	35%	37%
12%	26%	37%
3%	15%	19%
0%	18%	17%

Tableau 36: Evolution du coefficient de variation en fonction du taux de saturation pour la disposition 2D-2 nappes

La comparaison entre les Tableau 35 et Tableau 36 présente que la relation entre la variation du coefficient de variation et la répartition des armatures, qu'il s'agisse d'une seule nappe ou de deux nappes, ne semble pas claire. À des niveaux modérés et élevés de saturation ($\geq 12\%$), les éprouvettes avec deux nappes d'armatures présentent le coefficient de variation le plus élevé, à l'exception d'une saturation de 72%. Cette disparité peut être attribuée au fait qu'une plus grande quantité de nappes d'armatures entraîne une fissuration plus dense, entraînant une répartition plus aléatoire, ce qui accroît les variations et les dispersions des mesures. En revanche, pour des niveaux de saturation faibles, les éprouvettes présentant les deux configurations d'armatures affichent approximativement le même coefficient de variation, avec une valeur légèrement plus marquée pour celles ayant une seule nappe. Ceci peut être associé au fait que, pour ces niveaux de saturation faibles, toutes les fissures sont traversantes, alors que l'impact de la répartition des armatures diminue relativement, entraînant un effet similaire de présence d'armatures.

La Figure 138 a pour objectif de mettre en évidence l'effet d'armatures sur la perméabilité à l'air en utilisant la perméabilité relative comme indicateur.

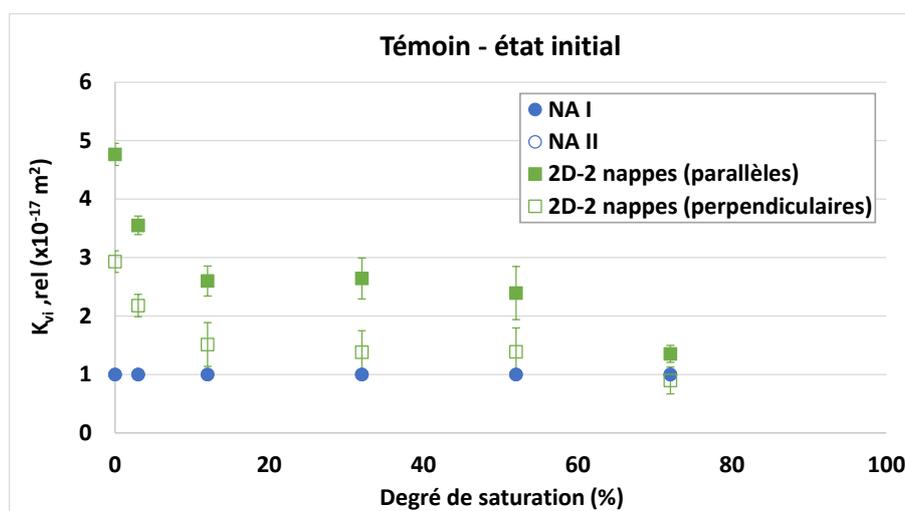


Figure 138: Evolution de la perméabilité relative en dépression en fonction du taux de saturation – cas de 2D-2 nappes

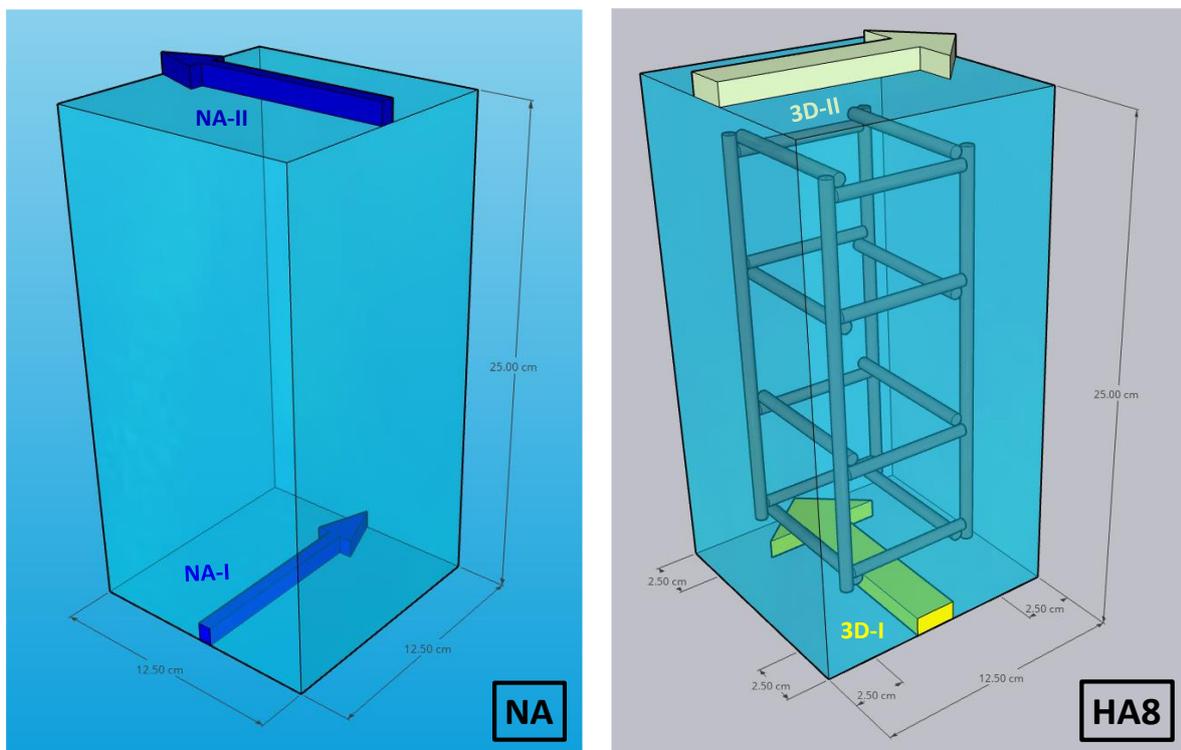
À un taux de saturation de 72%, la présence d'armatures a entraîné une augmentation de 40% de la perméabilité dans le sens parallèle aux armatures. En revanche, dans le sens perpendiculaire, la perméabilité mesurée est presque identique à celle mesurée dans les éprouvettes non armées.

La faible augmentation de la perméabilité relative à un taux de saturation de 72% est due à la présence du béton d'enrobage qui reste eellement saturé en eau, le rendant moins perméable à ce niveau de saturation. Cependant là où une nappe ne conduisait à aucune augmentation de perméabilité, la présence de deux nappes crée une légère augmentation de perméabilité dès les fortes saturations, il est plus facile de connecter statistiquement une partie des nappes à la surface quand elles sont plus nombreuses. De plus, il est important de souligner que dans la direction perpendiculaire aux armatures, l'enrobage des éprouvettes armées en deux nappes est de 2,5 cm, ce qui équivaut à la moitié de l'enrobage des éprouvettes armées en une seule nappe, avec un enrobage de 5 cm. Cette disparité facilite la connectivité des fissures avec le béton d'enrobage, entraînant ainsi une augmentation mesurable de la perméabilité mesurée. Pour les taux de saturation plus faibles, le réseau poreux se vide d'eau et le retrait se développe, rendant le béton perméable et entraînant une augmentation de l'effet des armatures sur la perméabilité. Cette augmentation reste stable pour des taux de saturation variant entre 12% et 52%. Quelle que soit l'orientation de l'éprouvette la connectivité des armatures aux surfaces a lieu entre 72% et 52% du fait d'une épaisseur d'enrobage identique dans les deux directions, par contre là où l'armature est continue dans l'épaisseur (parallèle), l'impact sur le débit est bien plus important que dans l'autre direction (perpendiculaire). Les deux lits étant séparés par le cœur de béton dans cette situation, la connectivité entre lits est limitée. Dans cette plage de taux de saturation, la perméabilité dans le sens parallèle aux armatures a presque triplé par rapport aux éprouvettes non armées. La perméabilité mesurée dans la direction perpendiculaire a augmenté de 45% par rapport aux éprouvettes non armées et est restée stable avec le séchage.

Pour les faibles taux de saturation allant de 0% à 3%, la perméabilité mesurée dans les deux directions évolue de manière similaire et devient bien plus importante que celle obtenue sur matériau non armé. La présence des armatures permet la multiplication des réseaux percolants à faible degré de saturation, certainement par un effet de retrait fortement empêché.

V.4.3 Prismes armés dans les trois directions

La configuration 3D d'armatures est associée au béton de surface et du cœur confiné. Cette disposition assure un enrobage de 2,5 cm autour des armatures dans les directions parallèle et perpendiculaire. De manière similaire, les deux schémas de la Figure 139 décrivent respectivement les débits d'air à travers les éprouvettes dans ces deux directions, et l'épaisseur des flèches est proportionnelle à l'intensité du débit traversant les éprouvettes.



(a) Non armée

(b) 2D-2 nappes

Figure 139: Représentation du flux traversant les éprouvettes non armée (a) et 3D (b)

La Figure 140 présente l'évolution de la perméabilité en dépression, mesurée à l'aide de la méthode de la double cloche, en fonction du degré de saturation du béton témoin. Ce graphique affiche les valeurs de perméabilité pour les bétons non armés, ainsi que pour les bétons armés en 3D, dans les deux sens.

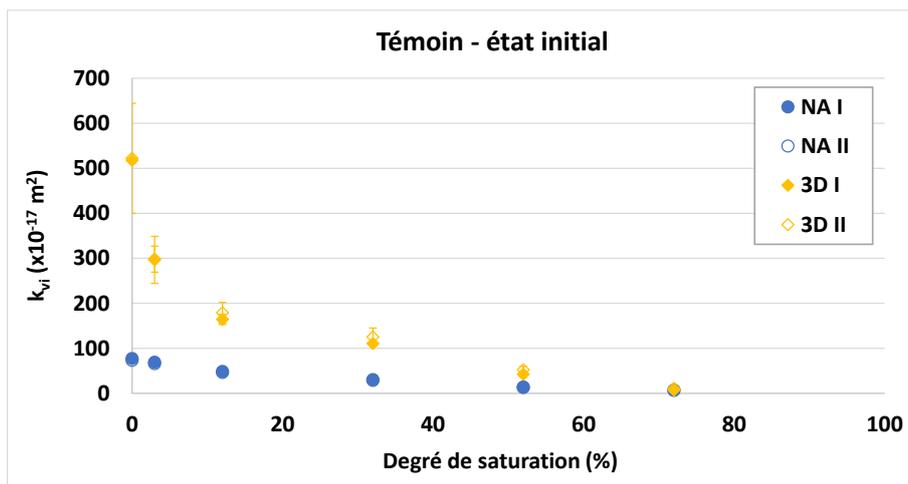


Figure 140: Evolution de la perméabilité en dépression en fonction du taux de saturation - cas de 3D

En adoptant des taux et des pourcentages d'armatures identiques dans les deux directions pour la disposition 3D, les résultats ont montré une similitude des mesures dans les deux directions. Cette isotropie de perméabilité s'est manifestée par des rapports de perméabilité relativement faibles entre les deux directions de mesure comme illustré dans la Figure 141.

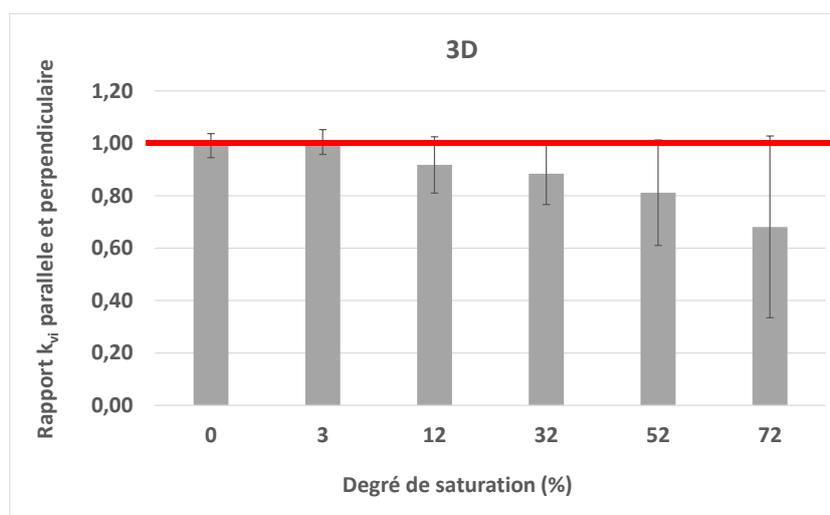


Figure 141: Evolution du rapport de la perméabilité dans les deux directions en fonction du degré de saturation – cas de 3D

À 72% de saturation, la perméabilité est similaire entre les éprouvettes armées et non armées, restant toutes deux à des valeurs faibles. Par exemple, dans les éprouvettes armées, la perméabilité est de $7,3 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, tandis qu'elle est de $6,5 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ dans le cas des éprouvettes non armées. Cependant, dès que la saturation descend en dessous de 72%, on observe un décrochage significatif des valeurs entre les éprouvettes armées et non armées. Par exemple, dans le cas d'une saturation nulle, la perméabilité dans les éprouvettes armées est de $522 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, alors qu'elle n'est que de $73 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ dans les éprouvettes non armées.

Les résultats obtenus avec l'ajout de ces armatures horizontales dans la deuxième direction et l'augmentation de la perméabilité mesurée sont donc cohérents avec les résultats précédents.

Les dispersions restent faibles pour la plupart des saturations (Figure 140 et Tableau 37) à l'exception de l'état 72% de saturation comme cela est le cas de façon générale depuis le début du chapitre. La différence de perméabilité mesurable à ce fort niveau de saturation pour des éprouvettes issues d'une même gâchée s'explique par la présence de défauts pouvant exister sur certains échantillons et pas sur d'autres. Cette dispersion rencontrée à 72 et 52% a été expliquée avant par l'accessibilité et le drainage variables des interfaces armatures-béton à la surface.

Disposition/Sr	3D	
	Parallèle	Perpendiculaire
72%	36%	44%
52%	14%	15%
32%	5%	16%
12%	7%	13%
3%	1%	18%
0%	1%	23%

Tableau 37: Evolution du coefficient de variation en fonction du taux de saturation pour la disposition 3D

On retrouve ainsi le même comportement en termes de dispersion que sur les éprouvettes 2D-1 nappe. La dispersion reste plus forte sur les 2D-2 nappes peut-être à cause d'une mise en œuvre plus compliquée pour assurer le parfait positionnement des armatures qui sont désolidarisées dans cette configuration.

La Figure 142 présente l'évolution de la perméabilité relative en fonction du taux de saturation du béton témoin. Son but est de quantifier la participation d'armatures sur le flux traversant les éprouvettes.

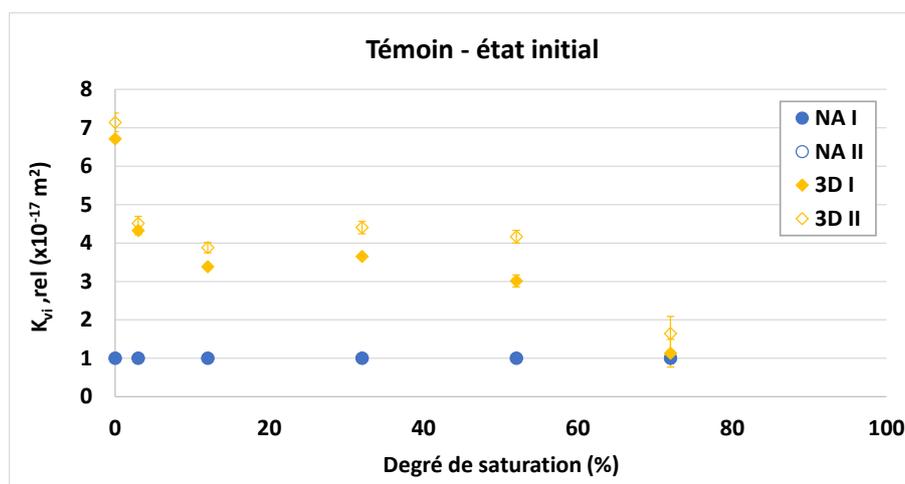


Figure 142: Evolution de la perméabilité relative en dépression en fonction du taux de saturation – cas de 3D

L'augmentation de la perméabilité relative mesurée à 72% de saturation est cohérente avec ce qui a été constaté en amont sur les autres configurations. Elle est la plus modérée par rapport

aux autres degrés de saturation de cette même répartition d'armatures, comme cela est également observé avec d'autres dispositions d'armatures. La dispersion est assez marquée mettant en avant la présence d'hétérogénéités, associée à la complexité de la géométrie de l'éprouvette (fortement armée et plus difficile à mettre en œuvre malgré les soins pris). Lorsque l'éprouvette sèche, le béton d'enrobage devient perméable, permettant à la porosité d'interface des armatures de se retrouver en contact direct avec l'environnement extérieur, ce qui entraîne un drainage immédiat de l'interface acier béton (dimensions de la porosité interfaciale largement supérieure au rayon de Kelvin de condensation) et un cheminement préférentiel additionnel ayant pour conséquence une augmentation de la perméabilité. L'augmentation de la perméabilité relative est d'environ 4 fois celle mesurée dans un béton non armé, lorsque les taux de saturation varient entre 12% et 52%. Sur cette plage, l'augmentation de perméabilité reste constante ce qui confirme l'impact constant des armatures sur la mesure malgré la baisse de saturation. Les armatures se connectent au réseau percolant avant 52% de saturation (lié à la taille des grains et l'épaisseur d'enrobage) mais leur présence ne modifie pas l'évolution de la perméabilité du béton alentour qui sèche. Leur présence impacte par contre le séchage à un niveau de saturation plus faible comme déjà évoqué précédemment.

Pour les taux de saturation les plus bas, soit 0% et 3%, la perméabilité relative connaît une forte augmentation, en particulier dans des conditions de séchage complet où la perméabilité du béton armé est multipliée par 7 par rapport au béton non armé.

V.4.4 Bilan des mesures de perméabilité sur béton armé non endommagé par RGI

V.4.4.1 Effet des armatures sur la perméabilité

Les Figure 143 et Figure 144 illustrent la variation de la perméabilité relative dans les deux directions par rapport à la perméabilité du béton non armé, en relation avec le degré de saturation. L'objectif de cette représentation est de mettre en lumière l'influence respective des configurations d'armatures sur la perméabilité en fonction de la direction de mesure.

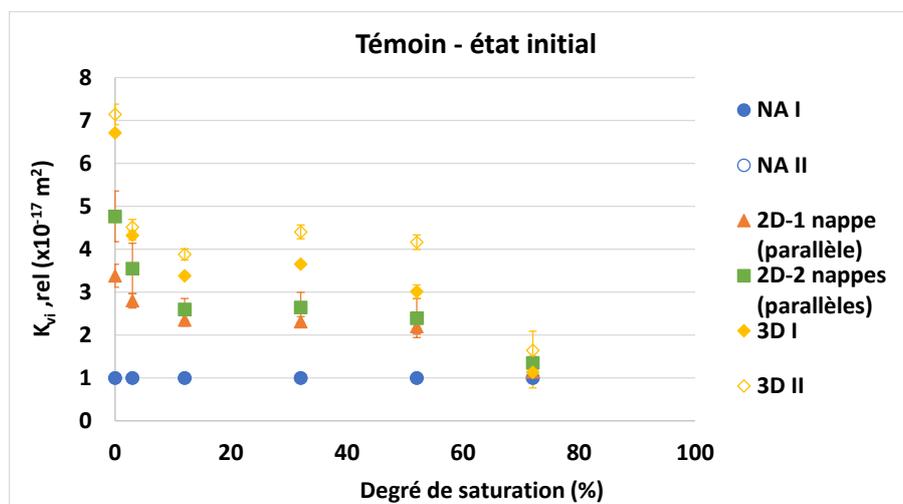


Figure 143: Evolution de la perméabilité relative en dépression dans la direction parallèle en fonction du taux de saturation - cas du béton témoin

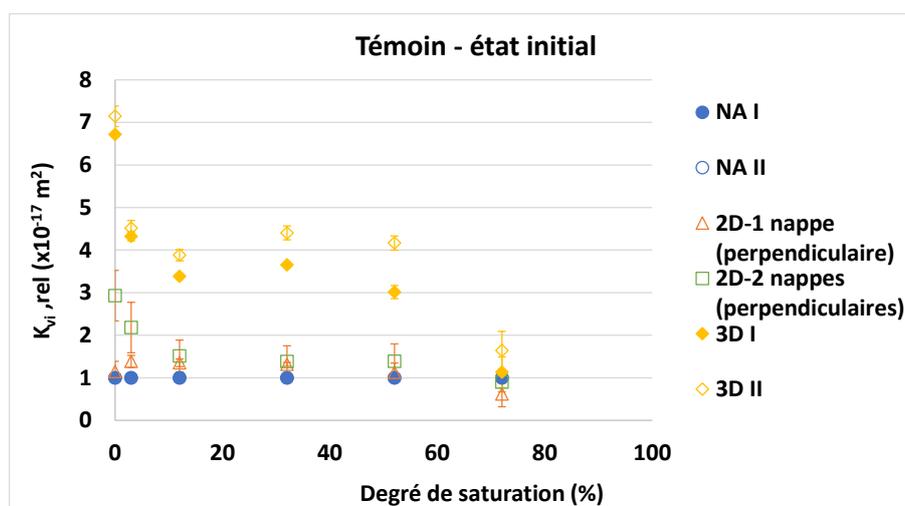


Figure 144: Evolution de la perméabilité relative en dépression dans la direction perpendiculaire en fonction du taux de saturation - cas du béton témoin

Trois domaines de comportement se distinguent en fonction de la saturation :

- A 72%, l'effet des armatures est encore limité pour toutes les configurations. Dans cette situation, le béton de peau a un effet important sur la perméabilité globale,
- Entre 12% et 52% de saturation, l'effet des armatures est constant dans les deux directions, avec un rapport entre 2 et 4 dans le flux parallèle aux armatures et entre 1,1 et 1,5 dans la direction perpendiculaire. Dans ce domaine, l'évolution du degré de saturation n'a pas d'effet sur la perméabilité relative. La perméabilité additionnelle apportée par la porosité de l'interface acier / béton évolue de manière proportionnelle à la perméabilité du béton non armé,
- Entre 0% et 3% de saturation, la perméabilité relative augmente de nouveau, ce qui montre l'apparition d'un réseau poreux supplémentaire dans les éprouvettes avec armatures. Ce réseau poreux peut trouver son origine dans la fissuration induite par retrait du béton empêché par les armatures pour des degrés de saturation très faibles.

Les différences de perméabilité entre les différences configurations sont principalement liées à l'orientation des armatures par rapport au flux. L'effet des armatures dans les dispositions 2D, avec 1 ou 2 nappes, est relativement proche dans les deux directions pour l'ensemble du domaine de saturation des ouvrages en service, avec un impact légèrement supérieur dans le cas des 2 nappes. A taux d'acier identique, avoir deux nappes d'aciers plus petits au lieu d'une seule ne conduit donc pas à un effet important sur la perméabilité du béton armé. La différence de volume d'interfaces entre ces deux situations ne conduit pas une différence notable dans la quantité de chemins de percolation. En séchant à des taux de saturation inférieurs à 12%, des différences plus marquées apparaissent entre ces deux dispositions. Même si le même taux et pourcentage d'armatures ont été utilisés dans les deux cas, leur répartition sur deux nappes plutôt qu'1 seule semble créer davantage de chemins de percolation préférentiels pour le flux, ce qui entraîne une augmentation de la perméabilité mesurée. Ainsi pour les faibles saturations

(entre 0% et 3%), et en termes de perméabilité, ce n'est pas tant le taux d'armatures qui importe, mais plutôt leur répartition, car une répartition plus étendue conduit à une interface acier/béton plus importante, donc plus perméable.

La disposition 3D est la plus perméable, quelle que soit la saturation ou la direction de mesure. Ceci est dû au fait que plus il y a d'armatures, plus il y a de fissures connectées et de chemins de percolation préférentiels, ce qui entraîne une augmentation significative de la perméabilité à l'air.

En raison de l'impact significatif de la présence d'armatures sur la perméabilité, nous avons décidé de revoir le calcul de la perméabilité en considérant que la zone où les armatures sont présentes ne présente aucune résistance au flux. Par conséquent, les épaisseurs de transfert effectives diffèrent des épaisseurs apparentes.

Pour le cas de la configuration 2D-1 nappe, nous considérons une épaisseur effective (L_{eff}) de 5 cm dans la direction parallèle aux armatures et une épaisseur L_{eff} égale à 11,3 cm dans la direction perpendiculaire aux armatures. Il est à noter que, l'épaisseur effective correspond à la somme des épaisseurs d'enrobages, qui diffèrent en fonction des dispositions d'armatures. Alors, dans le cas des éprouvettes non armées, l'épaisseur effective est égale à l'épaisseur apparente, soit 12,5 cm dans les deux directions. Pour le cas de la configuration 2D-2 nappes, dans la direction parallèle aux armatures, l'épaisseur effective L_{eff} est de 5 cm, tandis que dans la direction perpendiculaire, elle est de 10,9 cm. En ce qui concerne la disposition 3D, une épaisseur effective L_{eff} de 5 cm est présente dans les deux directions. En adoptant ces épaisseurs effectives plutôt que les épaisseurs apparentes, nous obtenons les résultats présentés dans les Figure 145, Figure 147 et Figure 149. En plus, des schémas explicatifs seront exposés dans les Figure 146, Figure 148 et Figure 150.

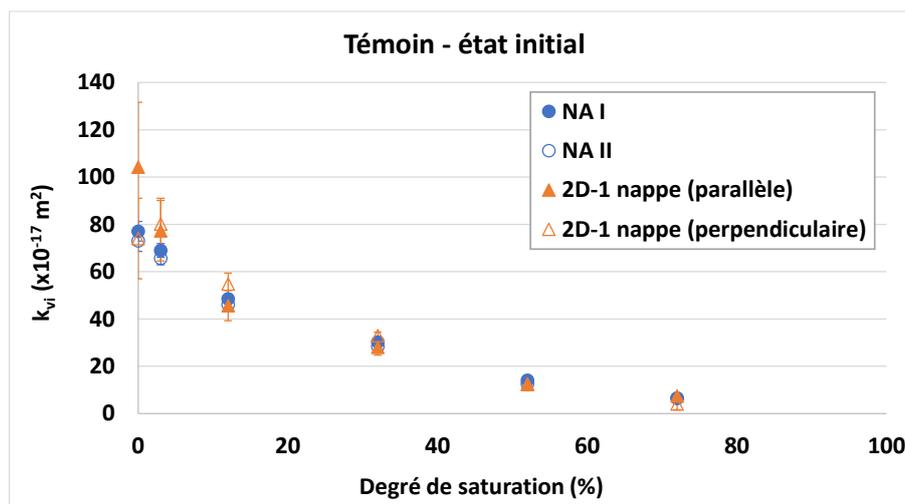


Figure 145: Evolution de la perméabilité en dépression en fonction du taux de saturation pour des épaisseurs effectives - cas de 2D-1 nappe

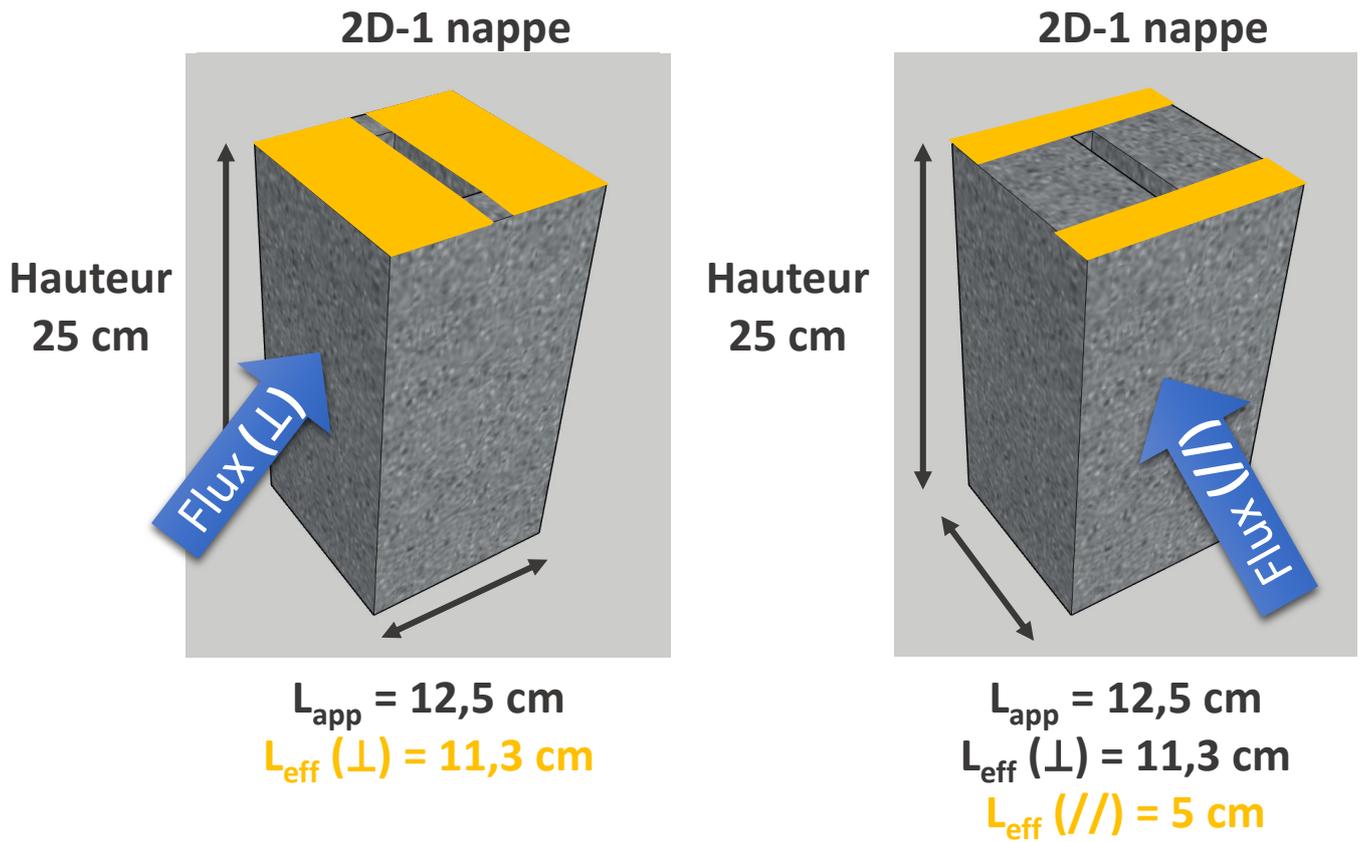


Figure 146: Epaisseur effective dans les deux direction – cas de 2D-1 nappe

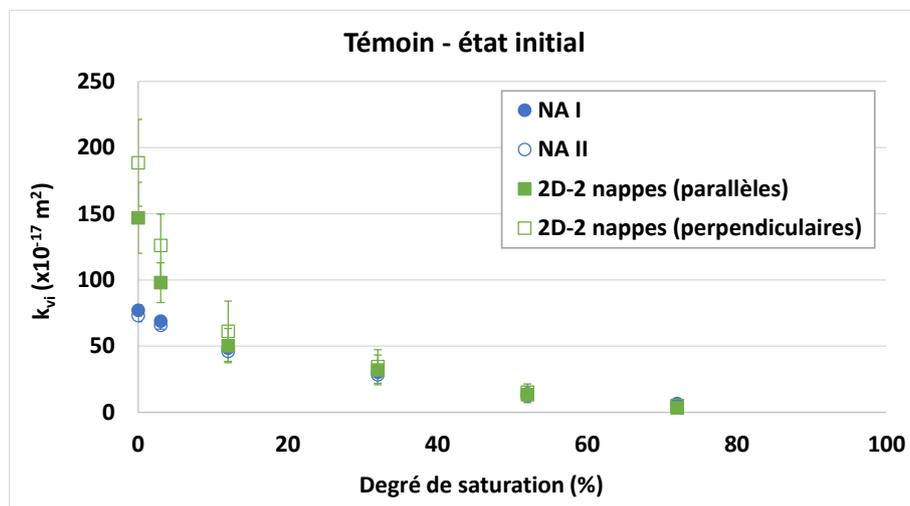
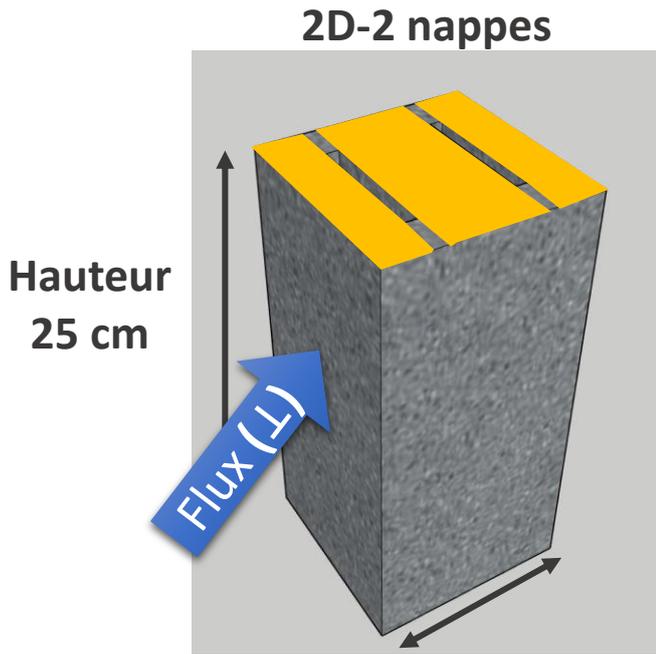
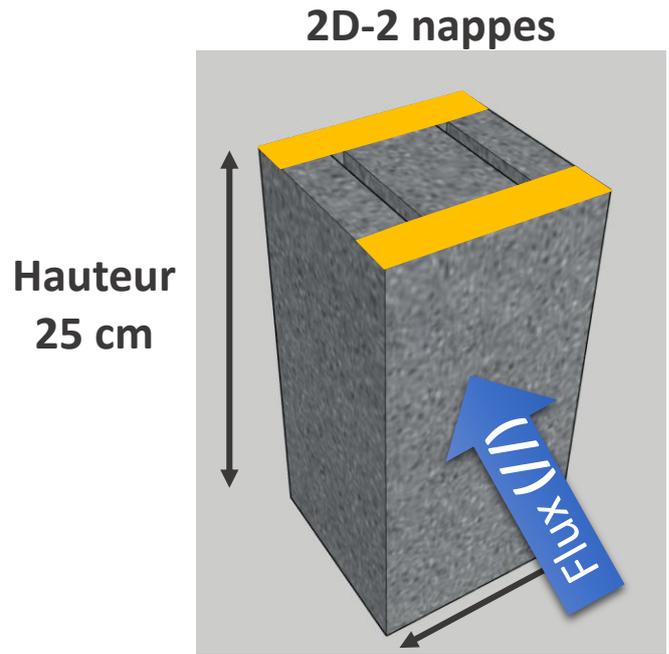


Figure 147: Evolution de la perméabilité en dépression en fonction du taux de saturation pour des épaisseurs effectives - cas de 2D-2 nappes



$L_{app} = 12,5 \text{ cm}$
 $L_{eff} (\perp) = 10,9 \text{ cm}$



$L_{app} = 12,5 \text{ cm}$
 $L_{eff} (\perp) = 10,9 \text{ cm}$
 $L_{eff} (//) = 5 \text{ cm}$

Figure 148: Epaisseur effective dans les deux direction – cas de 2D-2 nappes

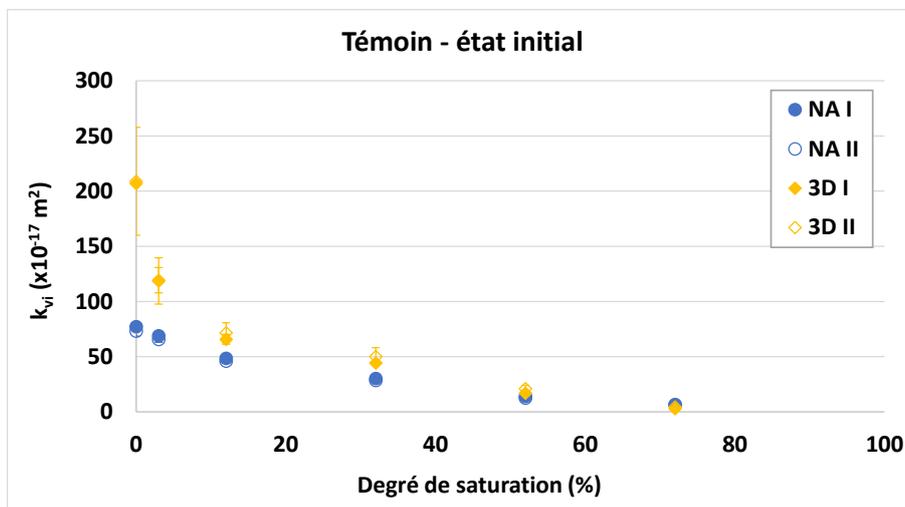


Figure 149: Evolution de la perméabilité en dépression en fonction du taux de saturation pour des épaisseurs effectives - cas de 3D

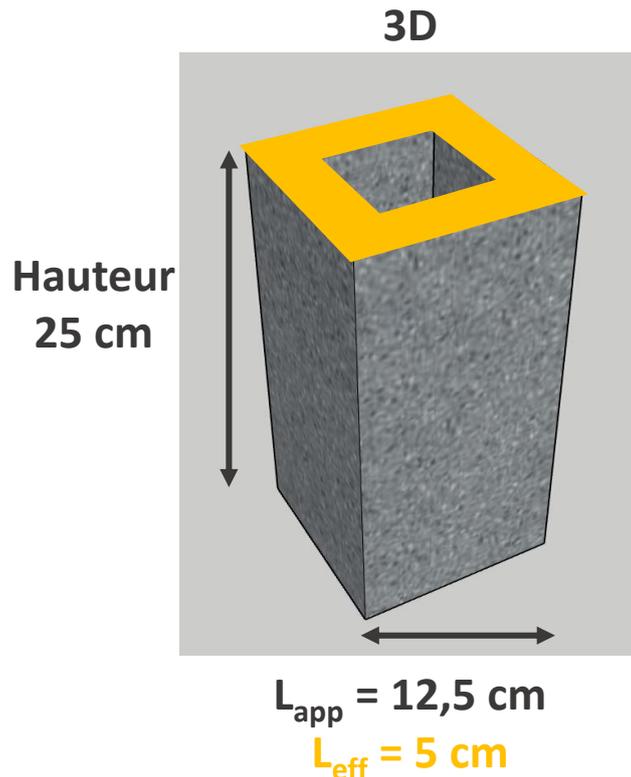


Figure 150: Epaisseur effective – cas de 3D

Il est remarquable que, dans les conditions de service, la non-considération de l'épaisseur résiduelle du béton dans l'épaisseur apparente permet de récupérer les résultats de perméabilité des éprouvettes non armées. Dans la direction parallèle au flux, la connectivité induite par les armatures entre les deux épaisseurs d'enrobage est telle que le béton environnant peut être négligé dans le calcul, similaire à la mesure de la perméabilité sur une épaisseur de 5 cm de béton non armé. Dans des conditions normatives, avec des saturations comprises entre 0% et 3%, la présence d'armatures est néfaste, car la perméabilité de l'élément augmente en raison des facteurs mentionnés précédemment. Plus la densité du ferrailage est élevée, plus son effet semble prononcé à des saturations élevées (la disposition en 3D à 32%, tandis que la disposition en 2D est plutôt en dessous de 12%).

Pour illustrer de manière plus explicite l'impact des armatures, il serait plus approprié de raisonner en termes de perméabilité relative, à l'instar des cas des Figure 151, Figure 152 et Figure 153:

- Une valeur inférieure à 1 indique que l'omission de la zone d'armature dans l'épaisseur considérée pour le calcul de la perméabilité est inappropriée. En effet, si les armatures ne sont pas suffisamment connectées et que les interfaces ne sont pas drainées, l'épaisseur effective se rapproche de l'épaisseur apparente. Dans ce cas, les armatures ont peu d'impact, et le béton armé présente une homogénéité notable,
- Une valeur de 1 signifie que si l'on exclut l'épaisseur des armatures (en direction perpendiculaire) et leur longueur (dans la direction parallèle) à l'épaisseur considérée pour le calcul de la perméabilité, on obtient la perméabilité des éprouvettes non armées. La

présence d'armatures élimine toute résistance du béton au transfert en assurant un pontage direct entre les épaisseurs résiduelles de béton (enrobage),

- Une valeur supérieure à 1 indique que les armatures ont facilité la création et la propagation d'une connectivité additionnelle par le biais d'une fissuration orientée.

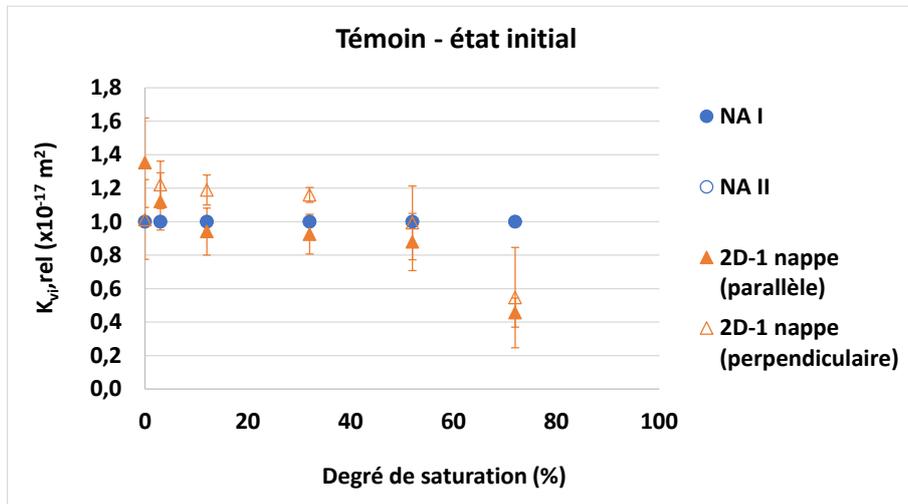


Figure 151: Evolution de la perméabilité relative en dépression en fonction du taux de saturation pour des épaisseurs effectives - cas de 2D-1 nappe

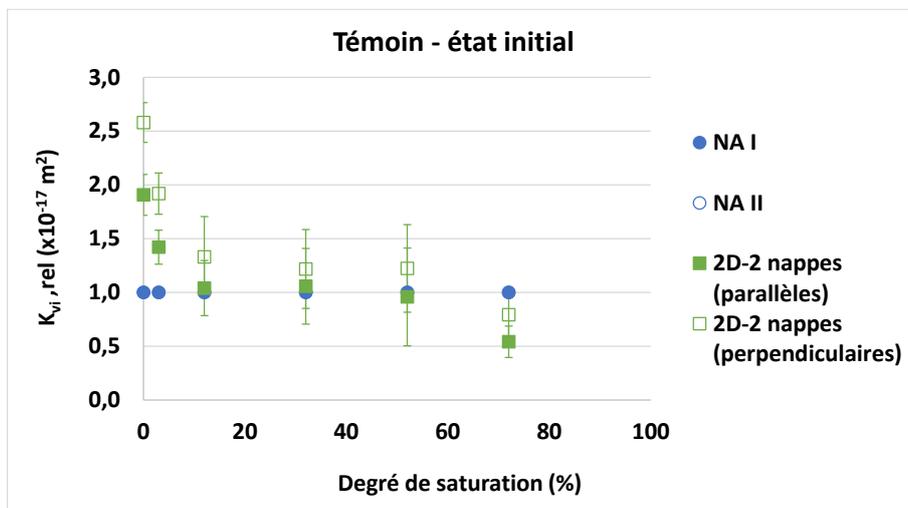


Figure 152: Evolution de la perméabilité relative en dépression en fonction du taux de saturation pour des épaisseurs effectives - cas de 2D-2 nappes

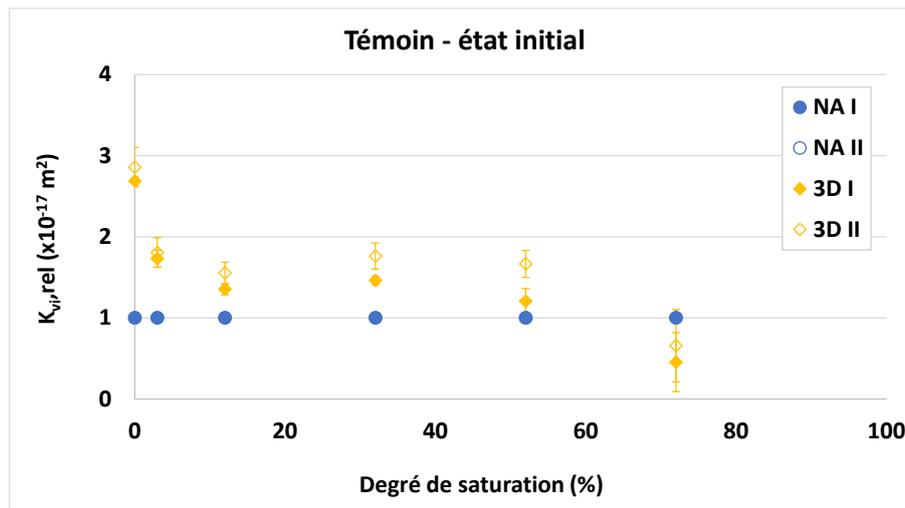


Figure 153: Evolution de la perméabilité relative en dépression en fonction du taux de saturation pour des épaisseurs effectives - cas de 3D

Les résultats obtenus semblent être cohérents. À 72% de saturation, considérer l'épaisseur effective pour le calcul de la perméabilité est une erreur, car le béton reste relativement homogène et peu perméable, et les armatures ne contribuent que peu, comme initialement constaté. Pour les configurations en 2D, les tendances demeurent similaires, avec des valeurs oscillant autour de 1 dans la plage de 12% à 52% de saturation. Dans la direction parallèle au flux, l'épaisseur effective permet de retrouver la perméabilité des éprouvettes non armées. Cependant, dans la direction perpendiculaire au flux, on observe une contribution additionnelle potentiellement liée à une fissuration orientée, bien que les effets restent peu prononcés. En conditions normatives, la présence d'armatures crée des chemins préférentiels qui augmentent la perméabilité du béton armé. Pour la disposition en 3D des armatures, la tendance est similaire, mais l'impact de la présence d'armatures est légèrement plus marqué, comme précédemment mentionné.

Ces résultats revêtent une importance cruciale dans la compréhension de l'étanchéité des ouvrages fortement armés. Il est toutefois essentiel de noter que ces résultats sont amplifiés par le fait que le matériau n'est pas soumis à une charge, contrairement au site. La prochaine étape consistera à compléter l'étude par des essais sous charge afin de déterminer si les comportements observés sont similaires ou non.

Dans le but de conclure les derniers résultats de cette sous-partie, il a été constaté que la perméabilité du béton armé est systématiquement supérieure à celle du béton non armé. Dans les configurations spécifiques choisies pour cette étude, la présence d'armatures a pour effet d'augmenter la perméabilité par rapport au béton non armé. L'impact des armatures devient significatif dès qu'elles sont reliées à la surface du béton par l'épaisseur d'enrobage. Cette connectivité additionnelle au réseau de porosité du béton non armé se produit lorsque la saturation globale du matériau se situe entre 52% et 72%. À partir de ce point, l'orientation et la densité du ferrailage influencent de manière variable l'augmentation de la perméabilité, comme illustré dans les Figure 143 et Figure 144. En d'autres termes, plus il y a d'armatures,

plus la perméabilité augmente, et cette augmentation est d'autant plus prononcée lorsque les armatures sont orientées dans le sens du flux. Ces effets demeurent constants lorsque le béton continue de sécher jusqu'à atteindre une saturation de 10-20%. En revanche, en dessous de ce seuil, la fissuration due au retrait, amplifiée par des températures plus élevées (80°C et 105°C), est accentuée par la présence d'armatures dans les configurations étudiées ici, ce qui empêche le retrait excessif. Il convient de noter que ces variations sont très probablement influencées par des facteurs tels que la taille des granulats, la quantité et la répartition des armatures, ainsi que l'épaisseur d'enrobage. Une analyse plus approfondie de ces paramètres nécessiterait des études complémentaires.

v.4.4.2 Anisotropie de perméabilité induite par l'orientation et la distribution des armatures

Afin d'illustrer l'effet de l'anisotropie de la perméabilité liée à l'orientation et à la distribution des armatures, la Figure 154 expose la variation de la perméabilité relative en fonction du degré de saturation pour différentes configurations d'armatures. La perméabilité relative est définie comme le rapport entre la perméabilité mesurée dans la direction parallèle aux armatures et celle mesurée dans la direction perpendiculaire aux armatures, comme exprimé dans l'équation suivante :

$$k_{vi,rel} = \frac{k_{vi,parallèle}}{k_{vi,perpendiculaire}} \quad (48)$$

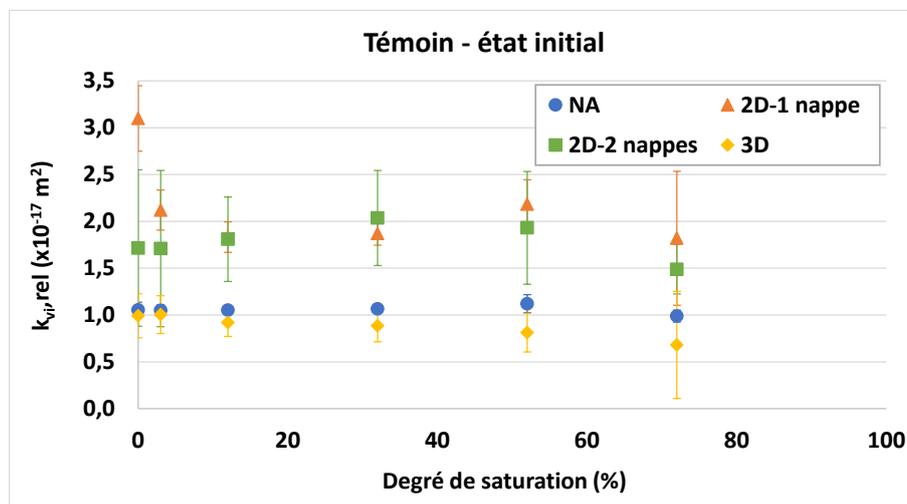


Figure 154: Evolution de la perméabilité relative en fonction des degrés de saturation pour différentes dispositions d'armatures

Les résultats de l'étude se divisent en deux types de comportement distinct. D'une part, les éprouvettes non armées et celles armées en 3D exhibent un comportement isotrope, avec un rapport entre les perméabilités mesurées dans les deux directions restant généralement proche de 1 tout au long du processus de séchage. En revanche, le second type concerne les éprouvettes armées en 2D, qu'elles contiennent une ou deux nappes d'armatures. Dans ce cas, une

anisotropie de la perméabilité relative est observée, avec un rapport variant généralement entre 1,5 et 2,5 entre les deux directions.

Suite à la discussion des effets d'armatures sur le débit traversant les éprouvettes, la section qui suit se consacrera à l'analyse de l'impact de la présence d'armatures et le développement de la RAG sur la perméabilité à l'air.

V.5 PERMEABILITE DE BETONS ARMES FISSURES PAR LA RAG

Dans le cas où les interfaces acier/béton forment des chemins de percolation préférentiels et deviennent accessibles aux fluides par la fissuration, le rôle protecteur du béton d'enrobage contre les influences externes est prépondérant, exposant directement ou pas les armatures à l'environnement extérieur. Dans ce chapitre, en considérant la présence d'armatures, nous examinerons également le développement de la réaction alcali-granulat en tant que facteur de risque pouvant contribuer à la fissuration du béton touché par cette problématique. Ces fissures pourraient potentiellement se connecter avec l'interface acier/béton, altérant ainsi le flux à travers le matériau en béton.

Il convient de rappeler que des tests de perméabilité sont menés à différents niveaux de saturation. Cette approche nous permet d'évaluer l'impact des défauts engendrés par les armatures et par les réactions pour chaque état de saturation.

En conséquence, l'objectif de cette section consiste à caractériser l'influence conjointe du développement de la réaction alcali-granulat et des interfaces acier/béton sur la perméabilité du béton dans les structures renforcées, en tant que voies potentielles de transport des fluides au sein du béton.

V.5.1 Confrontation des mesures par DC et Cembureau pour les bétons fissurés non armés

Comme indiqué dans les chapitres précédents, la mesure de la perméabilité par l'appareil Cembureau est discutable pour les bétons fissurés, du fait la pression de confinement qui peut refermer partiellement la fissuration de RGI. Il est donc important de commencer par comparer la perméabilité mesurée en dépression par le Cembureau à celle obtenue par la technique de mesure de la double cloche. La comparaison a été réalisée entre deux types d'éprouvettes : des cylindres de dimensions (15x30 cm²) sciés en tranche de 5 cm d'épaisseur, sur lesquels les mesures du Cembureau ont été effectuées, et des prismes de dimensions (12,5 x 12,5 x 25 cm³), sur lesquels les mesures en double cloche ont été réalisées. Dans le contexte de l'analyse d'échantillons cylindriques pour le Cembureau, trois échantillons provenant de la même éprouvette ont été sélectionnés, correspondant respectivement à la partie supérieure, médiane et inférieure de cette éprouvette. En ce qui concerne les éprouvettes prismatiques utilisées dans le test de double cloche, les mesures ont été effectuées sur deux éprouvettes non armées. Il convient de noter que la valeur de perméabilité retenue équivaut à la moyenne des mesures effectuées sur ces deux éprouvettes dans les deux directions, résultant ainsi en la moyenne de

quatre valeurs, deux dans la première direction et deux dans la seconde car une différence non significative a été observée entre les deux directions (différence maximale inférieure à 8%).

Il convient de noter qu'il est quelque peu complexe de comparer les résultats obtenus par les deux appareils, étant donné qu'ils ont été obtenus à des niveaux de saturation différents, ainsi que la perméabilité n'a pas été mesurée dans le même sens du flux (Figure 156 et Figure 157). Cependant, il est important de souligner que malgré les divergences observées dans les résultats (Figure 155), les écarts entre les valeurs de perméabilité mesurées à l'aide de ces deux appareils demeurent dans des limites acceptables, étant inférieurs à 30% pour des niveaux de saturation similaires.

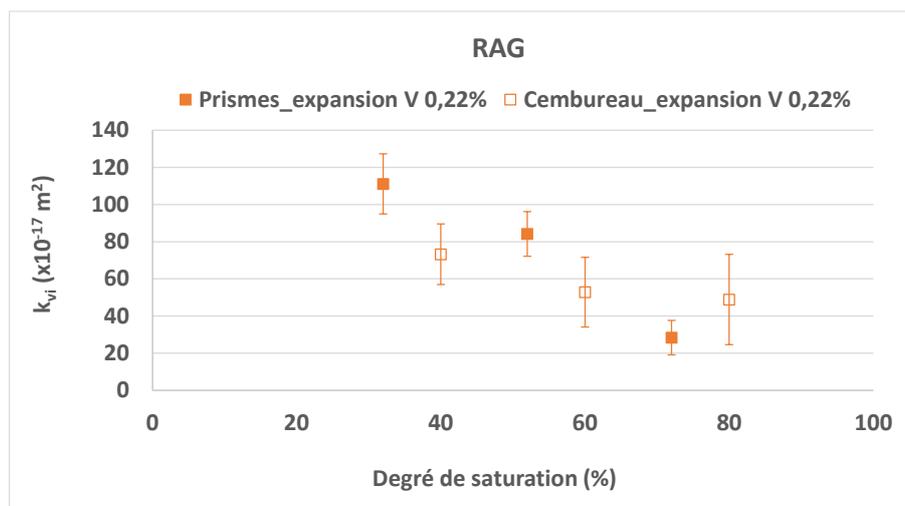


Figure 155: Comparaison de l'évolution de la perméabilité à l'air mesurée en dépression en fonction du taux de saturation – cas de la RAG

La comparaison de ces deux techniques dans le contexte du béton fissuré est nécessaire. Mais elle présente plusieurs difficultés qui peuvent expliquer ces résultats partiels.

Concernant les mesures de perméabilité, les valeurs du Cembureau sont mesurées en prenant la moyenne de trois échantillons prélevés d'une éprouvette cylindrique. Dans cette configuration, le flux d'air traverse l'échantillon parallèlement à la direction verticale. En revanche, les valeurs de perméabilité des éprouvettes prismatiques sont obtenues pour des flux dans deux directions horizontales pour les éprouvettes. Étant donné l'anisotropie de gonflement suivant les directions verticales et horizontales Figure 61, les fissurations sont généralement plus horizontales que verticales. Cela implique qu'au sein du dispositif Cembureau, les fissures seraient principalement perpendiculaires au flux et donc moins impactantes (Figure 156). En revanche, en utilisant la méthode de mesure double cloche, les fissures sont principalement parallèles au flux et on peut donc s'attendre à obtenir une perméabilité supérieure à la double cloche (Figure 157).

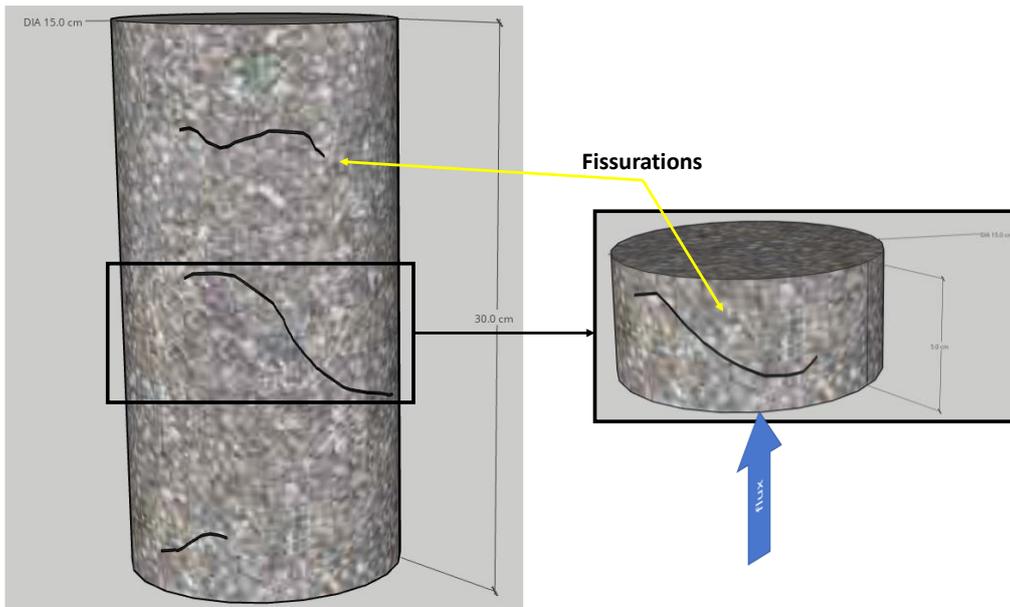


Figure 156: Direction du flux - cas des échantillons cylindriques de Cembureau

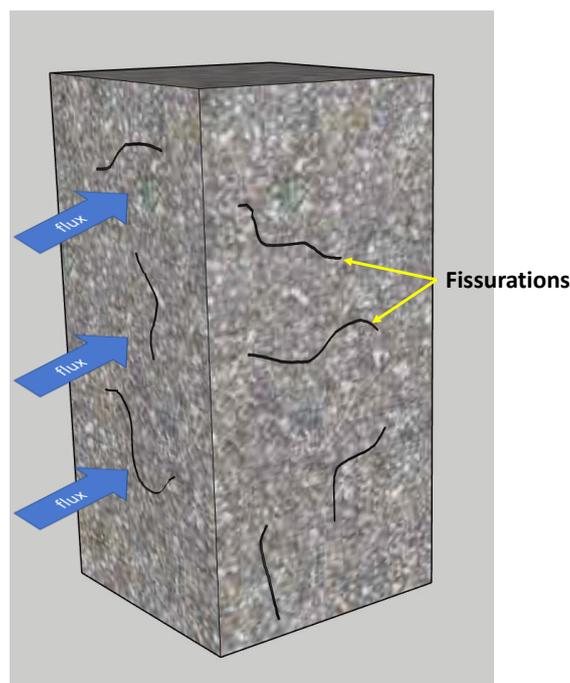


Figure 157: Direction de flux - cas des éprouvettes prismatiques de double cloche

De plus, comme indiqué précédemment, lors de l'utilisation de la mesure Cembureau, une pression de confinement est appliquée sur la surface latérale de l'échantillon. Des vérifications ont démontré que cette pression risque de fermer certaines fissurations de natures différentes, ce qui pourrait sous-estimer le débit réel traversant l'échantillon. En revanche, dans le cas de la mesure double cloche, seule la pression des serre joints est appliquée, pression bien moins importante que le confinement Cembureau et éliminant ainsi ce risque.

Dans la plage de saturation allant de 72% à 80%, la saturation reste significative et réduit les interconnexions entre la porosité initiale du béton et la fissuration induite par la réaction alcali-granulat. La fissuration devient prédominante, et il est plus probable d'observer une fissure qui traverse toute l'épaisseur de l'échantillon de 5 cm (cas de l'éprouvette Cembureau) que dans un échantillon de 12,5 cm d'épaisseur (éprouvette pour le test de double cloche). C'est pourquoi, dans le cas de fortes saturations, l'appareil Cembureau semble présenter une perméabilité plus élevée que celui de la double cloche. Cependant, à mesure que le séchage se poursuit, les fissures engendrées par la RAG s'interconnectent avec le réseau poreux, ce qui entraîne une augmentation de la perméabilité mesurée.

Finalement, les différences de protocoles et de direction de mesure de la perméabilité sont l'origine de différences entre les deux mesures. Ces différences restent toutefois assez limitées. Sur cette partie, il est nécessaire de poursuivre les mesures pour les degrés de saturation plus faibles mais également de faire des essais pour un niveau d'expansion moindre pour éviter l'apparition des fissures les plus ouvertes qui sont peu représentatives de la réalité des structures.

V.5.2 Perméabilité pour un flux parallèle aux armatures

Les Figure 158, Figure 159 et Figure 160 présentent l'évolution de la perméabilité à l'air en dépression en fonction du degré de saturation des bétons développant la RAG, en considérant les trois dispositions d'armatures pour la mesure de perméabilité dans le sens parallèle aux armatures. Les mesures faites sur les prismes non armés sont également représentées pour comparaison.

Dans ce plan de mesure, il est important de noter que les aciers ne s'opposent aux expansions mises en jeu par la perméabilité mesurée que dans la direction verticale. Dans la direction horizontale de ce plan, les aciers ne confinent pas les expansions. Elles ne devraient donc empêcher ni les expansions ni les ouvertures de fissures de manière significative. Toutefois, la dispersion des expansions horizontales observées dans le chapitre 2 montre que cet effet n'est pas systématique ce qui peut être l'origine de dispersion dans la mesure de perméabilité effectuée dans cette direction.

V.5.2.1 Disposition 2D – 1 nappe

Les valeurs de perméabilité mesurées pour les deux éprouvettes prismatiques non armées à l'état initial ainsi qu'à l'état fissuré sont quasiment identiques entre elles et dans les deux directions. Par conséquent, la valeur de perméabilité présentée dans les directions Figure 158, Figure 159 et Figure 160 est la moyenne des quatre valeurs mesurées, résultant des deux directions des deux éprouvettes.

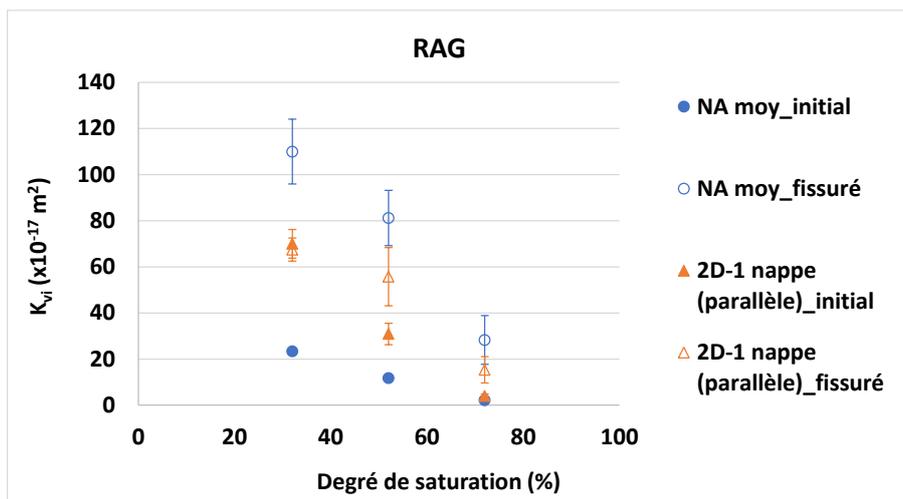


Figure 158: Evolution de la perméabilité en dépression en fonction du taux de saturation – cas de 2D-1 nappe

La perméabilité des bétons armés avec ou sans RAG présente systématiquement une perméabilité plus forte que le béton non armé initial. Dans le cas des éprouvettes armées sans pathologie, l'effet analysé sur le béton témoin est retrouvé. Dans le cas du béton ayant développé la RAG, la fissuration induite s'ajoute à l'effet des armatures. Les éprouvettes armées atteinte de la réaction alcali-granat présentent une augmentation plus faible que les éprouvettes non armées.

Ainsi, pour les prismes contenant une nappe d'armatures centrale, dans la plage de 32% à 72% de saturation, les bétons fissurés par la RAG présentent presque systématiquement une perméabilité supérieure à celle des bétons armés à l'état initial. À une saturation de 72%, le béton fissuré et non armé affiche la plus grande perméabilité dans les deux directions, évaluée à $28,1 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, suivi du béton fissuré et armé avec une perméabilité de $15,3 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. En comparaison, les bétons à l'état initial, qu'ils soient armés ou non, présentent des perméabilités de $4 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ et $2,1 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ respectivement (perméabilité multipliée par 4 environ ou plus). Il est important de rappeler que ces prismes ne sont armés que dans la direction verticale et que les expansions horizontales ont été peu impactées par la présence de l'armature, mais qu'elles ont engendré une dispersion plus grande Figure 61.

En séchant le béton jusqu'à un taux de saturation de 52%, le béton RAG fissuré sans armature présente la perméabilité la plus élevée, mesurée à $81,2 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, ensuite le béton fissuré avec armatures, ayant une perméabilité de $55,7 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. Cette différence de mesure de perméabilité peut être attribuée à la variation du niveau d'expansion verticale, qui s'élève en moyenne à 0,24% pour le béton non armé et à 0,075% pour le cas de l'armature en disposition 2D-1 nappe (alors que le niveau d'expansion horizontal restait inchangé), une expansion verticale plus importante se traduit par une fissuration horizontale plus développée et donc dans le sens du flux lors de la mesure à la double cloche, ce qui explique les différences de perméabilité. En ce qui concerne les bétons à l'état sain, les éprouvettes armées présentent une perméabilité de $30,9 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, dépassant celle des éprouvettes non armées, qui affichent une perméabilité de

$11,8 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. Ce résultat attribuable à la contribution des interfaces acier/béton dans le flux mesuré a déjà été mis en évidence et interprété à la Figure 131.

Pour un taux de saturation de 32%, le béton fissuré non armé dans les deux directions reste le plus perméable (environ $110 \times 10^{-17} \text{ m}^2$) suivi par les bétons armés à l'état initial et fissuré avec une perméabilité respectivement de $70 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ et $67,5 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. Pour les éprouvettes prismatiques non armées, des fissures très ouvertes ont un impact significatif sur l'évolution de la perméabilité. Plus la fissure est fine, moins son effet est marqué. Dans le cas des éprouvettes 2D-1 lit, une des deux éprouvettes montre un comportement plutôt similaire à celui des éprouvettes non armées ce qui est attendu car la mesure est faite ici parallèlement aux aciers, tandis que l'autre se rapproche davantage du comportement des éprouvettes à l'état initial. La fissuration ouverte est possible en raison de l'anisotropie de la cage d'armature, ce qui permet la formation de fissures ouvertes parallèlement à la nappe d'aciers, mais elle ne semble pas systématique, comme le montre la dispersion des mesures d'expansions. Une des éprouvettes 2D-1 lit montre une expansion horizontal faible par rapport à l'autre ce qui conduit à une différence de perméabilité entre ces deux éprouvettes et à ce résultat à 32% de saturation. Les essais sur béton témoin ayant conduit à de faibles dispersions, il a été décidé de travailler uniquement sur deux éprouvettes sur la suite de l'étude. Cependant, la fissuration induite par la RAG a introduit de la dispersion dans les mesures, ce qui rend l'analyse difficile dans la direction parallèle aux armatures pour laquelle il aurait fallu plus de corps d'épreuve. Il est prévu que ces mesures soient complétées à l'avenir en incluant des états plus secs, ainsi que des essais de reproductibilité.

v.5.2.2 Disposition 2D – 2 nappes

Regardons maintenant la Figure 159 des résultats obtenus sur la configuration 2D-2 nappes flux parallèle.

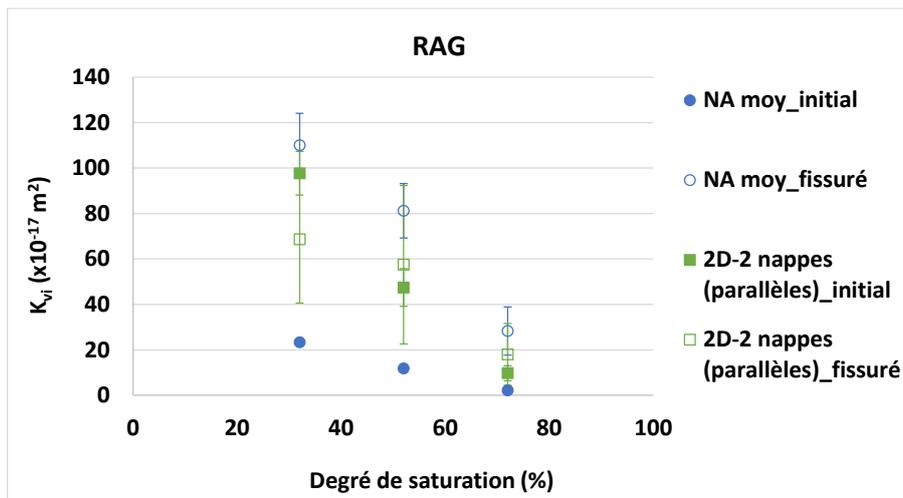


Figure 159: Evolution de la perméabilité en dépression en fonction du taux de saturation – cas de 2D-2 nappes

Comme précédemment, l'effet percolant des armatures sur la perméabilité béton dans l'état initial est retrouvé. Dans le cas du béton atteint de RAG, la fissuration a également conduit à une forte dispersion des résultats.

À un taux de saturation de 72%, le béton présentant la perméabilité la plus élevée est celui qui est fissuré et non armé comme dans la configuration précédente, dans les deux directions, avec une valeur mesurée de presque $28,1 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. Il est suivi par le béton fissuré et armé ($18 \times 10^{-17} \text{ m}^2$) et le béton armé à son état initial ($9 \times 10^{-17} \text{ m}^2$). Les valeurs de perméabilité de cette configuration d'armatures sont légèrement plus importantes que celles d'une seule nappe d'armatures, à la fois dans le cas de l'état initial et de l'état fissuré. Cela est attribuable à la présence de deux nappes d'armatures qui peuvent potentiellement créer davantage de chemins de percolation. Le béton non armé à l'état initial présente la perméabilité la plus basse, avec une valeur de $2,1 \times 10^{-17} \text{ m}^2$.

De manière similaire au béton avec une seule nappe centrale, à un taux de saturation de 52%, le béton présentant la perméabilité la plus élevée est le béton non armé fissuré par la RAG, suivi par le béton armé fissuré, puis le béton armé à l'état initial, et enfin le béton non armé à l'état initial. Cette variation est associée au niveau de gonflement vertical du béton non armé (0,24%), qui dépasse celui du béton armé avec une disposition de 2 nappes d'armatures, qui est de 0,12%. Cette plus grande expansion verticale conduit à des fissures plus importantes et, par conséquent, à des chemins de percolation préférentiels plus étendus, contribuant ainsi à l'augmentation de la perméabilité.

À un taux de saturation de 32%, les bétons non armés fissurés présentent les valeurs de perméabilité les plus élevées autour de $110 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. En deuxième et troisième position les deux bétons armés à l'état initial suivi par celui à l'état fissuré affichant respectivement des valeurs de perméabilité de $97 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ et de $68,6 \times 10^{-17} \text{ m}^2$, suivi finalement du béton non armé à l'état initial avec une perméabilité de $23,3 \times 10^{-17} \text{ m}^2$. Comme dans la partie précédente, la dispersion importante des expansions horizontales et donc des fissurations induites dans la direction parallèle aux armatures est la source d'une dispersion importante pour les mesures dans cette direction : une des deux éprouvettes de la série présente une perméabilité proche de celle obtenue pour les prismes non armés (ce qui est attendu dans cette direction où les armatures ne devraient pas avoir d'effet sur les expansions) tandis que l'autre présente une perméabilité beaucoup plus faible, ce qui semble plus difficile à expliquer. Une attention particulière sera apportée à l'analyse de ce comportement dans les études à venir.

v.5.2.3 Disposition 3D

Nous allons maintenant regarder le comportement de la configuration 3D. Les résultats obtenus pour les mêmes conditions que précédemment sont reportés à la Figure 160.

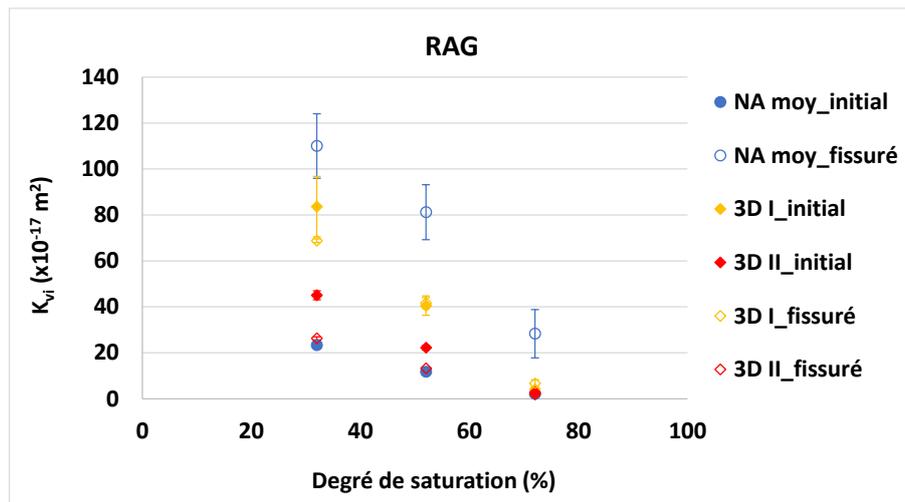


Figure 160: Evolution de la perméabilité en dépression en fonction du taux de saturation – cas de 3D

Dans le cas de la configuration en 3D, le béton non armé fissuré conserve la plus grande perméabilité, indépendamment du taux de saturation. Pour le béton armé en configuration 3D à l'état initial, la perméabilité mesurée est d'environ la moitié de celle obtenue dans l'autre direction, sans que la géométrie des armatures ne puisse en être responsable, à la différence des deux cas précédents. C'est probablement des hétérogénéités générées au coulage qui en sont responsables du fait de la complexité de mise en œuvre pour le béton de cette configuration. Entre 52% et 72% de saturation, les bétons armés en configuration 3D présentent des valeurs de perméabilité proches pour le béton à l'état initial et avec développement de RAG. En revanche, à un taux de saturation de 32%, le béton armé à l'état initial devient plus perméable que celui à l'état fissuré comme dans les deux configurations précédentes, avec des valeurs respectives de $83,6 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ et $68,8 \times 10^{-17} \text{ m}^2$.

Contrairement aux configurations d'armatures précédentes, dans le cas 3D, aucune des 4 éprouvettes (avec ou sans RAG) ne présente un débit significatif à 72% dans les deux directions. Cela suggère l'absence de fissures percolantes, ce qui est attribuable à la présence d'armatures dans les 3 directions, limitant ainsi l'ouverture importante des fissures et conduisant à une évolution plus conventionnelle en fonction des taux de saturation.

Comme les armatures sont placées dans les 2 directions, les dispersions observées dans les éprouvettes armées restent modérées.

v.5.2.4 Bilan

Afin de démontrer l'influence des armatures sur l'évolution de la perméabilité à l'air, la Figure 161 illustre la progression de la perméabilité relative en corrélation avec le degré de saturation. Il convient de noter que la perméabilité relative représente le rapport entre la perméabilité mesurée dans le contexte d'un béton armé et celle mesurée dans le contexte d'un béton non armé. Il est important de noter que les rapports de perméabilité relative sont établis en comparant l'état fissuré armé à l'état fissuré sain, ainsi que l'état initial armé à l'état initial sain. Le béton NA a donc une valeur de 1 en condition initiale mais aussi en conditions fissurées.

$$k_{vi,rel} = \frac{k_{vi,armé}}{k_{vi,non\ armé}} \quad (49)$$

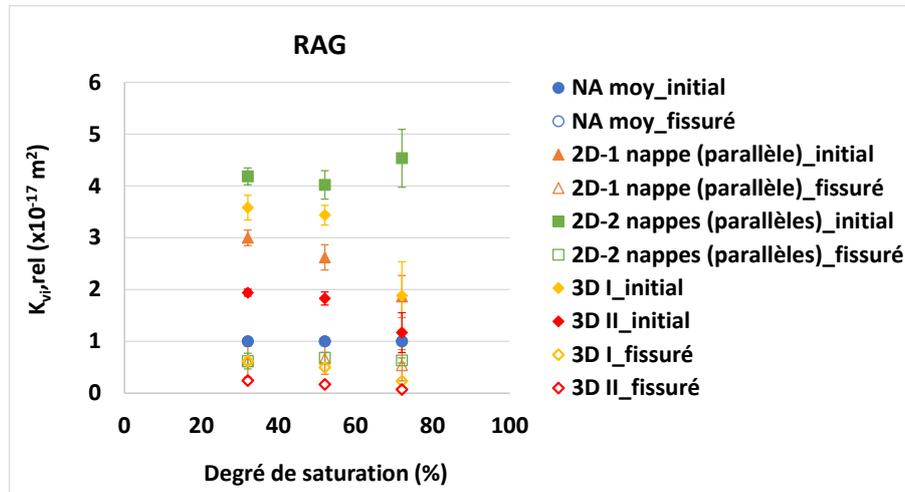


Figure 161: Evolution de la perméabilité relative (avec le béton non armé comme référence) en dépression en fonction du taux de saturation – cas du sens parallèle

La présence d'armatures possède un effet différent sur la perméabilité relative en fonction de l'état du béton. Elle entraîne une augmentation de la perméabilité relative pour le béton à l'état initial, tandis que pour le béton ayant subi une expansion due au développement de la réaction alcali-granulat, la présence d'armatures induit une réduction de la perméabilité relative par rapport au béton non armé fissuré.

À l'état initial, les armatures disposées en 2D-2 nappes ont le plus grand impact sur la perméabilité, provoquant une augmentation d'environ un facteur 4 par rapport au béton non armé. Cette augmentation est attribuée à la présence de deux nappes d'armatures, qui créent davantage d'interfaces acier/béton et de défauts localisés. Cet effet de l'armature sur la perméabilité est plus faible dans le cas d'une seule nappe. Cette conclusion confirme l'analyse faite sur le béton témoin dans la partie précédente : l'effet des armatures pour ces taux de saturation est du même ordre de grandeur et présente des perméabilités relatives légèrement plus importantes pour ce béton. La configuration 3D a un comportement similaire à la 2D sauf pour un degré de saturation de 72% où elle est moins perméable, peut-être à cause d'une meilleure mise en place des aciers de l'éprouvette 3D pour laquelle la cage est solidaire à la différence des deux nappes dans l'éprouvette 2D.

Étant donné que le béton non armé présente une plus grande expansion, il forme davantage de chemins de percolation, ce qui conduit à une perméabilité accrue par rapport aux éprouvettes armées. Dans le cas du béton non armé, l'ouverture des fissures est plus importante que dans le cas du béton armé, car la présence d'armatures tend à réduire les expansions et donc l'ouverture des fissures comme observées dans le cas de chargements mécaniques (Rizkalla, et al., 1984) et (Desmettre, 2011). Enfin les fissures avec des ouvertures moindres sont plus susceptibles d'être obstruées par la formation de gel que les fissures avec des ouvertures plus larges, ce qui influence la perméabilité à travers le béton. La perméabilité relative la plus faible est observée

dans le cas du béton avec une disposition d'armatures en 3D, suivie par la configuration 2D-1 nappe, et enfin la disposition d'armatures en 2D-2 nappes. Ainsi, dans le cas de 3D, la contribution du réseau poreux et de la fissuration de la RAG prédomine parmi les trois configurations d'armatures, réduisant ainsi la contribution relative d'armatures à la perméabilité mesurée.

V.5.3 Perméabilité pour un flux perpendiculaire aux armatures

Les Figure 162, Figure 163 et Figure 164 présentent l'évolution de la perméabilité à l'air en dépression en fonction du degré de saturation des bétons développant la RAG, pour différentes dispositions d'armatures dans le sens perpendiculaire aux armatures. Comme mentionné précédemment, les armatures ont un impact moindre sur la perméabilité lorsqu'elle est mesurée dans la direction perpendiculaire, le comportement du béton armé sain se rapprochant de celui du béton non armé sain. Toutefois, il convient d'examiner leur influence sur l'évolution de la pathologie de la RAG.

Dans cette direction, il est important de rappeler que les aciers sont présents dans les deux directions du plan. Elles s'opposent donc aux expansions et aux fissurations verticale et horizontale. Leur effet devrait donc être plus important dans l'autre direction.

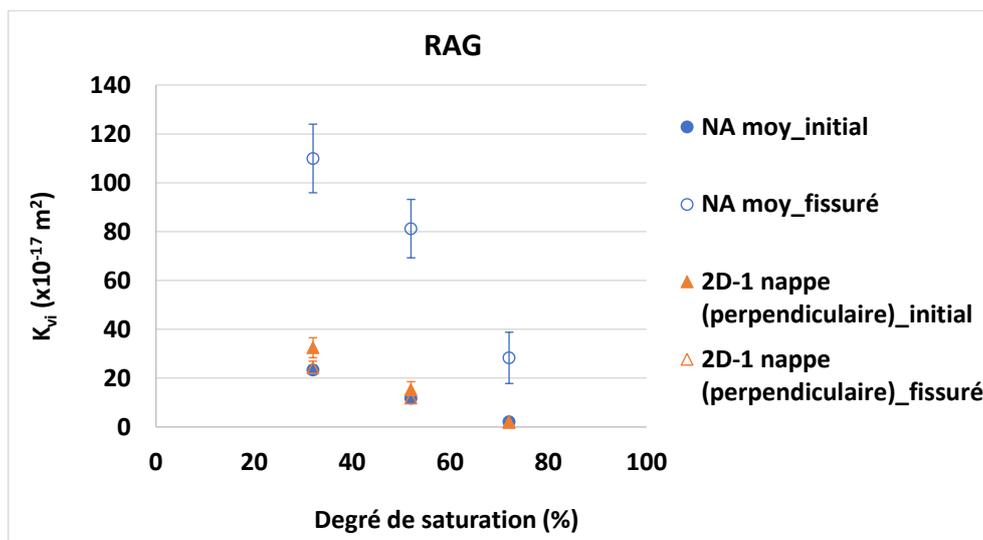


Figure 162: Evolution de la perméabilité en dépression en fonction du taux de saturation – cas de 2D-1 nappe

Comme précédemment, le béton non armé fissuré, dans les deux directions, présente une perméabilité nettement plus élevée que le béton armé. Alors que les mesures de perméabilité parallèles aux armatures pouvaient montrer un effet de la fissuration, dans la direction perpendiculaire analysée ici, les perméabilités sont systématiquement plus faibles ou égales à la perméabilité de l'état initial. Pour la disposition d'une seule nappe centrale d'armatures, le comportement du béton armé atteint de RAG dans la direction perpendiculaire aux armatures est similaire à celui d'un béton non armé intact voire meilleur que celui du béton armé sain. Le phénomène de gonflement empêché par les armatures conduit à des contraintes de compression. Ces contraintes, généralement de l'ordre de 2-3 MPa (Morenon, et al., 2017) pourraient

provoquer une diminution de la perméabilité, comme montré par (Choinska, et al., 2007). Mais le niveau de contrainte semble faible pour avoir un effet significatif dans le cas présent. Toutefois avant d’atteindre ce niveau de contrainte, le béton doit prendre appui sur les armatures. Ce phénomène de gonflement empêché peut être à l’origine d’une réduction de la porosité à l’interface acier/béton ce qui expliquerait de meilleure performance pour la perméabilité mesurée dans la direction perpendiculaire aux nappes d’acier.

Il est important de noter ici que la dispersion sur la mesure est faible pour les éprouvettes armées, même en présence de fissures de RAG. Les effets des expansions induites par la RAG sur la perméabilité sont moins dispersés pour les mesures effectuées perpendiculairement au plan des armatures que dans le cas précédent.

De manière similaire à la disposition d’une nappe centrale d’armatures, la perméabilité mesurée perpendiculairement aux deux nappes d’acier dans le béton fissuré est du même ordre que celle du béton initial non armé, avec des différences entre les valeurs ne dépassant pas 6% (Figure 163).

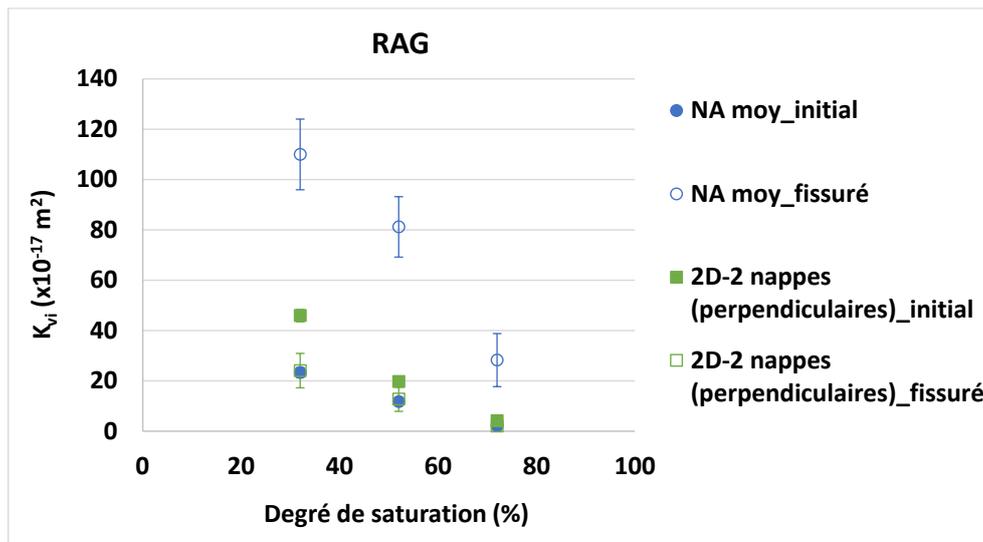


Figure 163: Evolution de la perméabilité en dépression en fonction du taux de saturation – cas de 2D-2 nappes

On remarque ici aussi l’impact positif de la pathologie sur la perméabilité du béton armé atteint de RAG quand elle est mesurée perpendiculairement au plan armé, puisque sa perméabilité est la même que celle du béton sain non armé. Dans ce cas, la perméabilité a diminué de manière significative par rapport aux prismes de même ferrailage sans gonflement. Cela est vraisemblablement attribuable à l’influence du gonflement empêché par les armatures à l’origine d’un comblement des interfaces acier/béton puis à des contraintes de compression, qui entraînent un retard dans le processus de fissuration.

La progression de la perméabilité relative en corrélation avec le degré de saturation est illustrée par la Figure 164, dans le but de montrer l'influence des armatures sur l'évolution de la perméabilité à l'air.

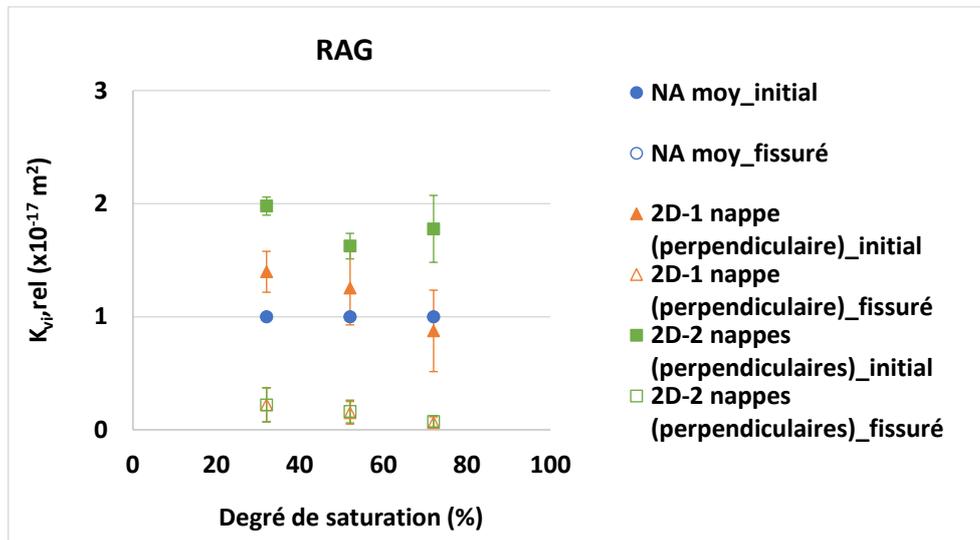


Figure 164: Evolution de la perméabilité relative en dépression en fonction du taux de saturation – cas du sens perpendiculaire

La présence d'armatures conduit généralement à une augmentation de la perméabilité relative mesurée perpendiculairement aux armatures lorsque le béton est dans son état initial non fissuré par la réaction alcali-granat. Cette augmentation est moins prononcée en comparaison avec le cas de la mesure dans la direction parallèle aux armatures du fait de la différence d'orientation des armatures. À titre d'exemple, pour la configuration 2D-2 nappes, la perméabilité relative a été multipliée par 4 dans le cas de la mesure dans le sens parallèle, tandis qu'elle n'a été multipliée que par 2 dans le sens perpendiculaire. Ce résultat confirme l'analyse de la partie précédente sur le béton témoin.

Dans le cas du béton fissuré par la RAG, il est remarquable que la présence d'armatures entraîne une forte diminution de la perméabilité relative, et que les valeurs de perméabilité relative sont très similaires quelle que soit la configuration d'armatures pour chaque taux de saturation. Les valeurs de perméabilité relative sont respectivement de 0,1, 0,2 et 0,3 pour les taux de saturation de 72%, 52% et 32%. Dans le plan de la nappe d'armature, la RAG n'a pas pu induire de fissures ouvertes et le phénomène de gonflement empêché a pu participer à la fermeture des interfaces acier/béton. La perméabilité est donc plus faible dans les prismes armés par rapport aux prismes non armés dans lesquels ont été observés des fissures d'ouverture significative. De plus, des fissures peu ouvertes sont plus susceptibles d'être refermées de manière significative par les produits de réaction, dont la présence dans les fissures a été montrée dans de précédentes études de la littérature (Sanchez, 2014).

V.6 CONCLUSION

Ce chapitre introduit une étude novatrice qui se déploie en plusieurs étapes : tout d'abord, la création d'un nouveau protocole d'essai associé à un nouvel appareillage pour la mesure de la perméabilité à l'air en dépression, qui permet de mesurer la perméabilité dans deux directions orthogonales. Il permet de mesurer des petits éléments de géométrie parallélépipédique. Cela permet de réaliser des corps d'épreuve, non armés et armés de manière à reproduire les configurations existantes dans les structures massives réelles. Cet appareillage doit également permettre la mesure de la perméabilité dans des éléments fissurés en limitant le risque de refermeture des fissures par le confinement.

Étant donné le caractère innovant de l'appareil, plusieurs tests de validation ont été conduits pour garantir son bon fonctionnement. Ces essais ont confirmé l'étanchéité du système, la reproductibilité des mesures, et ont démontré que les résultats obtenus sont cohérents en comparaison avec les dispositifs utilisés actuellement, tels que le perméamètre Cembureau.

Pour le béton sain à l'état initial, la présence d'armatures entraîne une augmentation de la perméabilité, avec un effet beaucoup plus prononcé dans la direction parallèle aux armatures que dans celle perpendiculaire à ces dernières. Cette constatation peut être expliquée par le fait que les interfaces entre l'acier et le béton établissent des voies de passage privilégiées qui deviennent accessibles à l'air lorsque la couche externe du béton se draine ou se fissure. Ainsi, la capacité du béton à protéger contre les agressions extérieures peut être affaiblie, exposant les armatures directement à l'environnement. En conséquence, l'épaisseur et la qualité de l'enrobage deviennent des facteurs essentiels pour empêcher l'exposition des interfaces entre l'acier et le béton en surface de l'élément. Cette dynamique a été observée dans le contexte de la configuration en 2D avec une seule rangée d'armatures.

L'impact de la présence d'armatures sur la perméabilité dépend de la quantité d'armatures présentes au sein de la structure mais aussi de leur disposition par rapport à la mesure de la perméabilité. Lorsque la densité d'armatures augmente, passant d'une nappe centrale à deux nappes réparties dans le volume, la perméabilité à l'air devient plus élevée. Dans le cas des enceintes nucléaires, ainsi que dans toute autre structure fortement armée, les interfaces entre l'acier et le béton sont nombreuses et fortement connectées dès que la saturation du béton de peau diminue. Par conséquent, il est impératif de prendre en compte ces interfaces lors de la prévision de la durabilité des structures, en particulier en ce qui concerne leur étanchéité. Il est effectivement crucial de souligner l'approche de calcul de la perméabilité sur la base d'une épaisseur effective dans le contexte de cette étude, et il est impératif de confirmer sa validité, en particulier dans le cas d'éprouvettes armées soumises à des charges. Dans le cadre de notre étude, où les éprouvettes ne sont ni chargées ni précontraintes, nous avons démontré que les zones armées ne présentent aucune résistance au transfert lorsqu'elles sont connectées à la surface. Toutefois, si cette observation était validée à travers des échantillons de dimensions supérieures sous charge, il serait nécessaire de réévaluer la représentativité de la perméabilité au gaz d'un béton non armé en ce qui concerne l'étanchéité d'une structure armée. Il est également important de noter que l'effet de la présence d'armatures sur la perméabilité est toujours plus significatif dans la direction parallèle aux armatures que dans la direction perpendiculaire, ce qui est en avec les longueurs développées d'interfaces acier/béton et avec

la forte porosité existante sous les barres, comme montré dans la partie V.5.2. Beaucoup de paramètres peuvent modifier l'amplitude de l'effet des armatures sur la perméabilité du béton armé (épaisseur d'enrobage, taille des granulats, taux d'armature, présence de contraintes...). Il sera donc important à l'avenir d'évaluer l'effet de ces paramètres sur la perméabilité à l'air des bétons armés.

Dans le cas du béton fissuré par le développement de la réaction alcali-granat, la présence d'armatures a eu pour effet de restreindre l'expansion du béton. Effectivement, à mesure que la densité d'armatures augmentait, l'expansion mesurée diminuait. Dans le cas du béton sans armature, une moyenne de 0,24 % d'expansion verticale a été enregistrée, tandis que cette valeur est descendue à 0,05 % pour la configuration 3D avec des armatures. Pour les mesures de perméabilité faites parallèlement aux armatures sur des prismes armés dans un seul plan (par une ou deux nappes), une dispersion importante des mesures de perméabilité a été observée. Elle s'explique par la présence dans ce cas d'une direction non armée perpendiculairement à laquelle des fissures de RAG peuvent se développer de manière aléatoire, conduisant à plus de dispersion dans la mesure (ce qui est cohérent avec la dispersion des expansions dans cette direction). Pour les mesures de perméabilité dans la direction perpendiculaire aux plans d'armature, la dispersion est bien plus faible. Tous les résultats obtenus entre 32% et 52% de saturation montrent une perméabilité du même ordre de grandeur que la perméabilité mesurée sur béton non endommagé par la RAG voire inférieure. Dans ce cas, la présence d'armatures rend la fissuration plus diffuse et moins ouvertes. Le phénomène de gonflement empêché conduit le béton à s'appuyer sur les armatures ce qui peut conduire à une fermeture des interfaces acier / béton. Cela facilite également le colmatage des fissures par les produits de RAG, ce qui peut entraîner une diminution de la perméabilité. Par exemple, dans le cas de la configuration 2D avec 2 nappes d'armatures, la perméabilité a diminué de plus de deux fois par rapport au cas de la configuration 2D avec 1 seule nappe d'armatures, même si les deux configurations avaient le même taux d'armatures, mais la meilleure répartition dans le volume de béton était meilleure dans le premier cas. Il est important de noter ici que les essais ont été réalisés sur des éprouvettes de petites dimensions non chargées et dans des conditions relativement homogènes, conduisant à des fissures peu ouvertes perpendiculairement aux plans armés. La présence de gradients importants (d'origines environnementale ou mécanique) peut être la cause de fissurations localisées d'ouverture plus importantes que celle obtenues ici, même pour des structures armées (Multon, et al., 2010). Ces fissures ouvertes auront un impact important à prendre en compte dans l'évaluation de l'étanchéité.

CONCLUSION GENERALE

La Réaction Sulfatique Interne (RSI) et la Réaction Alkali-Granulat (RAG) sont des pathologies de gonflement interne qui peuvent affecter certains ouvrages en béton. Elles se manifestent par la formation de nouvelles phases à l'intérieur des pores du béton durci. Cette formation couplée au manque d'espace disponible dans les pores, génèrent des contraintes de traction au sein de la matrice cimentaire, ce qui conduit à l'apparition de fissures et de gonflements et à des conséquences dommageables pour les structures touchées.

L'objectif principal de cette thèse était de pallier le manque de données expérimentales concernant l'évolution de la perméabilité à l'air des bétons armés endommagés par les réactions de gonflement interne. Dans cette perspective, des mesures de perméabilité à l'air ont été réalisées sur trois types de bétons : un béton témoin servant de référence et deux bétons soumis à des Réactions de Gonflement Interne (RGI). Les mesures présentées dans ce mémoire ont été effectuées sur des bétons présentant une réaction sulfatique interne et une réaction alcali-granulat afin de représenter différents types de fissuration. La mesure de la perméabilité à l'air présente un double intérêt. D'une part, elle permet de quantifier directement les variations de l'étanchéité à l'air, une caractéristique cruciale pour les ouvrages de confinement. D'autre part, en raison du faible couplage de ce transfert vis-à-vis du matériau, elle offre des enseignements qui peuvent être extrapolés à d'autres transferts, tels que le transfert hydrique.

L'étude a d'abord été réalisée sur des bétons en condition de gonflement libre. Dans ce cas, la fissuration induite par les RGI a une orientation aléatoire et ouverte. Dans un second temps, les mesures ont été réalisés sur des petits éléments de béton armé avec différentes orientations d'armatures. Dans ce cas, la présence des armatures modifie l'orientation de la fissuration et réduit son ouverture perpendiculairement aux aciers. Ces résultats fourniront une base solide pour une meilleure compréhension de l'impact des RGI sur la perméabilité à l'air des bétons armés et pour appliquer ces connaissances à d'autres aspects des transferts dans ces matériaux.

Les mesures de perméabilité ont été effectuées à plusieurs niveaux d'expansion et pour différents degrés de saturation afin d'évaluer l'impact de fissures plus ou moins interconnectées et ouvertes dans des conditions de service des structures et dans les conditions recommandées par les normes. De ce fait, la littérature montre que les fissures induites peuvent avoir été partiellement remplies de produits de réaction, le taux de remplissage dépendant de l'avancement de la réaction. L'évaluation de la fissuration a été abordée de manière globale, en mesurant les déformations dans les trois directions, et elle a été complétée par une analyse microscopique approfondie. Cette approche nous a permis d'établir des corrélations entre l'évolution de la perméabilité et l'évolution de l'expansion et de l'endommagement.

Le développement d'un appareil spécifique a permis de mettre au point une méthode de mesure de la perméabilité à l'air sur des éléments de béton de dimensions plus importantes que celles des échantillons utilisés pour la méthode Cembureau (épaisseur de 5 cm). L'intérêt premier de ce nouvel appareillage est de permettre la mesure de la perméabilité dans deux directions perpendiculaires sur des éléments pouvant contenir des armatures. Ce nouvel essai a ouvert la voie à l'utilisation d'éléments de béton de taille plus représentative, assurant ainsi une meilleure

représentation de la perméabilité globale du matériau contenant un ferrailage. Cette étude expérimentale servira de base pour évaluer la capacité des modèles de réactions de gonflement interne à rendre compte de des phénomènes de fissuration dans les éléments de béton armé soumis à des RGI. Par conséquent, elle permettra d'étendre leur utilisation à la prédiction des modifications des propriétés de transport induites par les réactions de gonflement interne, ainsi qu'à la prédiction des débits de fuite à travers les structures endommagées.

Dans le premier chapitre, nous avons réalisé une revue complète de l'état actuel des connaissances sur les propriétés de transport dans le béton, en explorant différents scénarios, à savoir : le béton sain (i), le béton fissuré par RGI (ii) et le béton armé atteint ou non de RGI (iii) :

- i. dans la pratique, la perméabilité représente une caractéristique macroscopique des matériaux poreux présentant une porosité ouverte interconnectée. En conséquence, de nombreuses études ont été entreprises pour établir une relation entre la structure poreuse et la perméabilité, dans le but de la prédire. La littérature a mis en évidence que plusieurs facteurs peuvent influencer la perméabilité à l'air d'un béton sain, tels que la porosité, le rapport eau/ciment, la durée de la cure, la nature des granulats, l'incorporation d'ajouts minéraux, ainsi que d'autres paramètres,
- ii. notre attention s'est particulièrement portée sur l'évaluation de l'impact de la fissuration sur la perméabilité du béton. La littérature a clairement démontré que les fissures créent des chemins préférentiels pour la pénétration d'agents agressifs à l'intérieur du béton et peuvent également provoquer des fuites d'air, notamment dans le cas de structures de confinement. Par conséquent, il est essentiel de comprendre le rôle de la fissuration sur les propriétés de transfert et la durabilité du béton, qu'elle soit d'origine mécanique, thermique ou chimique,
- iii. nous avons également examiné l'impact de la présence d'armatures sur la perméabilité à l'air du béton. Plus spécifiquement, les enceintes de confinement des centrales nucléaires renferment une quantité significative d'armatures et de gaines de précontrainte. Ce réseau complexe d'armatures actives et passives génère de nombreuses interfaces dans le béton, qui peuvent se connecter pour former des chemins préférentiels de perméation. Des travaux récents dans la littérature se sont attelés à identifier les mécanismes d'écoulement au sein du béton armé. Il a été observé que les interfaces entre l'acier et le béton créent des zones de moindre résistance aux flux d'air à travers le matériau. Par conséquent, ces interfaces peuvent altérer les cinétiques et les débits globaux traversants, notamment en réduisant les temps nécessaires pour atteindre un régime permanent d'écoulement à travers le béton armé.

En outre, nous avons réalisé une synthèse des dispositifs de mesure de la perméabilité du béton répertoriés dans la littérature. Pour notre étude, nous avons choisi d'utiliser le perméamètre Cembureau, qui fait office de référence dans la mesure de perméabilité en surpression dans le cadre des normes actuelles, ainsi qu'une technique utilisant une double cloche en dépression pour mesurer la perméabilité à l'air. Il convient de noter que le fonctionnement de ces deux dispositifs est similaire. Ce sont des perméamètres à charge constante, fonctionnant en régime permanent. La principale différence réside dans le fait que la double cloche fonctionne en dépression, tandis que le perméamètre Cembureau fonctionne en appliquant une surpression.

Cette revue bibliographique a permis de mettre en évidence les besoins en recherche concernant la perméabilité à l'air des bétons armés atteints de RGI, puisque les résultats sont à ce jour très peu nombreux et n'ont été réalisés qu'à des états de saturation non représentatifs des conditions de service des structures.

Le deuxième chapitre a permis de fournir une description détaillée du programme expérimental que nous avons mis en place. Ce programme visait principalement à répondre à deux objectifs essentiels : tout d'abord, suivre les réactions de gonflement interne dans le temps. Étant donné que ces réactions se déroulent lentement dans le béton en conditions environnementales réelles, nous avons adapté les essais accélérés initialement développés par l'UGE avant de les mettre en œuvre. Les adaptations sont les mêmes que celles proposées par Jabbour dans son travail de thèse. Deux types de réactions ont été étudiés :

- la Réaction Sulfatique Interne (RSI) ;
- la Réaction Alkali-Granulat (RAG).

Les protocoles de caractérisation physico-chimique et mécanique ont été présentés, accompagnés du suivi de la masse et de la déformation, permettant d'évaluer l'évolution des pathologies dans le béton. L'observation de l'expansion des échantillons a révélé que le béton de référence, exempt de toute pathologie interne, a maintenu un niveau de gonflement hydrique en dessous de la limite de 0,04%, définie par la méthode d'essai n°66 de l'UGE en vigueur depuis 2007. En effet, il a enregistré une expansion de 0,025% après de 600 jours de suivi. En ce qui concerne le béton affecté par la RSI, il a manifesté une phase latente prolongée d'environ 80 jours, suivie d'une phase d'accélération d'environ 250 jours pour atteindre un gonflement de 0,27%. Il a ensuite continué à gonfler, atteignant une expansion totale de 0,39% après près de 700 jours de suivi. Quant au béton soumis à la RAG, il a connu une phase latente plus courte d'environ 40 jours, suivie d'une phase d'accélération d'environ 100 jours pour atteindre un gonflement de 0,25%. Finalement, il a connu une phase de stabilisation où aucune variation d'expansion n'a été observée.

Dans ce deuxième chapitre, nous avons également présenté les approches adoptées pour chaque composante de la campagne expérimentale. En substance, cette étape se divise en deux sections principales. La première section se consacre à la présentation des résultats et à l'analyse de l'évolution de la perméabilité à l'air des bétons développant les RGI en utilisant le perméamètre Cembureau. Dans cette section, nous avons également évalué d'autres propriétés mécaniques et physico-chimiques pertinentes. La deuxième section expose et analyse les résultats obtenus sur des éprouvettes armées qui développent des RGI. Il convient de noter que les mesures de perméabilité ont été effectuées à l'aide du nouveau dispositif développé au LMDC capable d'effectuer des mesures en dépression sur petits éléments armés.

Le chapitre 3 se focalise sur l'évaluation des altérations des propriétés de transport dans les bétons soumis à des réactions de gonflement interne pour des bétons non armés. En ce qui concerne la porosité accessible à l'eau, les résultats indiquent que l'augmentation du gonflement entraîne une légère augmentation de 8 % de la porosité du béton RSI, tandis que l'augmentation de porosité du béton RAG, si elle existe avec le développement de l'expansion, n'a pu être mise en évidence par la technique de mesure utilisée. La porosité totale du béton témoin reste elle

stable. Les mesures de poro-mercure révèlent que la fissuration induite par la RSI a un impact limité sur la taille des pores, tandis que la RAG provoque une réduction de 29% de la taille des pores. Une partie de cette réduction de la taille des pores est due à la poursuite de l'hydratation, car la même tendance a été observée pour le béton témoin. Les réactions de gonflement interne ont également un impact sur la cinétique des écoulements, en favorisant une augmentation des fissures qui réduit le temps nécessaire pour atteindre le régime permanent.

Ce chapitre comble une lacune en fournissant des informations essentielles sur l'impact du développement des réactions de gonflement interne sur les bétons, en se concentrant particulièrement sur des niveaux de saturation élevés. Les résultats indiquent que, quelle que soit la nature de la réaction de gonflement interne, l'augmentation du gonflement se traduit par une augmentation de la perméabilité. La contribution des fissures à la perméabilité à l'air dépend de leur taille, de leur densité et de leur interconnectivité. La RAG, générant des fissures localisées avec des ouvertures importantes, a un impact significatif sur l'augmentation de la perméabilité par rapport à la RSI, où les fissures sont diffuses dans le matériau et dont les ouvertures sont moins importantes. À des niveaux de saturation élevés dépassant 60%, la perméabilité est principalement influencée par les fissures induites par les RGI, tandis que la contribution du réseau poreux encore presque saturé est négligeable. Cependant, à mesure que le béton sèche, la contribution du réseau poreux augmente progressivement. Entre 20% et 40% de saturation, la part de l'impact des fissures diminue. À des saturations faibles entre 0% et 3%, les données relatives aux dommages liés aux réactions de gonflement interne sont limitées, soulignant ainsi l'importance de cette étude et des mesures aux saturations plus élevées.

Pour les deux types de RGI et quel que soit le niveau d'expansions, la loi de Klinkenberg reste valable en surpression. Les mesures de perméabilité effectuées sur le béton soumis à la RSI confirment la continuité de la linéarité dans le domaine des mesures en dépression, que ce soit à l'état initial ou fissuré. Cependant, cette linéarité dans le domaine des mesures en dépressions est moins évidente pour les échantillons présentant un gonflement élevé (0,22%) à des niveaux de saturation très faibles (0% et 3%). Pour le béton affecté par la RAG, la continuité de la loi de Klinkenberg dans le domaine des mesures en dépression n'est pas systématiquement respectée une fois que des niveaux de gonflement modérés (supérieurs à 0,06%) sont atteints, et la divergence par rapport à la droite de Klinkenberg augmente également avec la diminution du taux de saturation. L'importance de l'ouverture des fissures induites par les RGI aux niveaux d'expansion les plus élevés et par le séchage lié au préconditionnement des éprouvettes a donc un effet important sur le régime d'écoulement dans le béton fissuré. Dans ce cas, les perméabilités mesurées par les techniques utilisant une dépression ne peuvent pas être reliées aux perméabilités apparentes en surpression par une loi linéaire.

Dans le chapitre 4, nous avons procédé à une évaluation quantitative de l'étendue des endommagements subis par les bétons soumis à des réactions de gonflement interne en utilisant des mesures des modules statiques et dynamiques. L'évolution des propriétés mécaniques des bétons au fur et à mesure du développement des réactions de gonflement interne a révélé une diminution des modules statique et dynamique pour chaque pathologie en développement alors que le béton témoin voit ses propriétés mécaniques légèrement augmenter du fait de la poursuite de l'hydratation du ciment. Cependant, cette réduction n'a pas été uniforme pour les deux

modules, créant ainsi une divergence en fonction de l'expansion des bétons : le module dynamique a indiqué un niveau d'endommagement inférieur par rapport au module statique pour les deux pathologies. Il est important de noter qu'au fil du temps, il se produit une compétition entre l'effet bénéfique de l'hydratation du ciment avec une tendance à améliorer les propriétés mécaniques et l'effet préjudiciable des endommagements causés par les réactions de gonflement interne. En utilisant la loi de Capra et Sellier, nous avons calculé les endommagements associés à la RAG et à la RSI en tenant compte du gain apporté par l'hydratation continue du ciment tout au long du développement de la pathologie. Dans notre étude, les endommagements calculés pour un même niveau d'expansion sont systématiquement plus importants dans le cas de la RAG que dans celui de la RSI.

En ce qui concerne le lien entre propriétés de transfert et état mécanique des bétons dégradés, nous observons une forte corrélation entre la perméabilité relative et les deux variables couramment utilisées pour décrire l'état mécanique des bétons atteints de RGI : les expansions et les endommagements. Ainsi, la corrélation entre la perméabilité relative et les expansions est linéaire pour les degrés de saturations des structures en service pour les deux types de RGI. Pour les degrés de saturation recommandés par les normes pour la mesure de perméabilité à l'air, la corrélation devient non linéaire, ce qui pourrait s'expliquer par une augmentation de la contribution des fissures induites par le séchage à 80 et 105 °C pendant le préconditionnement. Concernant la corrélation entre perméabilité relative et endommagement :

- pour des niveaux de saturation élevés (Sr60 et Sr80%), la perméabilité relative augmente de manière significative à tous les niveaux d'endommagements, que ce soit pour le béton soumis à la RSI ou à la RAG,
- pour des niveaux de saturation modérés (Sr20 et Sr40%), l'augmentation de la perméabilité relative progresse d'une manière plus modérée avec l'augmentation du taux de saturation, quelle que soit l'ampleur des endommagements.

Cependant, il est à noter que pour une même expansion, les endommagements résultant du développement de la RSI sont significativement moins importants que ceux induits par la RAG, bien que les effets sur la perméabilité relative soient similaires pour des saturations inférieures ou égales à 60%. Toutefois, pour des niveaux de saturation faibles, nous observons des comportements distincts entre les deux bétons RSI et RAG. Dans le cas du béton RAG, l'endommagement est élevé, ce qui se traduit par une faible perméabilité relative, tandis que pour le béton RSI, les endommagements sont limités, mais la perméabilité relative reste élevée. Finalement, l'analyse des résultats obtenus révèle que la corrélation entre la perméabilité relative et les endommagements n'obéit pas à une relation exponentielle dans les conditions de service pour les bétons RSI et RAG. Par conséquent, au lieu de nous appuyer sur la littérature existante, nous avons proposé une loi originale basée sur les analyses spécifiques réalisées au cours de cette étude de recherche.

Le chapitre 5 introduit une étude innovante qui comprend plusieurs étapes cruciales. Tout d'abord, nous avons développé un nouveau protocole d'essai ainsi qu'un nouvel appareil dédié à la mesure de la perméabilité à l'air sous dépression, offrant ainsi la possibilité de réaliser des mesures dans deux directions orthogonales. Conçu spécifiquement pour évaluer la perméabilité de petits éléments de structure parallélépipédiques, cet appareil permet de reproduire fidèlement

les configurations présentes dans les structures massives réelles. En outre, il permet de faire des essais sur des échantillons armés tout en restant représentatif d'un ouvrage de site. De plus, il minimise le risque de refermeture des fissures dans les éléments fissurés, la mesure en dépression permettant d'éviter l'usage d'une forte pression de confinement pour l'étanchéité. En raison de la nature novatrice de cet appareil, des tests de validation ont été conduits afin de garantir son bon fonctionnement et la concordance des résultats donnés par rapport aux appareillages de référence actuels.

En ce qui concerne le béton sain à l'état initial, la présence d'armatures a eu pour conséquence une augmentation de la perméabilité, avec un effet plus prononcé dans la direction parallèle aux armatures que dans la direction perpendiculaire à celle-ci. L'impact de la présence d'armatures sur la perméabilité dépend à la fois de la quantité d'armatures intégrées dans la structure, ainsi que de leur disposition par rapport au passage du flux d'air lors de la mesure de perméabilité. À mesure que la densité d'armatures augmente, passant d'une nappe centrale à deux nappes réparties dans le volume, la perméabilité à l'air augmente également. Dans le contexte des enceintes nucléaires et d'autres structures fortement armées, les nombreuses interfaces entre l'acier et le béton deviennent fortement interconnectées lorsque la saturation du béton diminue. Il est donc essentiel de tenir compte de ces interfaces lors de l'évaluation de la durabilité des structures, en particulier en ce qui concerne l'étanchéité. De plus, il est important de noter que l'effet de la présence d'armatures sur la perméabilité est plus marqué dans la direction parallèle aux armatures que dans la direction perpendiculaire, en raison des longueurs développées d'interfaces acier-béton et de la porosité significative existant sous les barres.

Pour le béton fissuré suite au développement de la réaction alcali-granulat, la présence d'armatures a eu pour effet de limiter l'expansion du béton, ce qui est conforme aux constatations de la littérature. À mesure que la densité d'armatures augmentait, l'expansion mesurée diminuait. Lors de mesures de perméabilité effectuées dans le sens parallèle aux armatures sur des prismes armés dans un seul plan, nous avons observé une dispersion plus marquée des résultats, liés à une fissuration plus ou moins importante en fonction des échantillons. En revanche, les mesures de perméabilité dans la direction perpendiculaire aux plans d'armature ont montré une dispersion moindre. Pour des saturations comprises entre 40 et 60 %, la perméabilité était du même ordre de grandeur que celle mesurée sur du béton non endommagé par la réaction alcali-granulat, voire inférieure, ce qui montre le faible impact des RGI sur la perméabilité mesurée perpendiculairement aux plans des armatures. Cependant, il est important de noter que nos essais ont été réalisés sur des échantillons de petites dimensions (12,5 x 12,5 x 25 cm³) et dans des conditions relativement homogènes, ce qui a conduit à des fissures peu larges perpendiculairement aux plans d'armature. Dans des situations présentant d'importants gradients (d'origine environnementale ou mécanique), des fissures plus larges pourraient se former, ce qui aurait un impact significatif sur l'étanchéité et devrait être pris en compte lors de l'évaluation de la durabilité.

PERSPECTIVES

Les recherches menées au cours de cette thèse ont considérablement amélioré notre compréhension de l'évolution des propriétés de transport dans les bétons soumis à des réactions de gonflement interne. Cependant, malgré l'ampleur du programme expérimental et des analyses réalisées, plusieurs pistes restent à explorer. Ces actions, regroupées dans les perspectives futures, peuvent être divisées en deux catégories : expérimentation et modélisation.

Au niveau expérimental, les prochaines étapes envisagées sont les suivantes :

A court-terme :

- poursuivre le programme expérimental sur les éprouvettes prismatiques endommagées par la RAG jusqu'à atteindre des états de séchage complet définis par les normes, à savoir 0% à 105°C. Ceci permettra d'obtenir une série complète de résultats de perméabilité à l'air sur éléments armés sur l'ensemble du domaine de saturation, en conditions de services (saturation entre 20% et 80%) et en conditions normatives (saturation entre 0% et 3%),
- compléter l'étude de la perméabilité sur éprouvettes armées atteintes de RAG par une analyse similaire pour le béton développant la RSI. Cette série de coulages sera complémentaire aux éprouvettes prismatiques armées de RAG décrites dans le chapitre 5. Les mesures de perméabilité sur les éprouvettes RSI subissant des gonflements permettront une meilleure compréhension de l'impact des expansions dues à la RSI sur la perméabilité à l'air, notamment dans le cas de structures renforcées,

A moyen-terme :

- compléter l'analyse de la perméabilité des éléments armés atteints de RGI pour des expansions plus faibles. Les résultats obtenus dans ce travail l'ont été pour un gonflement important (0,22% dans la direction verticale des éprouvettes en gonflement libre). Cela a conduit à un fort confinement par les aciers et à une réduction plus ou moins importantes des interfaces acier/béton. Il semble désormais crucial de vérifier ce qui se passe à des expansions plus faibles, plus représentatives de structures réelles. Les interfaces seraient alors peu impactées par le gonflement et les premières fissurations de RGI (dès 0,06% d'expansion) pourraient connecter les armatures aux surfaces extérieures. La perméabilité pourrait être temporairement supérieure à ce qu'ont montré nos mesures avant fissuration et après forte expansion.

A long-terme :

- Rechercher des méthodes pour atteindre les taux de saturation faibles sans avoir recours à une augmentation significative de la température de séchage, car cette dernière semble altérer de manière significative la microstructure du matériau, influençant ainsi ses propriétés de transport. Sur la même problématique, avoir une réflexion sur l'homogénéisation des échantillons testés afin de tenter d'éliminer les différences de flux à travers le béton de peau et le béton de cœur pour la mesure sur prismes ;
- étudier l'évolution de la perméabilité à l'air des bétons développant les RGI sous l'influence de contraintes mécaniques, telles qu'en condition de fluage. Ces essais permettraient

d'évaluer l'effet de la fissuration anisotrope sous l'effet de contraintes de compression sans interaction avec l'interface acier/béton.

Du point de vue de la modélisation, les prochaines étapes envisagées sont les suivantes :

- implémenter les lois empiriques obtenues pendant ce travail de thèse dans un modèle numérique afin de prendre en compte les modifications des interactions au sein du réseau poreux pendant le développement de RGI. Cela permettrait de mieux représenter l'impact de la fissuration sur les coefficients de transfert et ainsi d'améliorer la prédiction des flux,
- continuer l'étude de l'effet des interfaces acier-béton en utilisant une modélisation numérique à l'échelle du matériau pour évaluer de manière précise l'impact de ces interfaces sur les mécanismes d'écoulement dans le béton armé. Différentes dimensions d'acier pourraient être expérimentalement étudiées pour compléter la présente étude sur les caractéristiques des interfaces, telles que la rugosité et la tortuosité, dans le but d'aboutir à une représentation fiable de la largeur des ouvertures de ces interfaces.

Les travaux présentés dans cette thèse représentent une première étape importante dans la compréhension de l'évolution des propriétés de transport et de la prédiction des flux dans les bétons endommagés par les RGI et du rôle des armatures. Il est donc essentiel de poursuivre ces recherches afin d'approfondir nos connaissances dans ce domaine et d'être en mesure de garantir l'étanchéité des structures pouvant être impactées par les RGI.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abbas A [et al.]** Gas permeability of concrete in relation to its degree of saturation [Revue] // Materials and structures. - [s.l.] : Materials and structures, 1999. - Vol. 32, 3-8.
- Abbas A** Écoulements gazeux dans les bétons partiellement saturés: Application à la mesure de perméabilité [Livre]. - Toulouse, INSA : Thèse de doctorat, 1998.
- Abdou Ibro M** Vers la prédiction des cinétiques de rééquilibrage entre 2 milieux initialement en conditions de saturation différentes [Livre]. - [s.l.] : (Doctoral dissertation, Toulouse 3), 2020.
- AFPC-AFREM** Méthodes Recommandées pour la Mesure des Grandeurs Associées à la Durabilité, Compte-rendu des Journées Techniques AFPC AFREM [Revue]. - Toulouse : [s.n.], 1997.
- Al Shamaa M [et al.]** Coupling between mechanical and transfer properties and expansion due to DEF in a concrete of a nuclear power plant [Revue]. - [s.l.] : Nuclear engineering and design, 2014. - Vol. 266, 70-77.
- Al Shamaa M** Étude du risque de développement d'une réaction sulfatique interne et de ses conséquences dans les bétons de structure des ouvrages nucléaires [Livre]. - Thèse à l'Université Paris-Est : [s.n.], 2012.
- Aldea C M [et al.]** Estimation of water flow through cracked concrete under load [Revue] // Materials Journal. - [s.l.] : Materials Journal, 2000. - Vol. 97(5). - pp. 567-575.
- Aldea C M [et al.]** Permeability of cracked concrete [Revue] // Materials and structures - Springer. - 1999. - pp. 370 - 376.
- Angst U** Chloride induced reinforcement corrosion in concrete: Concept of critical chloride content—methods and mechanisms [Livre]. - 2011.
- Aryan H [et al.]** ASR Degradation and Expansion of Plain and Reinforced Concrete [Revue] // Structures Congress. - [s.l.] : Structures Congress, 2020 - Reston, VA: American Society of Civil Engineers : Vol. pp. 303-315
- Baghdadi N** Modélisation du couplage chimico-mécanique d'un béton atteint d'une réaction sulfatique interne [Livre]. - Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris : [s.n.], 2008.
- Banthia N [et al.]** Permeability of stressed concrete and role of fiber reinforcement [Revue] // ACI materials journal - American Concrete Institute. - 2007. - p. 70.
- Banthia N [et al.]** Permeability of concrete under stress [Revue] // Cement and Concrete Research - Elsevier. - [s.l.] : Cement and Concrete Research, 2005. - Vol. 35(9), 1651-1655. - pp. 1651-1655.
- Baroghel Bouny V** Nouvelle approche performantielle et prédictive fondée sur les indicateurs de durabilité [Livre]. - Paris, France : Laboratoire Central des ponts et chaussées, 2005.
- Baroghel Bouny V** Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons-Méthodes, analyse, interprétations [Livre]. - Paris: Laboratoire central des Ponts et Chaussées : Thèse de doctorat, 1994.
- Baron J [et al.]** La durabilité des bétons [Livre]. - [s.l.] : Presses de l'Ecole nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1992.
- Bazant Z P [et al.]** Effect of cracking on drying permeability and diffusivity of concrete [Revue] // ACI materials journal. - 1987. - pp. 84(5), 351-357.
- Belarbi A [et al.]** Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete [Revue]. - [s.l.] : ACI structural journal, 1994. - Vol. volume 91, n°4.
- Benboudjema F [et al.]** Early-age behaviour of concrete nuclear containments [Revue]. - [s.l.] : Nuclear engineering and design, 2008. - Vol. 238(10), 2495-2506.
- Bentz D P [et al.]** Multi-scale investigation of the performance of limestone in concrete [Revue]. - [s.l.] : Construction and Building Materials, 2015. - Vol. 75, 1-10.

Beushausen H [et al.] The influence of aggregate type on the strength and elastic modulus of high strength concrete [Revue]. - [s.l.] : Construction and Building Materials, 2015. - Vol. 74, 132-139.

Bhargava A [et al.] Permeability of concrete with fiber reinforcement and service life predictions [Revue] // Materials and Structures - Springer. - 2008. - pp. 363-372.

Billard Y Contribution à l'étude des transferts de fluides au sein d'une paroi en béton: application au cas des enceintes de confinement en conditions d'épreuve et accidentelle [Revue] // Doc'INSA-INSA de Lyon. Thèse de doctorat - 2003.

Bonnet S Matériaux cimentaires à haute déformabilité par incorporation de granulats issus du broyage de pneus usagés [Livre]. - Université Toulouse III : [s.n.], 2004.

Bouzabata H [et al.] Effects of restraint on expansion due to delayed ettringite formation [Revue] // Cement and Concrete Research. - 2012. - pp. vol. 42, no 7, p. 1024-1031.

Briffaut Numerical simulations of the QAB and Langavant semi-adiabatic tests: Analysis and comparison with an experimental campaign [Livre]. - Laboratoires des Ponts et chaussées : [s.n.], 2010.

Brue F Rôles de la température et de la composition sur le couplage thermo-hydro-mécanique des bétons [Livre]. - (Doctoral dissertation, Ecole centrale de Lille) : [s.n.], 2009.

Brunetaud X [et al.] Effect of curing conditions and concrete mix design on the expansion generated by delayed ettringite formation [Revue] // Materials and Structures - Springer. - [s.l.] : Materials and Structures, 2007. - Vol. 40, 567-578. - pp. 567-578.

Brunetaud X Étude de l'influence de différents paramètres et de leurs interactions sur la cinétique de l'amplitude de la réaction sulfatique interne au béton [Livre]. - Thèse de l'École Centrale des Arts et Manufacteurs ; Ecole centrale Paris : [s.n.], 2005.

Bultee D [et al.] Alkali-silica reaction: a method to quantify the reaction degree [Revue] // Cement and concrete research - Elsevier. - [s.l.] : Cement and concrete research, 2002. - Vol. 32(8), 1199-1206. - pp. 1199-1206.

Cagnon H Influence des variations thermo-hydro-mécaniques sur le comportement différé du béton [Livre]. - Toulouse : Thèse de doctorat, 2015.

Capra B [et al.] Orthotropic modelling of alkali-aggregate reaction in concrete structures: numerical simulations [Revue] // Mechanics of Materials. - [s.l.] : Mechanics of materials, 2003. - Vol. 35(8), 817-830. - pp. 817-830.

Carcasses M [et al.] An optimised preconditioning procedure for gas permeability measurement [Revue] // Materials and Structures - Springer. - 2001. - pp. 22-27.

Carman Philip C Flow of gases through porous media [Revue] // Academic. - 1956.

Castel A [et al.] Effect of reinforcing bar orientation and location on bond with self-consolidating concrete [Revue] // ACI Materials Journal. - 2006. - pp. 103(4), 559.

Castel A [et al.] Influence of steel-concrete interface quality on reinforcement corrosion induced by chlorides [Revue] // Magazine of Concrete Research. - 2003. - pp. 55(2), 151-159.

Chatterji S [et al.] Some fundamental aspects of alkali-silica reaction [Section] // Proc., 11th AAR Inter. Conf.. - Québec, Canada : [s.n.], 2000.

Chen W [et al.] Etude probabiliste du comportement au jeune âge : expérience, modélisation et application à une enceinte [Revue] // Rapport technique, LMT, ENS Cachan. - 2011.

Chérueil A [et al.] Unrestrained ASR volumetric expansion for mass concrete structures: Review and experimental investigation using 3d laser scanning [Revue]. - [s.l.] : Construction and Building Materials, 2023. - Vol. 399, 132565.

Choinska M [et al.] Effects and interactions of temperature and stress-level related damage on permeability of concrete [Revue]. - [s.l.] : Cement and Concrete Research, 2007. - Vol. 37(1), 79-88.

- Choinska M** Effets de la température, du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure [Livre]. - Ecole Centrale de Nantes (ECN) ; Université de Nantes : [s.n.], 2006.
- Desmettre C** Contribution à l'étude de la perméabilité du béton armé sous sollicitations statiques et cycliques [Livre]. - Montréal, Canada : [s.n.], 2011.
- Dhir R K [et al.]** PFA concrete: chloride diffusion rates [Revue] // Magazine of Concrete Research. - [s.l.] : Magazine of Concrete Research, 1993. - Vol. 45(162), 1-9. - pp. 1-9.
- Dhir R K [et al.]** Near surface characteristics of concrete: intrinsic permeability [Revue] // Magazine of concrete research. - [s.l.] : Magazine of concrete research, 1989. - Vol. 41(147), 87-97.
- Diab S H [et al.]** Changes in mechanical properties and durability indices of concrete undergoing ASR expansion [Revue] // Construction and Building Materials. - 2020. - pp. 251, 118951.
- Diamond S [et al.]** The ITZ in concrete - a different view based on image analysis and SEM observations [Revue] // Cement and concrete composites. - [s.l.] : Cement and concrete composites, 2001. - Vol. 23(2-3), 179-188. - pp. 179-188.
- Dron R [et al.]** Thermodynamic and kinetic approach to the alkali-silica reaction. Part 2: Experiment [Revue] // Cement and Concrete Research - Elsevier. - [s.l.] : Cement and Concrete Research, 1993. - Vol. 23(1), 93-103. - pp. 93-103.
- Dullien F A** Porous media: fluid transport and pore structure [Livre]. - [s.l.] : Academic press, 2012.
- EC2 : EN1992-1-1** Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1(1), EN1992-1-1 [Livre]. - 2004.
- Edwin R S [et al.]** Influence of intensive vacuum mixing and heat treatment on compressive strength and microstructure of reactive powder concrete incorporating secondary copper slag as supplementary cementitious material [Revue] // Construction and building materials. - [s.l.] : Construction and building materials, 2017. - Vol. 155, 400-412. - pp. 155, 400-412.
- Escadeillas G [et al.]** Some factors affecting delayed ettringite formation in heat-cured mortars [Revue] // Cement and Concrete Research. - 2007. - pp. 37(10), 1445-1452.
- Esposito R [et al.]** Degradation of the mechanical properties in ASR-affected concrete: Overview and modeling [Revue] // Numerical Modeling Strategies for Sustainable Concrete Structures. - 2012. Delft University of Technology, The Netherland
- Fal D FAL Dullien: Porous Media; Fluid Transport and Pore Structure, Academic Press, New York and London, 1979 [Revue]. - 1981. - p. 1549.**
- Farra B** Influence de la résistance du béton et de son adhérence avec l'armature sur la fissuration [Livre]. - [s.l.] : Thèse de doctorat, 1995.
- Favre R [et al.]** Dimensionnement des structures en béton - Dalles, murs, colonnes et fondations [Revue]. - [s.l.] : Traité de génie Civil, volume 8, 1996. - Vol. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, 2ème édition.
- Feldman R F [et al.]** A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties [Revue] // Matériaux et Construction. - [s.l.] : Matériaux et Construction, 1968. - Vol. 1, 509-520. - pp. 509-520.
- FIB Federation International du Beton** Model Code 2010 [Livre]. - Lausanne, Switzerland : [s.n.], 2010.
- Flatt [et al.]** Thermodynamics of crystallisation stresses in DEF [Revue] // Cement and Concrete Research. - 2008.
- Freiesleben Hansen P [et al.]** Maturity computer for controlled curing and hardening of concrete [Revue] // Nordisk Betong. - 1977. - pp. 21-25.

Fu Y [et al.] Significance of pre-existing cracks on nucleation of secondary ettringite in steam cured cement past [Revue] // Cement and Concrete research - Elsevier. - [s.l.] : Cement and Concrete research, 1994. - Vol. 24(6), 1015-1024. - pp. 1015-1024.

Fu Y [et al.] Microcracking as a precursor to delayed ettringite formation in cement systems [Revue] // Cement and Concrete research - Elsevier. - [s.l.] : Cement and Concrete research, 1996. - Vol. 26(10), 1493-1498. - pp. 1493-1498.

Fu Y Expansion of Portland cement mortar due to internal sulfate attack [Revue] // Cement and Concrete Research. - 1997. - pp. 1299-1306.

Gallé C Effect of drying on cement-based materials pore structure as identified by mercury intrusion porosimetry: A comparative study between oven-, vacuum-, and freeze-drying [Revue] // Cement and concrete research. - 2001. - pp. 1467-1477.

Gao X X Alkali-silica reaction expansion: Pessimism effect versus scale effect [Revue] // Cement and Concrete Research. - 2013. - pp. 25-33.

Garcia-Diaz E [et al.] Mechanism of damage for the alkali--silica reaction [Revue] // Cement and concrete research - Elsevier. - [s.l.] : Cement and concrete research, 2006. - Vol. 36(2), 395-400. - pp. 395-400.

Gardner D Experimental and numerical studies of the permeability of concrete [Livre]. - Cardiff University : [s.n.], 2005.

Glasser L S [et al.] The chemistry of 'alkali-aggregate' reaction [Revue] // Cement and concrete research - Elsevier. - [s.l.] : Cement and concrete research - Elsevier, 1981. - Vol. pp. 1-9. - pp. 1-9.

Godart B [et al.] Approche performantielle de la durabilité des ouvrages d'art en béton: présentation et exemples d'application sur le réseau de la DIR Centre Est [Livre]. - [s.l.] : GC 2011, 2011. - Vol. pp 8.

Godart B [et al.] Alcali-réaction dans les structures en béton: Mécanisme, pathologie et prévention [Revue] // Techniques de l'Ingenieur. - [s.l.] : Techniques de l'Ingenieur, 2008. - Vol. pp 19. - p. 19.

Godart B [et al.] Réaction sulfatique interne dans les structures en béton – Mécanisme, pathologie et prévention [Livre]. - 2009.

Godart B [et al.] Lessons learned from structures damaged by delayed ettringite formation and the French prevention strategy [Revue] // Fifth international conference on Forensic Engineering, Institution of Civil Engineers. - 2013. - p. 12.

Grattan-Bellew P E [et al.] Effect of aggregate particle size and composition on expansion of mortar bars due to delayed ettringite formation [Revue]. - [s.l.] : Cement and concrete research, 1998. - Vol. 28(8), 1147-1156.

Grimal E [et al.] Creep, shrinkage, and anisotropic damage in alkali-aggregate reaction swelling mechanism-Part I: A constitutive model [Revue] // ACI materials journal. - [s.l.] : ACI materials journal, 2008. - Vol. 105(3), 227. - pp. 105(3), 227.

Guédon-Dubied J S [et al.] Etude du calcaire Tournaisien de la carrière Cimescaut à Antoing (Belgique). Analyse pétrographique et chimique et réactivité aux alcalins [Revue] // Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées. - [s.l.] : Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, 2000. - Vol. 226, 57-66. - pp. 57-66.

Hachem Y [et al.] Physical, Mechanical and Transfer Properties at the Steel-Concrete Interface: A Review [Revue] // Buildings. - 2023. - pp. 13(4), 886.

Harnisch J [et al.] Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt unter Berücksichtigung der Kontaktzone zwischen Stahl und Beton [Revue] // Beton-und Stahlbetonbau. - 2011. - pp. 106(5), 299-307.

Heinz D [et al.] Delayed ettringite formation in heat treated mortars and concretes [Revue] // Concrete Precasting Plant and Technology. - [s.l.] : Concrete Precasting Plant and Technology, 1989. - Vol. pp. 56-61. - pp. 56-61.

Heinz D [et al.] Present state of investigation on damaging late ettringite formation (DLEF) in mortars and concretes, in ettringite the sometimes host of destruction [Livre]. - 1999.

Hilaire Etude des déformations différées des bétons en compression et en traction, du jeune au long terme : application aux enceintes de confinement [Livre]. - ENS Cachan : [Thèse de doctorat], 2014.

Horne A T [et al.] Quantitative analysis of the microstructure of interfaces in steel reinforced concrete [Revue] // Cement and Concrete Research. - 2007. - pp. 37(12), 1613-1623.

Ismail M Étude des transferts et de leurs interactions avec la cicatrisation dans les fissures pour prolonger la durée de service des infrastructures (ponts, centrales nucléaires) [Thèse de doctorat]. - Toulouse, INSA : [s.n.], 2006.

Jabbour J Méthodes d'essais de vieillissement accéléré des bétons à l'échelle des ouvrages. ENS Cachan [Thèse de doctorat]. - 2018.

Jacobsen S [et al.] Concrete cracks I: durability and self healing - a review [Revue] // Proc Consec. - [s.l.] : Proc Consec, 1998. - Vol. 98, 217-231. - pp. 217--231.

Jones A E K [et al.] The effects of restraint on ASR expansion of reinforced concrete [Revue] // Magazine of Concrete Research. - 1996. - pp. 48(174), 1-13.

Jones TN New interpretation of alkali-silica reaction and expansion mechanisms in concrete [Revue] // Chemistry and industry. - 1988. - pp. 4-40.

Karthik M M [et al.] ASR/DEF related expansion in structural concrete: Model development and validation [Revue]. - [s.l.] : Construction and Building Materials, 2016. - Vol. 128, 238-247.

Kawabata Y [et al.] The influence of restraint on the expansion of concrete due to delayed ettringite formation [Revue]. - [s.l.] : Cement and Concrete Composites, 2021. - Vol. 121, 104062.

Kchakech B Etude de l'influence de l'échauffement subi par un béton sur le risque d'expansions associées à la réaction sulfatique interne [Livre]. - Université Paris-Est, Paris : [s.n.], 2016.

Kermani A Permeability of stressed concrete: Steady-state method of measuring permeability of hardened concrete studies in relation to the change in structure of concrete under various short-term stress level [Revue] // Building research and information - Taylor & Francis. - 1991. - pp. 360-366.

Khelidj A [et al.] Transferts dans les betons et durabilite des ouvrages. Determination experimentale des gradients resultant d'une interaction hydratation-sechage dans une dalle de beton [Revue]. - [s.l.] : études et recherches des laboratoires des ponts et chaussees-serie ouvrages d'art, 2002. - Vol. (OA 39).

Klinkenberg LJ The permeability of porous media to liquids and gases - Drilling and production practice [Livre]. - 1941.

Kollek JJ The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method—a recommendation [Revue] // Materials and structures - Springer - volume : 22 - number : 3. - 1989. - pp. 225-230.

Larbi JA Microstructure of the interfacial zone around aggregate particles in concrete [Revue] // NASA STI/Recon Technical Report N. - 1993. - p. 19322.

Larive C Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques [Livre]. - Paris : [s.n.], 1997.

Larive C Combined contribution of experiments and modeling to the understanding of alkali-aggregate reaction and its mechanical consequences [Livre]. - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris : [s.n.], 1998.

Leklou N Influence of various parameters on heat-induced internal sulphate attack [Revue] // European journal of environmental and civil engineering. - 2013. - pp. 141-153.

- Li G [et al.]** Expansion mechanism associated with the secondary formation of the U phase in cement-based systems containing high amounts of Na₂SO₄ [Revue] // Cement and concrete research - Elsevier. - [s.l.] : Cement and concrete research, 1996. - Vol. 26(2), 195-201. - pp. 195 - 201.
- Lindgård J.** Alkali-silica reaction (ASR)—performance testing: influence of specimen pre-treatment, exposure conditions and prism size on alkali leaching and prism expansion [Revue] // Cement and Concrete. - 2013. - pp. 68-90.
- Lion M** Influence de la température sur le comportement poromécanique ou hydraulique d'une roche carbonatée et d'un mortier. Etudes expérimentales [Livre]. - Lille : Université des Sciences et Technologie de Lille-Lille I, 2004.
- Makani A [et al.]** Relationships between mineralogical and physico-mechanical properties of granitic aggregates [Revue] // Nature. - 2006. - p. 10.
- Makani A** Influence de la nature minéralogique des granulats sur le comportement mécanique différé des bétons [Livre]. - [s.l.] : (Doctoral dissertation, Toulouse, INSA), 2011.
- Malbois M [et al.]** Influence de la nature pétrographique des granulats et de cycles de séchage sur le développement de la réaction sulfatique interne dans le béton [Revue] // CFM 2017-23ème Congrès Français de Mécanique. AFM, Maison de la Mécanique. - 2017.
- Malier Y** Les bétons à hautes performances-caractérisation, durabilité, applications-compte rendu des travaux scientifiques du projet national voies nouvelles du matériau béton [Livre]. - 1992.
- Martin R P [et al.]** Evaluation of different techniques for the diagnosis & prognosis of Internal Swelling Reaction (ISR) mechanisms in concrete [Revue]. - [s.l.] : Construction and Building Materials, 2017. - Vol. 156, 956-964.
- Mazars J** Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure [Revue] // Thèse de docteur et sciences - Université Pierre et Marie Curie - Paris 6. - 1984.
- Mehta Povindar K** Mechanism of expansion associated with ettringite formation [Revue] // Cement and concrete research - Elsevier. - 1973. - pp. 1-6.
- Méthode d'essai n°44** Alkali-réaction du béton, essais d'expansion résiduelle sur béton durci [Rapport]. - [s.l.] : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1997.
- Méthode d'essai n°66** Réactivité d'un béton vis-à-vis d'une réaction sulfatique interne [Rapport]. - [s.l.] : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2007.
- Mivelaz P** Etanchéité des structures en béton armé: fuites au travers d'un élément fissuré [Livre]. - 1996.
- Mohammed T U [et al.]** Chloride-induced corrosion of steel bars in concrete with presence of gap at steel-concrete interface [Revue] // ACI Materials Journal. - 2002. - pp. 99(2), 149-156.
- Mohammed T U [et al.]** Alkali-silica reaction-induced strains over concrete surface and steel bars in concrete [Revue] // Materials Journal. - 2003. - pp. 100(2), 133-142.
- Monnin** Méthodologie pour décrire le gonflement multi-échelle de calcaires siliceux soumis à la réaction alcali-silice dans le matériau béton [Livre]. - Université de l'Artois : [s.n.], 2005.
- Morenon P [et al.]** Flexural performance of reinforced concrete beams damaged by Alkali-Silica Reaction [Revue] // Cement and Concrete Composites. - Toulouse : Cement and concrete composition, 2019. - 103412. - pp. 104, 103412.
- Morenon P [et al.]** Impact of stresses and restraints on ASR expansion [Revue]. - [s.l.] : Construction and Building Materials, 2017. - Vol. 140, 58-74.
- Multon [et al.]** Expansion modelling based on cracking induced by the formation of new phases in concrete [Revue] // International Journal of Solids and Structures. - 2019. - pp. 293-306.
- Multon [et al.]** Effect of moisture conditions and transfers on alkali silica reaction damaged structures [Revue]. - [s.l.] : Cement and concrete Research, 2010. - Vol. 40(6), 924-934.

Multon S Evaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alcali-réaction sur des structures modèles [Livre]. - Doctoral dissertation, Marne-la-Vallée : [s.n.], 2003.

Multon S [et al.] Effects of aggregate size and alkali content on ASR expansion [Revue] // Cement and Concrete Research. - 2010. - pp. 508-516.

Multon S Evaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alcali-réaction sur des structures modèles [Livre]. - Doctoral dissertation, Marne-la-Vallée : [s.n.], 2003.

Na W B [et al.] Ultrasonic guided waves for steel bar concrete interface testing [Revue] // Ariel. - [s.l.] : Materials evaluation, 2002. - Vol. 60(3), 437-444. - pp. 31-248.

Neville A Propriétés des bétons [Revue]. - 2000.

Neville A Properties of concrete. 4-th edition [Revue] // London: Person Education press 2008. - 1996.

NF EN 12390-13 Essai pour béton durci - Partie 13: détermination du module sécant. - 2014.

Nonat A L'hydratation des ciments [Revue] // La durabilité des bétons. - 2008. - pp. 25-50.

Norme XP P18-463 Norme XP P18-463 - Essai pour béton durci - Essai de perméabilité à l'air. - 1999.

Ollivier J-P [et al.] Parameters influencing transport characteristics [Revue] // Performance criteria for concrete durability. E & FN Spon, London. - 1995.

Ollivier JP [et al.] Interfacial transition zone in concrete [Revue] // Advanced cement based materials. - 1995. - pp. 30-38.

Pathirage M [et al.] Effect of alkali silica reaction on the mechanical properties of aging mortar bars: Experiments and numerical modeling [Revue]. - [s.l.] : International Journal of Damage Mechanics, 2019. - Vol. 28(2), 291-322.

Pavoine A Evaluation du potentiel de réactivité des bétons vis-à-vis de la formation différée de l'ettringite [Livre]. - Paris 6 : [s.n.], 2003.

Pelissou C Synthèse bibliographique de la modélisation multi-physique de la réaction sulfatique interne [Rapport]. - IRSN : [s.n.], 2017.

Perlot-Bascoules C Influence de la décalcification de matériaux cimentaires sur les propriétés de transfert: application au stockage profond de déchets radioactifs [Thèse de doctorat]. - Université Paul Sabatier-Toulouse III : [s.n.], 2005.

Perraton D [et al.] Mesure de la perméabilité aux gaz des bétons: perméabilité apparente et perméabilité intrinsèque. Partie I-Validation des concepts de Carman et de Klinkenberg dans le cas d'un BHP [Livre]. - [s.l.] : Bulletin des laboratoires des ponts et Chaussées, 1999. - Vol. 221.

Perraton D Perméabilité du béton de peau. Le choix du granulats peut-il s'avérer un élément plus déterminant que le rapport E/C? [Revue] // Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées. - [s.l.] : Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, 2001. - Vol. 232.

Perraton D La perméabilité aux gaz des bétons hydrauliques [Livre]. - Toulouse, INSA : [s.n.], 1992.

Picandet V [et al.] Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high-performance concrete [Revue]. - [s.l.] : Cement and concrete research, 2001. - Vol. 1(11), 1525-1532.

Picandet V [et al.] Crack effects on gas and water permeability of concretes [Revue] // Cement and concrete research - Elsevier. - [s.l.] : Cement and concrete research, 2009. - Vol. 39(6), 537-547. - pp. 537-547.

Picandet V Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons [Livre]. - Université de Nantes : [Thèse de doctorat], 2001.

Pichelin A Proposition d'un indicateur de durabilité pour la détection des réactions de gonflement interne dans le béton [Livre]. - Toulouse : Thèse de doctorat, 2020.

Pleau r [et al.] Mechanical Behavior of Concrete Affected by ASR [Revue] // Proceedings of the 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction. - 1989. - pp. pp. 721-726.

Poole Alan B Alkali-silica reactivity mechanisms of gel formation and expansion [Revue] // Proceedings of the 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, London (England, Concrete Society Publications CS. - 1992. - pp. 782-789.

Powers T C [et al.] Permeability of portland cement paste [Revue] // Journal Proceedings. - [s.l.] : Journal Proceedings, 1954. - Vol. Vol. 51, No. 11, pp. 285-298.

Powers T C [et al.] Studies of the physical properties of hardened Portland cement paste [Revue] // Journal Proceedings. - [s.l.] : Journal Proceedings, 1946. - Vol. Vol. 43, No. 9, pp. 101-132. - pp. 101-132.

Powers T C [et al.] An interpretation of some published researches on the alkali-aggregate reaction Part 1-The chemical reactions and mechanism of expansion [Revue] // Journal Proceedings. - 1955. - pp. Vol. 51, No. 2, pp. 497-516.

Poyet 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 [Livre]. - Université de Marne-La-Vallée : [Thèse de doctorat], 2003.

Prezzi M [et al.] The alkali-silica reaction: Part I. Use of the double-layer theory to explain the behavior of reaction-product gels [Revue] // ACI materials journal. - [s.l.] : ACI materials journal, 1997. - Vol. 94(1), 10-17. - pp. 10-17.

Quenard D [et al.] Les résultats des essais croisés AFREM: Perméabilité [Conférence] // Compte-rendu des journées techniques AFPC-AFREM, Durabilité des bétons, « Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité. - Toulouse : [s.n.], 1997. - pp. pp. 41-58.

Quenard D [et al.] Le transfert isotherme de la vapeur d'eau condensable dans les matériaux microporeux du bâtiment [Livre]. - [s.l.] : Cahiers du Centre scientifique et technique du bâtiment - p.1-19, 1991.

Rastiello G [et al.] Real-time water permeability evolution of a localized crack in concrete under loading [Revue]. - [s.l.] : Cement and Concrete Research, 2014. - Vol. 56, 20-28.

Reda M M [et al.] Microstructural investigation of innovative UHPC [Revue] // Cement and Concrete Research. - 1999. - pp. 29(3), 323-329.

Rizkalla S H [et al.] Air leakage characteristics in reinforced concrete [Revue] // Journal of Structural Engineering - American Society of Civil Engineers - volume : 110 - number : 5. - [s.l.] : Journal of Structural Engineering, 1984. - Vol. 110(5), 1149-1162. - pp. 1149-1162.

Samaha H R [et al.] Influence of microcracking on the mass transport properties of concrete [Revue] // Materials Journal. - 1992. - pp. 89(4), 416-424.

Sanchez L F M [et al.] Evaluation of the stiffness damage test (SDT) as a tool for assessing damage in concrete due to ASR: Test loading and output responses for concretes incorporating fine or coarse reactive aggregates [Revue]. - [s.l.] : Cement and concrete research, 2014. - Vol. 56, 213-229.

Sanchez L F M [et al.] Overall assessment of Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in concretes presenting different strengths and incorporating a wide range of reactive aggregate types and natures [Revue] // Cement and Concrete Research. - 2017. - pp. 93, 17-31.

Sanchez L F M [et al.] Reliable quantification of AAR damage through assessment of the Damage Rating Index (DRI) [Revue] // Cement and Concrete Research. - 2015. - pp. 67, 74-92.

Sanchez L. Contribution to the assessment of damage in aging concrete infrastructures affected by alkali-aggregate reaction [Livre]. - Université Laval : [s.n.], 2014.

Saouma V et Perotti L Constitutive model for alkali-aggregate reactions [Revue]. - [s.l.] : ACI materials journal, 2006. - 103(3), 194.

Schindler A K Effect of temperature on hydration of cementitious materials [Revue] // Materials Journal. - 2004. - pp. 72-81.

Schindler A.K. [et al.] Heat of hydration models for cementitious materials [Revue] // *ACI Materials Journal*. - 2005. - p. 24.

Scrivener K L [et al.] Delayed ettringite formation: a microstructural and microanalytical study - Thomas Telford Ltd [Revue] // *Advances in cement research*. - [s.l.] : Advances in cement research, 1993. - Vol. 5(20), 139-146. - pp. 139 - 146.

Scrivener K L [et al.] Quantitative characterization of the transition zone in high strength concretes [Revue]. - [s.l.] : *Advances in Cement Research*, 1988. - Vol. 1(4), 230-237.

Scrivener K L [et al.] The interfacial transition zone (ITZ) between cement paste and aggregate in concrete [Revue] // *Interface science*. - [s.l.] : *Interface science*, 2004. - Vol. 12, 411-421. - pp. 411-421.

Sellier A [et al.] Combination of structural monitoring and laboratory tests for the assessment of AAR-swelling: application to a gate structure dam [Revue] // *ACI Mater. J.* 106. - 2009. - pp. 281-290.

Shehata M [et al.] The effect of fly ash composition on the expansion of concrete due to alkali-silica reaction [Revue] // *Cement and Concrete Research*. - 2000. - pp. 1063-1072.

Sierra R Contribution à l'étude de l'hydratation des silicates calciques hydrauliques [Revue] // *Rapport de recherche*. - 1974.

Sogbossi H [et al.] Impact of reinforcement-concrete interfaces and cracking on gas transfer in concrete [Revue] // *Construction and Building Materials*. - [s.l.] : *Construction and Building Materials*, 2017. - Vol. 157, 521-533. - pp. 157, 521-533.

Sogbossi H. E. A. 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 [Livre]. - Toulouse : [s.n.], 2017.

Soylev T A [et al.] Quality of steel concrete interface and corrosion of reinforcing steel [Revue] // *Cement and Concrete Research - Elsevier*. - 2003. - pp. 33(9), 1407-1415.

Sutera S P [et al.] The history of Poiseuille's law [Revue]. - [s.l.] : *Annual review of fluid mechanics*, 1993. - Vol. 25(1), 1-20.

Tailhan J-L Fluage en traction des bétons et mesure de perméabilité sous charge [Rapport]. - [s.l.] : LCPC/IRSN, 2008.

Taylor H F W [et al.] Delayed ettringite formation [Revue] // *Cement and concrete research*. - 2001. - pp. 31(5), 683-693.

Thiebaut Y [et al.] Effects of stress on concrete expansion due to delayed ettringite formation [Revue]. - [s.l.] : *Construction and Building Materials*, 2018. - Vol. 183, 626-641.

Tognazzi-Lawrence C Couplage fissuration-dégradation chimique dans les matériaux cimentaires: caractérisation et modélisation [Livre]. - Toulouse, INSA : [s.n.], 1998.

Torrent R J A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site [Livre]. - [s.l.] : *Materials and structures*, 1992. - Vol. 25, 358-365.

Tsimbrovska M Dégradation des bétons à hautes performances soumis à des températures élevées: évolution de la perméabilité en liaison avec la microstructure [Revue]. - 1998.

Verdier J Contribution à la caractérisation de l'évolution du taux de fuite des enceintes de confinement du parc nucléaire [Livre]. - Toulouse : [Thèse de doctorat], 2001.

Wang K [et al.] Permeability study of cracked concrete [Revue] // *Cement and concrete research - Elsevier*. - [s.l.] : *Cement and concrete research*, 1997. - Vol. 27(3), 381-393. - pp. 381-393.

Whiting D Permeability of selected concretes [Revue] // *Special Publication*. - 1988. - pp. 195-222.

Wu Z [et al.] Influence of drying-induced microcracking and related size effects on mass transport properties of concrete [Revue] // *Cement and Concrete Research*. - 2015. - pp. 68, 35-48.

- Yang R [et al.]** Delayed ettringite formation in heat-cured Portland cement mortars [Revue]. - [s.l.] : Cement and Concrete Research, 1999. - 29(1), 17-25.
- Yssorche MP** Importance de l'état hydrique du matériau sur la mesure de la perméabilité au gaz [Revue] // Compte-rendu des journées techniques AFPC-AFREM, Durabilité des bétons, «Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité. - 1997. - pp. 25-39.
- Yssorche-Cubaynes M P et Ollivier J P** La microfissuration d'autodessiccation et la durabilité des BHP et BTHP [Revue] // Materials and Structures. - [s.l.] : Materials and Structures, 1999. - Vol. 32(1), 14.
- Zhang J [et al.]** The slippage effect of concrete gas permeability and the influence of its microstructure [Revue] // Construction and Building Materials. - 2022. - pp. 333, 127384.
- Zhang R, Castel A et François R** Influence of steel-concrete interface defects owing to the top-bar effect on the chloride-induced corrosion of reinforcement [Revue] // Magazine of concrete research. - 2011. - pp. 63(10), 773-781.
- Zhang Z, Olek J., Diamond S.** Studies on delayed ettringite formation in early-age, heat-cured mortars. I. Expansion measurements, changes in dynamic modulus of elasticity, and weight gains. [Revue] // Cement and Concrete Research. - 2002. - pp. 1729-1736.
- Zhychkovska O** Effect of alkali-silica reaction (ASR) on steel-concrete bond [Thèse de doctorat]. - Canada : University of Toronto, 2020.

ANNEXE

VI. ANNEXE 1 : FICHE TECHNIQUE DU CIMENT

Direction Commerciale
Assistance
et Prescription Clients
Tél. : 01 34 77 70 01
Fax : 01 30 95 73 90



Version du : 06/02/2017
N° DoP : 0333-CPR-5003

Fiche produit	AIRVAULT CEM III/A-LL 42.5 R CE PM-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	
-	33	47	58	29.1	3H10	1	3.12	3906	325	-	58

Composition élémentaire (%)		Constituants (%)		Caractéristiques des constituants				
Perle au feu	3.8	Principaux		Clinker (K) d'Airvault	92.0	Nettre	Caractéristiques	
SiO ₂	19.7	Calcaire (LL) (%)						8.0
Al ₂ O ₃	4.8	Secondaires		2.0	Clinker (K) d'Airvault	CaOBiO ₂	-	
Fe ₂ O ₃	3.2	Laitier (S) (%)				0.048	C ₂ S+C ₃ S (%)	-
TiO ₂	0.3	Cendres (V) (%)		0.15	MgO (%)		-	1.2
MnO	0.1	FDEC (%)			-	Al ₂ O ₃ (%)	-	5.0
CaO	63.5	Sulfate de calcium		2.7		C ₂ S (%)	-	66
MgO	1.2	Gypse			-	C ₃ S (%)	-	11
SO ₃	2.7	Anhydrite		-		C ₄ A (%)	-	7
K ₂ O	1.38	Additifs			-	C ₄ AF (%)	-	10
Na ₂ O	0.11	Agent de mouture		-		Calcaire (L ou LL)	CaCO ₃ (%)	93.3
P ₂ O ₅	0.5	Agent réducteur de Cr VI			-		Vb (g/100g)	0.5
S-	<0,02			-		TOC (%)	0.1	
Cl-	0.05				-	Laitier (S)	Laitier vitreux (%)	97.5
Insoluble	-			-			(CaO+MgO)/SiO ₂	1.4
Na ₂ O eq.	0.70				-	CaO+MgO+SiO ₂ (%)	63.2	
Na ₂ O eq. Actif	0.93			-		Cendres (V)	PF (%)	4.6
C ₂ A	-				-		CaO réactive (%)	< 10
C ₂ A+0.27x C ₃ S	-			-		SiO ₂ réactive (%)	40.2	
C ₄ AF+2xC ₃ A	-				-	Fumées de silice (D)	SiO ₂ amorphe (%)	-
				-			PF (%)	-
					-	Aire massique BET (m ² /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



Direction
Rue des Techniciens
13000 Quarein
Tél. : 01 34 77 70 00
Fax : 01 34 77 70 00

Site Internet : www.cimentscalcia.com
Site Web : www.cimentscalcia.com

VII. ANNEXE 2 : COURBES GRANULOMETRIQUES DU GRANULAT CALCAIRE (SOURCE : FOURNISSEUR)

VII.1 SABLE (0/4 MM)



GSM Centre

Fiche Produit
Engagement du 22/04/2020 au 21/10/2020

Page 1/1, imprimé le mardi 21 avril 2020

Producteur : GSM Centre - Saint Maurice la Clouère **Utilisateur :** Client travaux public
Granulats : Sable lavé 0/4
Péetrographie : Calcaire
Elaboration : roche massive

Sable lavé 0/4 Saint Maurice la Clouère 21/04/2020

Classe granulaire	Partie contractuelle															Code		
	Valeurs spécifiées sur lesquelles le producteur s'engage																	
0	Norme															d		
	Norme NF P 18-545 Article 7																	
	0.063	0.125	0.25	0.315	0.5	0.63	1	D/2	2	3.15	D	4	1.4D	2D	8	FM	MB	W
Etendue e	6		40				40				10					0.8		
V.S.S.+U																		
V.S.S.	8.0		30.0				65.0				95.0	100.0	100.0	100.0	3.40	3.00		
V.S.I.	2.0		12.0				35.0				85.0	95.0	100.0	100.0	2.60			
V.S.I.-U																		
Ecart-type max			12.12				12.12									0.24		

	Partie informative														
	Résultats de production														
	du 02/12/19 au 17/03/20														
	0.063	0.125	0.25	0.315	0.5	0.63	1	2	3.15	4	5.6	8	FM	MB	W
Maximum	5.0	12.0	25.9	30.5	42.8	48.9	61.1	76.0	87.5	93.0	98.6	100.0	3.34	2.00	14.2
Xf+1.25xEcart-types	5.3	11.9	26.5	31.7	44.0	50.0	61.6	76.0	87.1	92.5	98.5	100.0	3.32	2.11	14.2
Moyenne Xf	4.2	9.9	23.4	28.1	39.8	45.4	56.2	70.9	82.8	88.7	97.8	100.0	3.11	1.58	12.5
Xf-1.25xEcart-types	3.1	7.9	20.2	24.4	35.7	40.8	50.7	65.9	78.5	84.8	97.0	100.0	2.90	1.05	10.8
Minimum	2.9	8.1	19.9	24.0	35.2	40.3	50.5	66.1	79.4	86.5	97.1	100.0	2.93	1.00	10.8
Ecart-type	0.89	1.61	2.53	2.90	3.33	3.68	4.36	4.05	3.44	3.06	0.61	0.00	0.170	0.425	1.40
Nombre de résultats	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3



David ROBIN



VII.2 GRANULAT (4/11,2 MM)



GSM Centre

Fiche Technique de Produit

Engagement du 03/02/2020 au 01/08/2020

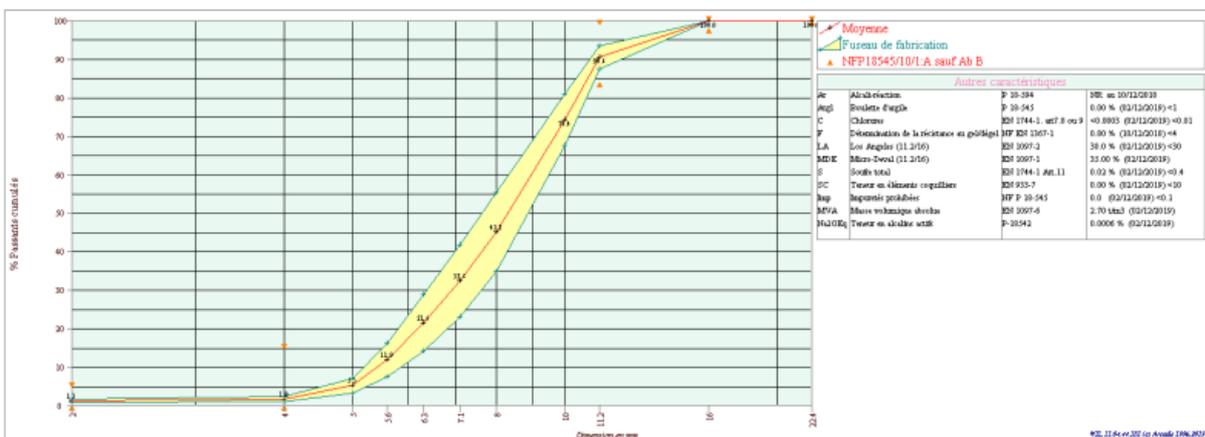
Page 1/1, imprimé le lundi 16 mars 2020

Producteur : GSM Centre - Saint Maurice la Clouère **Utilisateur :** Clients Betonniers
Granulats : gravier 4/11.2
Pétrographie : Calcaire
Elaboration : Concassé

Gravier 4/11.2 Saint Maurice la Clouère 16/03/2020

Partie contractuelle																		
Valeurs spécifiées sur lesquelles le producteur s'engage																		
Classe granulaire		Norme										Code						
4 11.2		NF P 18-545 Article 10										A sauf Ab B						
	d/2	d									D	1.4D	2D					
	2	4	5	5.6	6.3	7.1	8	10	11.2	16	22.4	f	FI	W	MVR	WA24		
Etendue e		15									15							
V.S.S.+U	6.0	20.0									100.0	100.0			4.30			
V.S.S.	5.0	15.0									99.0	100.0	100.0	4.00	20.0			
V.S.I.	0.0	0.0									84.0	98.0	100.0					
V.S.I.-U	0.0	0.0									79.0	97.0						
Ecart-type max																		

Partie informative																
Résultats de production																
	du 20/08/19 au 28/01/20										du 03/07/17 au 02/12/19					
	2	4	5	5.6	6.3	7.1	8	10	11.2	16	22.4	f	FI	W	MVR	WA24
Maximum	2.3	3.1	7.7	18.1	31.9	45.9	60.5	84.7	94.7	100.0	100.0	1.25	14.1	5.0	2.65	2.9
Xf+1.25xEcart-types	1.8	2.5	7.1	16.4	28.9	41.9	55.4	81.1	93.7	100.0	100.0	1.06	13.4	4.5	2.63	2.7
Moyenne Xf	1.3	1.8	5.3	11.9	21.6	32.6	45.2	74.4	90.6	100.0	100.0	0.79	11.7	3.4	2.57	2.1
Xf-1.25xEcart-types	0.9	1.1	3.4	7.5	14.2	23.2	35.0	67.8	87.6	100.0	100.0	0.53	9.9	2.4	2.50	1.4
Minimum	0.8	0.9	2.1	5.1	10.2	18.2	29.7	66.2	86.4	100.0	100.0	0.45	9.5	1.4	2.51	1.4
Ecart-type	0.39	0.57	1.48	3.54	5.92	7.49	8.16	5.30	2.43	0.00	0.00	0.211	1.40	0.80	0.051	0.50
Nombre de résultats	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	6	25	6	6



David ROBIN



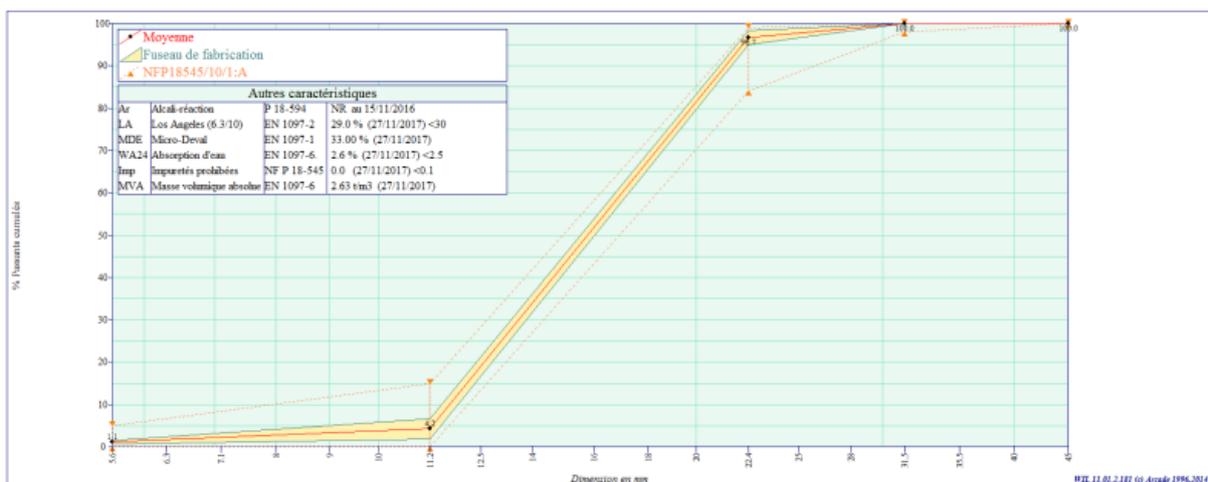
VII.3 GRANULAT (11,2/22,4 MM)

Producteur : GSM Centre - Saint Maurice la Clouère **Utilisateur :** Clients Betonniers
Granulats : gravier 11.2/22.4
Pétrographie : Calcaire
Elaboration : Concassé

gravier 11.2/22.4 Saint Maurice la Clouère 21/03/2018

Partie contractuelle															
<i>Valeurs spécifiées sur lesquelles le producteur s'engage</i>															
Classe granulaire		Norme										Code			
11.2	22.4	NF P 18-545 Article 10										A			
	d/2			1.4D	2D										
	5.6	11.2	22.4	31.5	45	Argl	f	AS	C	F	FI	MVR	S	W	Na2OEq
Etendue e		15	15												
V.S.S.+U	6.0	20.0	100.0	100.0			1.80				24.0		0.50		
V.S.S.	5.0	15.0	99.0	100.0	100.0	1.00	1.50	0.20	0.0100	4.00	20.0		0.40		
V.S.I.	0.0	0.0	84.0	98.0	100.0										
V.S.I.-U	0.0	0.0	79.0	97.0											
Ecart-type max		4.55	4.55												

Partie informative															
<i>Résultats de production</i>															
du 26/09/17 au 05/03/18															
	5.6	11.2	22.4	31.5	45	Argl	f	AS	C	F	FI	MVR	S	W	Na2OEq
Maximum	1.7	7.3	98.4	100.0	100.0		0.80								4.3
X+1.25xEcart-types	1.5	6.7	98.4	100.0	100.0		0.77								3.9
Moyenne Xf	1.1	4.2	96.7	100.0	100.0	0.00	0.60	0.04	0.0010	1.00	8.6	2.63	0.10	3.2	0.0016
X-1.25xEcart-types	0.7	1.8	95.0	100.0	100.0		0.42								2.5
Minimum	0.6	1.4	94.8	100.0	100.0		0.33								2.5
Ecart-type	0.34	1.95	1.34	0.00	0.00		0.141								0.50
Nombre de résultats	11	11	11	11	11	1	11	1	1	1	1	1	1	11	1



José COELHO



VII.4 FICHE TECHNIQUE



Rue des Technodes
78931 Guerville
Tél. +33 (0)1 34 77 76 75
Fax +33 (0)1 34 77 77 40



RAPPORT D'ESSAIS N° 1802940GRAA-1

CLIENT	ECHANTILLON	
GSM	Produit (*)	Gravillon 11,2/22,4
CENTRE	Fabriqué à (*)	Saint Maurice
Route de Berry-Bouy	Prélevé à (*)	Saint Maurice
18230 SAINT DOULCHARD	Réf.Origine (*)	
	Réf. Etude	3001382/GUERV
		reçu le 18/12/2018
		le (*) 10/12/2018

(*) Information fournie par le client

ANALYSES NF EN 196-2 (%) COFRAC			
Perte au feu	42.49	SO ₃	Insoluble

CONSTITUANTS DES CIMENTS (%)			
Clinker	Laitier	Pouzz.	Second.
Calcaire	Cendre	Chaux vive	CL-S+NHL

CHAUX LIBRE P.T. 207 CERILH (% CaO) (COFRAC)	
CaO (C)	52.79

FX SUR PERLE (%)	
NF EN 196-2 (COFRAC)	
SiO ₂ (S)	2.51
Al ₂ O ₃ (A)	0.51
Fe ₂ O ₃ (F)	0.64
TiO ₂	0.03
MnO	0.02
CaO (C)	52.79
MgO (M)	0.49
SO ₃ (S)	
K ₂ O (K)	0.12
Na ₂ O (N)	0.00
P ₂ O ₅	0.04
SrO	0.01
BaO	
CuO	
PbO	
ZnO	
NI0	
Cr ₂ O ₃	
V ₂ O ₅	
CoO	
SnO	
Na ₂ O tot éq.	

COMPO. POTENTIELLE BOGUE (%)	
C ₃ S	C ₂ S
C ₃ A	C ₄ AF
C ₃ S* (1)	C ₂ S* (1)
PM: C ₃ A + 0.27C ₃ S* (< 23.5)	
ES: C ₄ AF + 2C ₃ A (< 20)	
(1) C ₃ S ou C ₂ S corrigés par CaO libre et Insoluble	

MODULES CIMENTIER	
LSF = C / (2.8S + 1.18A + 0.65F)	
MS = S / (A+F)	
MAF = A / F	
M _S = S / (0.85 K + 1.29 N)	

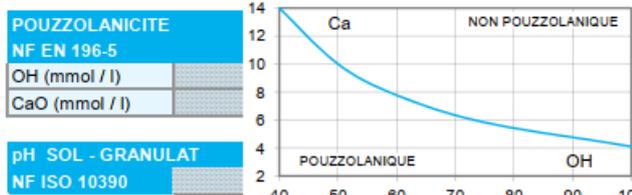
CONDITIONS LAITIER NF EN 197-1	
(C+M) / S	C+M+S

CENDRES VOL. POUR CIMENT (%)	
CaO réactive (NF EN 197-1)	
SiO ₂ réactive (NF EN 197-1)	
CaO libre (NF EN 451-1)	

CALCAIRE NF EN 197-1 (COFRAC)	
CaCO ₃ (issu de CaO FX) (%)	
TOC NF EN 13639 § 9 (%)	

C/S ISO 9686 dérivée (COFRAC)	
S total (%)	exprimé en S
	exprimé en SO ₃
C total (%)	exprimé en C
	exprimé en CO ₂
	exprimé en CaCO ₃

AUTRES ANALYSES (%) METH. INTERNES	
PF 550°C	PF 80°C
Ins.EDTA	Ins.LCPC
CaCO ₃ par ΔPF (950 - 550°C)	
TOC autre méthode	
Na ₂ O équivalent actif	
S ⁻ par Δ(C/S - SO ₃ gravimétrie)	
SO ₃ par Δ(C/S - S ⁻)	
Insoluble NF EN 196-2 modifié	
Sulfure S ²⁻ NF EN 196-2	



pH SOL - GRANULAT	
NF ISO 10390	

GRANULATS ALCALINS SOLUBLES XP P 18-544 (%) (COFRAC)		
Na ₂ O sol	K ₂ O sol	Na ₂ O soluble équivalent

GRANULATS NF EN 1744-1 (COFRAC)		
PF 950°C (§ 17)	42.49	Cl ⁻ (§ 8) en %
Sulfates solubles dans l'acide exprimés en % SO ₃ (§12)		
Matière Humique (§ 15.1)		

GRANULATS NF EN 1744-1 + FD P 18-663	
Acide Fulvique (§ 15.2)	
Soufre total par attaque acide (§ 11.1) (%)	
Sulfates solubles dans l'eau - Granulats Naturels (§10.1) (% SO ₄)	
Sulfates solubles dans l'eau - Granulats Recyclés (§10.2) (% SO ₄)	

GRANULATS CHLORURES SOLUBLES DANS L'ACIDE NF EN 1744-5		
Masse d'essai (g)	Date	Cl ⁻ solubles (%)

ALCALINS SOLUBLES PHOTOMETRIE DE FLAMME LPC 48 (%)		
Na ₂ O	K ₂ O	Na ₂ O éq. (Na ₂ O + 0.658 K ₂ O)

FX SUR PASTILLE (%)	
Cl ⁻ (chlorures)	
S ⁻ (sulfures)	

POTENTIOMETRIE (%)	
F ⁻ (fluorures)	
Cl ⁻ (chlorures)	

L*a*b* CIE 1976	
L* (luminance)	
a*(vert → rouge)	
b*(bleu → jaune)	

TOTAL (%)	99.65
-----------	-------

La reproduction de ce rapport d'essais n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 2 pages.
Les essais faisant l'objet du présent rapport portent sur un échantillon prélevé dans certaines conditions, leur représentativité est liée à celle de l'échantillon.
L'accréditation du COFRAC atteste de la compétence du laboratoire pour les seuls essais identifiés par la mention COFRAC (bandeau de couleur rouge).

**RAPPORT D'ESSAIS N° 2019012-1
ETUDE PETROGRAPHIQUE DES GRANULATS APPLIQUEE A L'ALCALI-REACTION
SELON LA NORME XP P 18-543 (2017)**

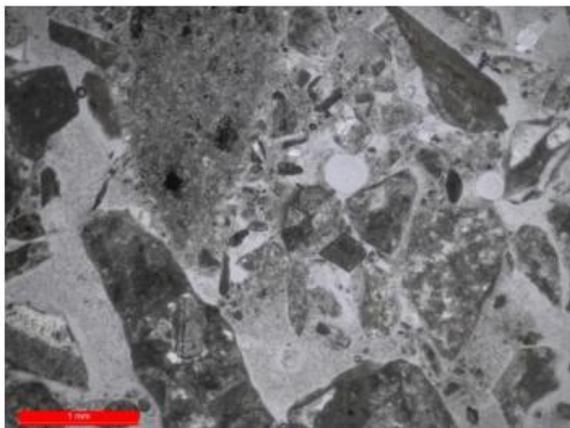
CLIENT	ECHANTILLON ANALYSE	
TECHNODES SAS	N° CDM	2019012
RUE DES TECHNODES	N° TSAS (*)	1802940GRA
BP 01	Produit (*)	GRAVILLON 11,2/22,4
78931 GUERVILLE	Provenance (*)	SAINT MAURICE

(*) Information fournie par le client

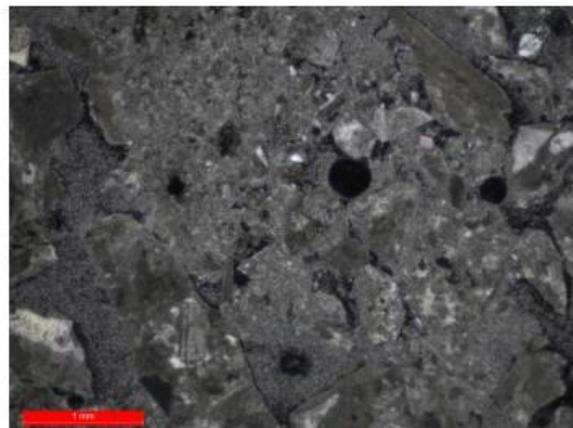
DONNEES GENERALES	
Date de réception de l'échantillon :	11/01/2019
Conditionnement de l'échantillon :	Sac plastique scellé
Forme de l'échantillon :	Granulaire

DESCRIPTION MACROSCOPIQUE			
Nature du granulat	<input type="checkbox"/> Sable	<input checked="" type="checkbox"/> Gravillon	<input type="checkbox"/> Tout venant
Morphologie du granulat	<input checked="" type="checkbox"/> Anguleuse	<input type="checkbox"/> Subanguleuse	<input type="checkbox"/> Arrondie
	<input type="checkbox"/> Subarrondie	<input type="checkbox"/> Allongée	<input type="checkbox"/> Autre

COMPTAGE PETROGRAPHIQUE	
Type de compteur utilisé	Compteur de points informatisé
Epaisseur de la lame mince (µm)	30
Nombre de points pour comptage	1000
Minéraux présents	Pourcentages
Quartz mono-polycristallin, quartzite	2
Silex, calcédoine	0
Feldspaths (K, Na, Ca), micas	0
Carbonates (calcaire, dolomite, coquilles)	98
Quartz microcristallins, quartz cryptocristallins, quartz polygonisés	0
Quartz rhyolitique	0
Micro-quartz de seconde génération	0
Minéraux opaques	0



Observation en Lumière Polarisée Non Analysée



Observation en Lumière Polarisée Analysée

DETERMINATION DE LA PROPORTION D'ESPECES REACTIVES

Indices texturaux	Présence
Quartz à réseau déformé présentant une extinction ondulante	Non
Jointes de grains élargis ou bien ouverts	Non
Bordures digitalisées, issues d'une dissolution par pression	Non
Texture métamorphique litée	Non
Textures symplectiques	Non
Textures mylonitiques à cataclastiques	Non
Autres	
Minéraux sensibles en milieu alcalin	Pourcentage
Silex	0
Quartz microcristallins, quartz cryptocristallins, quartz polygonisés	0
Quartz rhyolitique à bordure réactionnelle Textures sphérolitiques (réactionnelles)	0
Micro-quartz de seconde génération	0
Verres siliceux dévitrifiés, microfissurés, Verres siliceux	0
Autres	

CONCLUSION

Selon la norme NF EN 12670, le gravillon analysé est issu de roches sédimentaires carbonatées.
La silice réactive représente 0%.

QUALIFICATION VIS-A-VIS DE L'ALCALI REACTION SELON FD P 18-542 (2017)

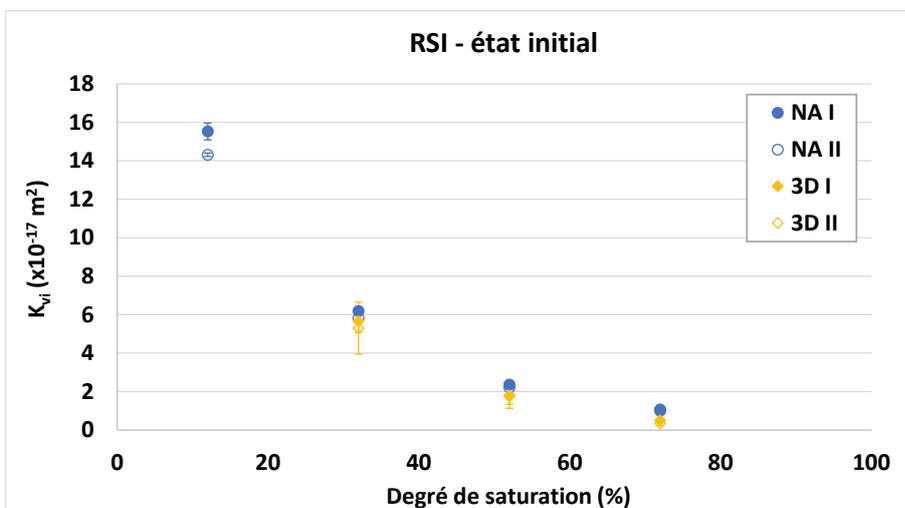
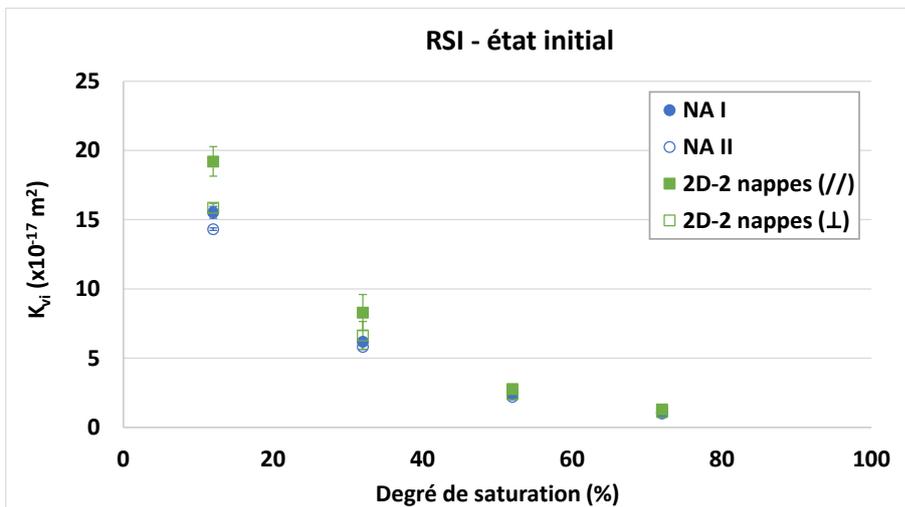
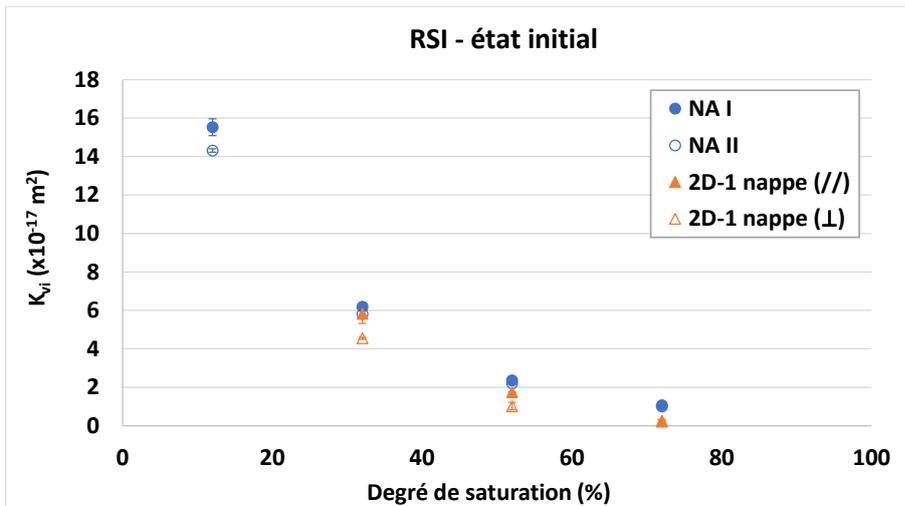
TYPE/NOM DE ROCHE	Calcaire
PROPOSITION DE QUALIFICATION	Non Réactif (NR)

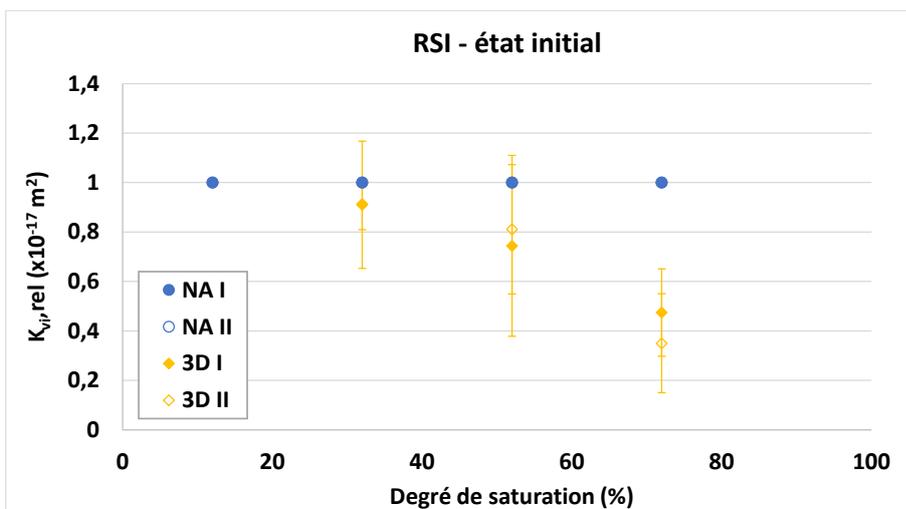
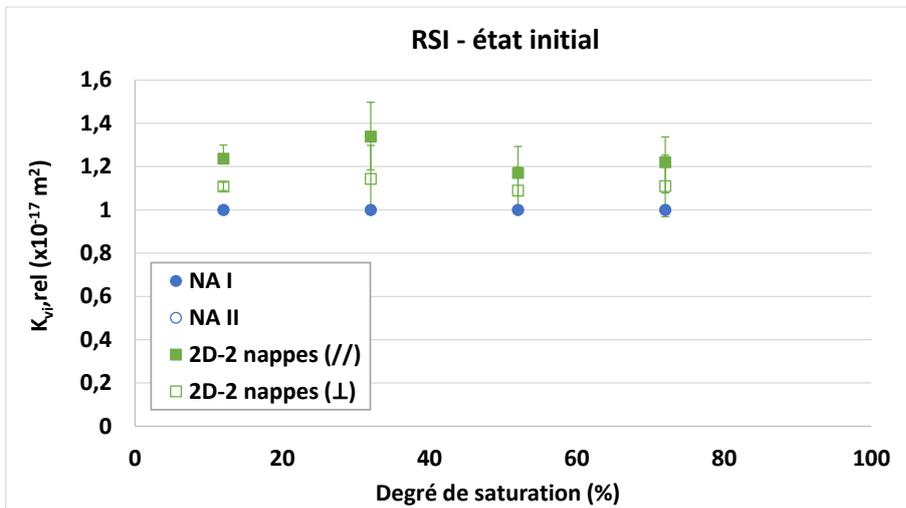
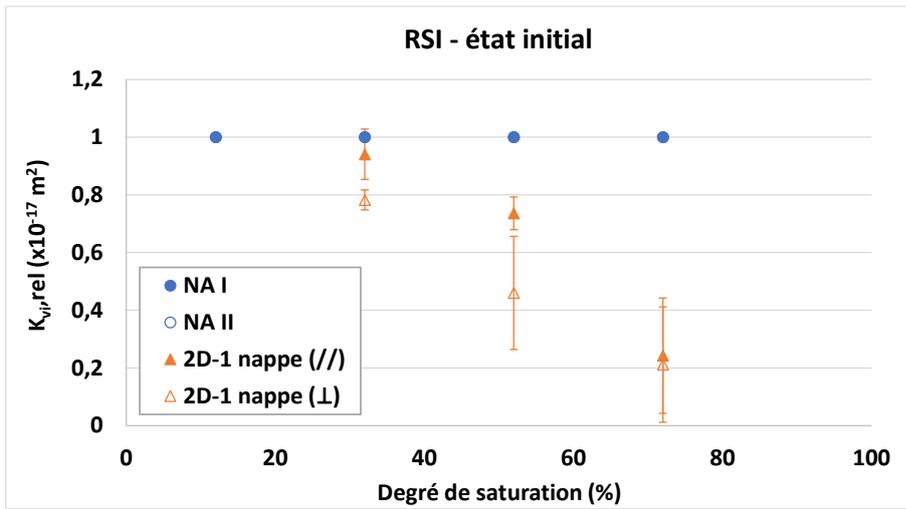
OBSERVATIONS EVENTUELLES

Le comptage a été réalisé sur une lame mince 45 x 60 mm d'une surface totale d'analyse de 12,5 cm².

<p>Approuvé par Fouad AMIN, Docteur en géologie Expert en Minéralogie et Pétrologie Analytique</p>  <p>Le 4/02/2019</p>	<p>Validé par Philippe Le Coustumer, Président de CDM Professeur associé Université de Bordeaux, UF STE, B.18 CS 50023, 33615 Pessac Cedex Chercheur associé EA 4592 Géoressources, Environnement/ Bordeaux Montaigne Université-INPB ENSEGID Allée F. Daguin, 33615 Pessac Cedex</p> <p>www.researchgate.net/profile/Philippe-Le-Coustumer</p>
--	---

VIII. SUIVI PRISMES DEVELOPPANT LA RSI A L'ETAT INITIAL





Titre : Perméabilité à l'air du béton armé endommagé par des Réactions de Gonflement Interne (RGI)

Mots clés : Perméabilité à l'air, Durabilité, Propriétés de transport, Fissuration, Réaction Sulfatique Interne, Réaction Alkali-Granulat

Résumé : Le travail décrit dans ce manuscrit s'inscrit dans les programmes de recherche consacrés à l'étude du vieillissement des ouvrages de génie civil nucléaire, initiés par l'Institut de Radioprotection et de Sécurité Nucléaire (IRSN) et menés au sein du Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC) de Toulouse. Cette recherche s'inscrit dans le cadre du projet visant à prolonger la durée d'exploitation des centrales nucléaires françaises. L'objectif de cette étude est de contribuer à l'acquisition de connaissances relatives à l'impact du développement de certaines pathologies internes au sein des ouvrages non-remplaçables des centrales nucléaires, telles que les enceintes de confinement, sur les caractéristiques de transport des bétons. Il convient de souligner que le comportement au niveau du confinement de ces matériaux revêt une importance cruciale dans l'évaluation de la sûreté des installations nucléaires, car les enceintes de confinement représentent la troisième et dernière barrière de protection contre toute éventuelle libération de produits radioactifs dans l'environnement. Les professionnels responsables des essais de durabilité du béton sont confrontés à un défi majeur : évaluer les caractéristiques de transfert des bétons affectés par les Réactions de Gonflement Interne (RGI). Ces pathologies sont généralement associées à deux types de réactions chimiques : la Réaction Sulfatique Interne (RSI) et la Réaction Alkali-Granulats (RAG). Lorsque ces réactions se développent, des contraintes de traction apparaissent dans le béton et conduisent à la formation de fissures dans les structures touchées par ces pathologies. Dans ce contexte, la recherche réalisée dans le cadre de cette thèse se concentre sur deux aspects principaux : la mesure de la perméabilité à l'air des bétons sujets aux réactions de gonflement interne, en couvrant une gamme de taux de saturation allant d'un état partiellement saturé (80% Sr) à un état complètement sec. De plus, toutes les structures de génie civil nucléaire sont renforcées par des armatures passives et actives, cette étude tient donc compte de la présence d'armatures dans différentes dispositions. Les données collectées dans cette étude permettent d'évaluer l'évolution des propriétés de transfert de bétons atteints de RGI en fonction de l'expansion générée, des fissures induites et du degré de saturation du béton. Un dispositif innovant a été spécialement conçu pour cette recherche. Ce nouveau protocole permet la mesure de la perméabilité à l'air en offrant la possibilité d'évaluer l'anisotropie de cette propriété en la quantifiant dans deux directions sur un même échantillon, sans pression de confinement qui peut affecter les données de perméabilités. De plus, il permet d'analyser comment la perméabilité à l'air évolue en relation avec la présence d'armatures dans différentes configurations, tout en prenant en compte le développement des réactions de gonflement interne. Les résultats obtenus pendant cette étude ont permis d'améliorer la connaissance des propriétés de transport dans des bétons fissurés par des RGI en présence ou non d'armatures et de générer des données expérimentales qui enrichiront les bases de données utilisées pour établir des modèles avancés capables de prédire le comportement à long terme des bétons affectés par les RGI, en tenant compte à la fois de l'expansion et de la modification des caractéristiques de transport. Ces modèles permettront de prévoir les éventuelles interventions nécessaires sur les structures, contribuant ainsi à réduire les coûts associés aux réparations différées.

Title: Air permeability of reinforced concrete damaged by Internal Swelling Reactions (ISR)

Key words: Air permeability, Durability, Transport properties, Cracking, Delayed Ettringite Formation, Alkali-Aggregate Reaction

Abstract: The work described in this manuscript is part of research programs dedicated to the study of the aging of nuclear civil engineering structures, initiated by the Institut de Radioprotection et de Sécurité Nucléaire (IRSN) and conducted within the Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC) in Toulouse. This research falls within the framework of a project aimed at extending the operational lifespan of French nuclear power plants. The objective of this study is to contribute to the acquisition of knowledge related to the impact of the development of certain internal pathologies within irreplaceable components of nuclear power plants, such as containment structures, on the transport characteristics of concrete. It is worth noting that the behavior of these materials at the containment level is of crucial importance in the assessment of the safety of nuclear installations, as containment structures represent the third and final barrier of protection against any potential release of radioactive products into the environment. Professionals responsible for concrete durability tests face a major challenge: evaluating the transport characteristics of concrete affected by Internal Swelling Reactions (ISR). These pathologies are generally associated with two types of chemical reactions: Delayed Ettringite Formation (DEF) and Alkali-Aggregate Reaction (AAR). When these reactions develop, tensile stresses appear in the concrete, leading to the formation of cracks in structures affected by these pathologies. In this context, the research conducted as part of this thesis focuses on two main aspects: measuring the air permeability of concrete subjected to internal swelling reactions, covering a range of saturation levels from partially saturated (80% Sr) to completely dry. Furthermore, all nuclear civil engineering structures are reinforced with passive and active reinforcements, so this study takes into account the presence of reinforcements in various arrangements. The data collected in this study allow for the assessment of the evolution of transport properties of concrete affected by ISR based on the generated expansion, induced cracks, and the degree of concrete saturation. An innovative device has been specially designed for this research. This new protocol allows for the measurement of air permeability while providing the opportunity to assess the anisotropy of this property by quantifying it in two directions on the same sample, without confinement pressure that can affect permeability data. Moreover, it allows for an analysis of how air permeability evolves in relation to the presence of reinforcements in different configurations, while taking into account the development of internal swelling reactions. The results obtained during this study have improved our understanding of transport properties in concrete affected by ISR, with or without reinforcements, and have generated experimental data that will enrich the databases used to establish advanced models capable of predicting the long-term behavior of concrete affected by ISR, considering both expansion and modifications to transport characteristics. These models will help predict any necessary interventions on structures, thus contributing to reducing the costs associated with deferred repairs.