

Mise à jour et amélioration du protocole existant afin d'évaluer les dommages actuels (diagnose) et futurs (prognose) causés par la réaction alcalis-silice

Auteur : Baret, Elisabeth

Promoteur(s) : Courard, Luc

Faculté : Faculté des Sciences appliquées

Diplôme : Master en ingénieur civil des constructions, à finalité spécialisée en "civil engineering"

Année académique : 2023-2024

URI/URL : <http://hdl.handle.net/2268.2/20227>

Avertissement à l'attention des usagers :

Tous les documents placés en accès ouvert sur le site le site MatheO sont protégés par le droit d'auteur. Conformément aux principes énoncés par la "Budapest Open Access Initiative"(BOAI, 2002), l'utilisateur du site peut lire, télécharger, copier, transmettre, imprimer, chercher ou faire un lien vers le texte intégral de ces documents, les disséquer pour les indexer, s'en servir de données pour un logiciel, ou s'en servir à toute autre fin légale (ou prévue par la réglementation relative au droit d'auteur). Toute utilisation du document à des fins commerciales est strictement interdite.

Par ailleurs, l'utilisateur s'engage à respecter les droits moraux de l'auteur, principalement le droit à l'intégrité de l'oeuvre et le droit de paternité et ce dans toute utilisation que l'utilisateur entreprend. Ainsi, à titre d'exemple, lorsqu'il reproduira un document par extrait ou dans son intégralité, l'utilisateur citera de manière complète les sources telles que mentionnées ci-dessus. Toute utilisation non explicitement autorisée ci-avant (telle que par exemple, la modification du document ou son résumé) nécessite l'autorisation préalable et expresse des auteurs ou de leurs ayants droit.



UNIVERSITÉ DE LIÈGE
FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

**MISE À JOUR ET AMÉLIORATION
DU PROTOCOLE EXISTANT AFIN D'ÉVALUER
LES DOMMAGES ACTUELS (DIAGNOSE) ET
FUTURS (PROGNOSE) CAUSÉS PAR
LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

Travail de fin d'étude réalisé par
Elisabeth Baret
en vue de l'obtention du grade de master Ingénieur Civil des constructions

Promoteur :
Luc Courard (ULiège)

Membres du jury :
Benoit Fournier (ULaval)
Benoit Bissonnette (ULaval)
Frédéric Collin (ULiège)
Julien Hubert (ULiège)

ANNÉE ACADÉMIQUE
2023 - 2024

Résumé

L'évaluation et la gestion des infrastructures endommagées par la réaction alcalis-silice (RAS) constituent un défi majeur pour les ingénieurs en génie civil, particulièrement au Canada où les carrières exploitées contiennent des granulats réactifs propices à cette réaction. Cette réaction compromet la durabilité des ouvrages et leur intégrité structurelle en provoquant une expansion interne amenant à la fissuration du béton (granulat et pâte de ciment). Cette recherche vise ainsi à mettre à jour et à améliorer le protocole existant FHWA (Fournier et al., 2010) pour la gestion des infrastructures touchées par la RAS.

Lorsque la RAS affecte une structure, les dommages actuels causés au béton sont évalués, une étape connue sous le nom de "diagnose", qui s'appuie sur deux tests spécifiques : l'indice pétrographique d'endommagement du béton (DRI) et l'essai de chargement cyclique en compression (SDT). Ces deux méthodes fournissent des paramètres liés au niveau d'expansion du béton. Parallèlement, il est essentiel d'anticiper le potentiel futur de dommages à la structure, une démarche appelée "prognose", qui utilise des tests d'expansion résiduelle en air humide ($HR > 95\%$ et $T = 38 \pm 1^\circ\text{C}$) et en solution alcaline ($\text{NaOH } 1\text{N}$, $38 \pm 1^\circ\text{C}$) ainsi que des tests d'alcalis solubles. À ce jour, les mécanismes d'endommagement générés lors de ces tests d'expansion n'ont jamais été étudiés, ce qui remet en question leur pertinence pour évaluer la prognose. L'évaluation des dommages et la prédiction de la détérioration future reposent ainsi principalement sur les mesures d'expansion. Cependant, ces mesures seules ne suffisent pas aux gestionnaires d'infrastructures qui ont besoin de comprendre l'impact structurel de la RAS sur les ouvrages en béton.

Dans ce projet, des carottes prélevées sur des ponts affectés par la RAS ont été extraites, et soumises à des tests de prognose, et de diagnose des tests de résistance en compression sur les carottes après leur extraction et après les tests d'expansion, respectivement. Cette approche permet d'évaluer les dommages supplémentaires réels dus à la RAS générés lors des tests d'expansion résiduelle, contribuant ainsi à une meilleure compréhension de ces tests, ainsi que déterminer de potentielles relations avec les propriétés mécaniques, dans le but d'utiliser de nouveaux paramètres autres que l'expansion.

Les tests d'expansion dans l'air humide se sont révélés non concluants et cette méthode considérée comme la plus "réaliste" depuis des dizaines d'années est remise en question. Il est proposé que ces résultats soient considérés comme une limite inférieure. Les tests d'expansion résiduelle en solution alcaline se sont montrés plus pertinents pour évaluer le potentiel d'endommagement futur du béton, et fournissent une limite supérieure du potentiel résiduel du béton. Il a été montré que le test ne crée pas de mécanismes supplémentaires dus à l'ajout d'alcalins. Les résultats ont montré que la fissuration des granulats augmentait linéairement sur site avec le niveau d'expansion : cette tendance a également été observée pour les échantillons testés en solution de NaOH . Une tendance approximativement linéaire a été identifiée pour la résistance à la compression, corrélant avec les valeurs DRI dans les carottes testées après extraction, établissant indirectement un lien avec le niveau d'expansion du béton. Le module de Young a également diminué linéairement avec l'expansion supplémentaire pendant les tests. Les résultats se sont ainsi montrés complémentaires entre la méthode DRI et SDT appuyant la fiabilité des résultats et des tests. Étant donné que la fissuration des granulats ne s'est pas stabilisée à des niveaux d'expansion élevés, il est pensé que la diminution de ces paramètres se poursuivra sur site jusqu'à ce que toute la silice réactive contenue dans les granulats soit consommée.

Abstract

The evaluation and management of infrastructure damaged by alkali-silica reaction (ASR) pose a major challenge for civil engineers, especially in Canada, where quarries contain reactive aggregates that promote this reaction. ASR compromises the durability and structural integrity of concrete structures by causing internal expansion that leads to cracking in the concrete (aggregate and cement paste). This research aims to update and improve the existing FHWA protocol (Fournier et al., 2010) for managing infrastructure affected by ASR.

When ASR affects a structure, the current damage to the concrete is assessed, a step known as "diagnosis," which relies on two specific tests : the Damage Rating Index (DRI) of concrete and the Stiffness Damage Test (SDT) under cyclic compression. These two methods provide parameters related to the level of concrete expansion. Simultaneously, it is essential to anticipate the future damage potential to the structure, a process called "prognosis," which uses residual expansion tests in humid air ($RH > 95\%$ and $T = 38 \pm .C$) and in alkaline solution (1N NaOH, $38 \pm .^{\circ}C$), as well as soluble alkalis tests. To date, the mechanisms of damage and additional expansion have not been studied, which raises questions about their relevance for prognosis evaluation. As stated, Damage assessment and future deterioration prediction primarily rely on expansion measurements. However, these measurements alone are insufficient for infrastructure managers who need to understand the structural impact of ASR on concrete structures. Thus, new correlations between test results and structural parameters of concrete are being investigated.

In this project, cores extracted from ASR-affected bridges were subjected to both prognosis and diagnosis tests, as well as compression tests, after extraction and post-expansion tests, respectively. This approach allows for the evaluation of additional real damage due to ASR generated during residual expansion tests, contributing to a better understanding of these tests and identifying potential relationships with structural properties to use new parameters other than expansion.

The humid air expansion tests proved inconclusive, and this method, considered the most "realistic" for decades, is now being questioned. It is suggested that these results be considered as a lower limit. Residual expansion tests in alkaline solution have shown to be more relevant for assessing the potential future damage to concrete, providing an upper limit of the concrete's residual potential. It has been demonstrated that the test does not create additional mechanisms due to the addition of alkalis. Results showed that aggregate cracking increased linearly on-site with the level of expansion : this trend was also observed in samples tested in NaOH solution. A linear trend was identified for compressive strength, correlating with DRI values in cores tested post-extraction, indirectly linking to the level of concrete expansion. The Young's modulus also decreased linearly with additional expansion during tests. Thus, results were complementary between the DRI and SDT methods, supporting the reliability of results and tests. Given that aggregate cracking did not stabilize at high expansion levels and that these parameters depend primarily on it, it is believed that the decrease in these parameters will continue on-site until all potentially reactive silica is consumed.

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon promoteur, Luc Courard. Votre aide et disponibilité tout au long de ce travail ont été inestimables, et je vous en suis très reconnaissante. Merci également d'avoir organisé l'opportunité de réaliser notre TFE à l'ULaval à Québec, de vous être occupé des formalités administratives, et de nous avoir fait confiance pour mener à bien cette expérience.

Je tiens aussi à remercier chaleureusement mes promoteurs à Québec, Benoit Fournier et Benoit Bissonnette. Votre assistance précieuse, votre bienveillance, votre soutien constant et votre disponibilité ont largement participé à rendre cette expérience non seulement réalisable, mais aussi inoubliable. Vos conseils avisés, votre patience et votre capacité à inspirer ont enrichi cette expérience bien au-delà de mes attentes. Je vous suis infiniment reconnaissante d'avoir été des mentors remarquables et des guides précieux dans cette aventure académique. Merci également d'avoir organisé cette opportunité de réaliser notre mémoire à l'ULaval.

Un grand merci est adressé à vous trois pour m'avoir donné l'opportunité de participer à la conférence internationale sur l'alcali-réaction, ICAAR. Cette expérience a été à la fois très enrichissante et impressionnante. J'ai vraiment apprécié cette expérience, et je vous remercie de l'avoir rendue possible.

Je souhaite également exprimer ma gratitude envers les membres de mon jury pour le temps qu'ils ont consacré à la lecture attentive de mon travail et pour l'attention particulière qu'ils lui ont portée.

Je remercie particulièrement Maxime Ranger pour les discussions enrichissantes que nous avons eues autour de mon travail ainsi que pour sa relecture attentive de mon travail. Merci également à Pierre Luc Fecteau, Mohammed Khaleghi, et Rodolfo Castillo pour leur aide précieuse dans la réalisation des tests de laboratoire.

Je tiens aussi à exprimer ma gratitude envers ma famille pour son soutien indéfectible tout au long de ce projet. Je remercie également mes amis et mes collègues pour leur soutien tout au long de la réalisation de ce projet. Cela n'aurait pas été possible sans votre aide constante. Un grand merci à mon frère, Amaury, pour son aide précieuse et pour avoir pris le temps de relire ce travail.

Enfin, je souhaite remercier les techniciens de laboratoire qui m'ont assistée lorsque je rencontrais des problèmes techniques. Votre aide et votre expertise ont été d'une grande valeur pour la réalisation de ce projet.

Table des matières

1	Introduction	1
2	Objectif et questions de recherches	4
3	Etat de l'art	6
3.1	Réaction alcalis-granulat	6
3.2	Réaction alcalis-silice	6
3.2.1	Mécanisme général	8
3.2.2	Présence de granulats réactifs et d'éléments alcalins dans le béton	11
3.2.3	Mécanisme de dégradation du béton associé à la RAS	12
3.2.4	Impact de la RAS sur les propriétés mécaniques du béton	14
3.2.5	Influence du confinement sur l'expansion induite par la RAS . . .	16
3.2.6	Influence du confinement sur l'orientation des fissures induites par la RAS et influence de cette orientation sur les résultats des tests mécaniques	17
3.2.7	Adhérence entre les barres d'armature et le béton détérioré par la RAS	21
3.2.8	La RAS aujourd'hui	21
3.3	Protocoles existants pour la gestion des infrastructures affectées par la RAS	22
3.4	Diagnose	25
3.4.1	Essai d'endommagement cyclique - SDT	25
3.4.2	Résistance à la compression	32
3.4.3	Indice pétrographique d'endommagement du béton - DRI	32
3.4.4	Corrélation entre le DRI et le niveau d'expansion dans le béton . .	36
3.4.5	Pertinence des méthodes du DRI et du SDT dans l'évaluation de la diagnose du béton	37
3.5	Prognose	38
3.5.1	Investigations sur site	38
3.5.2	Tests d'expansion résiduelle	39
3.5.3	Tests pour déterminer la concentration en alcalis solubles	42
3.5.4	Interprétation des résultats et limite d'expansion proposée	43
4	Méthodologie	44
4.1	Echantillons de béton pour le programme expérimental	46
4.1.1	Sommet de la pile	47
4.1.2	Chevêtre exposé	52
4.1.3	Chevêtre non exposé	53
4.2	Programme d'essai supplémentaire	53
4.3	Tests de prognose	55
4.3.1	Essais d'expansion résiduelle	55
4.4	Tests de caractérisations de l'état d'endommagement du béton post-prognose	57
4.4.1	Tests DRI	57
4.4.2	Tests SDT	60
4.4.3	Mesure de la résistance en compression post SDT	64
4.4.4	Mesure de la résistance en compression	65

5	Résultats obtenus	66
5.1	Prognose : Evaluation du potentiel d'endommagement futur	66
5.2	Evaluation de l'endommagement après les essais d'expansion résiduelle .	69
5.2.1	Résultats DRI obtenus	69
5.2.2	Résultats SDT obtenus	72
5.2.3	Résultats des tests de résistance en compression	75
6	Analyse et discussion des résultats	77
6.1	Variabilité des résultats	77
6.2	Interprétation des tests d'expansion résiduelle	79
6.2.1	Augmentation du nombre DRI lors des tests d'expansion résiduelle en air humide et en solution alcaline	79
6.2.2	Augmentation du nombre SDT lors des tests d'expansion rési- duelle en air humide et en solution alcaline	91
6.3	Evolution des propriétés mécaniques en fonction des tests de diagnose . .	94
6.3.1	Evolution de la résistance en compression en fonction du nombre DRI	94
6.3.2	Evolution de la résistance en compression en fonction du nombre SDT	98
6.3.3	Application au protocole	98
6.4	Influence des paramètres (profondeur, diamètre, direction de la fissuration) sur les résultats obtenus	99
6.4.1	Influence de la profondeur sur l'endommagement du béton	99
6.4.2	Influence du diamètre des éprouvettes sur les résultats SDT	103
6.4.3	Influence d'une direction préférentielle de la fissuration dans les tests mécaniques	105
6.5	Discussion sur la non-destructivité du SDT	109
7	Recommandations pour le protocole	112
7.1	Diagnose	112
7.2	Prognose	113
8	Conclusions	115
9	Bibliographie	116
A	Annexe	127
A.1	Méthodologie	127
A.1.1	Détails de prélèvement des carottes	128
A.1.2	Comparaison des résultats des tests effectués	133
A.2	Fiches pétrographiques des échantillons testés au DRI	139
A.2.1	Résultats estacade	200
A.3	Fiches détaillées des essais SDT en conditionnement humide	212
A.4	Résultats tests d'expansion résiduelle	231
A.4.1	Résultats tests d'expansion humide	232
A.4.2	Résultats tests d'expansion NaOH 1N	234
A.5	Poster ICAAR	235

Liste des Figures

Introduction

Figure 1 : Protocole de Fournier et al.(2010) - Evaluation de la diagnose et la prognose.

Etat de l'art

Figure 2 : Pont de l'Estacade - 2019, Thériault et al.,2022b.

Figure 3 : Structure de la silice.

Figure 4 : Dissolution de la silice.

Figure 5 : Mécanisme d'expansion du à la RAS au sein d'un granulat réactif - Thomas et al. 2013a.

Figure 6 : Changement de propriétés physique et mécaniques du gel - Urhan (1987).

Figure 7 : Position des structures endommagées par la RAS au Canada - Michael et al., 2017.

Figure 8 : Propagation des fissures dans des conditions non confinées en fonction de l'expansion - Sanchez 2015.

Figure 9 : Evolution de la résistance en traction en fonction de l'expansion [%] - Sanchez 2017.

Figure 10 : Evolution du module de Young en fonction de l'expansion [%] - Sanchez 2017.

Figure 11 : Evolution de la résistance en compression en fonction de l'expansion [%] - Sanchez 2017.

Figure 12 : Fissuration polygonale dans un béton sans contrainte et Fissuration parallèle à la contrainte de confinement.

Figure 13 : Orientation préférentielle de la fissuration.

Figure 14 : Fissuration $\backslash \backslash$ et \perp à l'axe de chargement.

Figure 15 : Orientation des efforts en fonction de la direction des résistances pertinentes.

Figure 16 : Direction de carottage des dalles - Allard 2016.

Figure 17 : Conditions nécessaires à la RAS.

Figure 18 : Protocole sur la prognose - Bérubé 2002.

Figure 19 : Diagnose et prognose - Thériault et al., 2022b.

Figure 20 : Dispositif expérimental pour le test d'endommagement cyclique (SDT) sur un spécimen de béton.

Figure 21 : Aire d'hystérésis pour un béton endommagé (par la RAS) et un béton sain, modifiée de Crisp et al., (1993).

Figure 22 : Résultats des essais de chargement-déchargement (méthode du SDT) pour le calcul des paramètres SDI et PDI.

Figure 23 : Approche standardisée du SDT - Sanchez et al. (2016).

Figure 24 : Facteurs de pondérations proposés par les auteurs : [1] Grattan-Bellew et Danay (1992), Grattan-Bellew (1995), Dunbar et Grattan-Bellew (1995), Dunbar et al. (1996), Rivard et Ballivy (2005), Rivard et al. (2002), Rivard et al. (2000), Shrimmer (2000); [2] Clemeña et al. (2000); [3] Smaoui et al. (2004), Grattan-Bellew et Mitchell (2006); [4] Powers et Shrimmer (2007).

Figure 25 : Symptômes pétrographiques (Villeneuve 2011).

Figure 26 : Evolution du DRI en fonction de l'expansion [%] - Sanchez 2017.

Figure 27 : Evolution du SDI/PDI en fonction de l'expansion [%] - Sanchez 2017.

Figure 28 : Investigations sur site - Fournier et al., 2010.

Figure 29 : Tests expansion résiduelle

Figure 30 : Résultats tests expansion résiduelle - Thériault et al., 2022b.

Méthodologie

Figure 31 : Diagramme représentant le programme expérimental réalisé dans le cadre de projet.

Figure 32 : Pont de l'estacade du pont Champlain et Champlain.

Figure 33 : Lieu de prélèvement des carottes.

Figure 34 : Lieu de prélèvement des carottes au sommet de la pile-Zoom.

Figure 35 : Sommet de la pile.

Figure 36 : Sections D7-38-1 et D7-38-2.

Figure 37 : Sens de forage.

Figure 38 : Plan d'essai D7-38-1..

Figure 39 : Plan d'essai D7-38-2.

Figure 40 : Plan d'essai - Légende.

Figure 41 : Conditions de stockage des échantillons (photos de Thériault et al., 2022b).

Figure 42 : Mesures post-expansion résiduelle (photos de Thériault et al., 2022b).

Figure 43 : Distribution des carottes pour les tests SDT et DRI.

Figure 44 : Découpe des échantillons.

Figure 45 : Dispositif de la station de polissage.

Figure 46 : Dispositif de polissage.

Figure 47 : Dispositif pour la photographie.

Figure 48 : Quadrillage.

Figure 49 : Surfaceuse.

Figure 50 : Immersion des échantillons dans un seau de chaux - 48 h avant.

Figure 51 : Fixation échantillon.

Figure 52 : Machine d'application des cycles chargement/déchargement.

Figure 53 : Presse Satec.

Figure 54 : Mode de rupture après le passage dans la presse Satec.

Résultats obtenus

Figure 55 : Résultats des tests d'expansion résiduelle - Air humide & Solution NaOH 1N.

Figure 56 : Détails des symptômes pétrographiques de la détérioration dans les carottes examinées - Résultats avant et après tests d'expansion résiduelle dans l'air humide.

Figure 57 : Détails des symptômes pétrographiques de la détérioration dans les carottes examinées - Résultats avant et après tests d'expansion résiduelle dans une solution NaOH 1N.

Figure 58 : Cycle de chargement-déchargement - D7-38-1-C4-S2-2.

Analyse et discussion

Figure 59 : Augmentation du nombre DRI en fonction de l'expansion additionnelle générée dans les tests d'expansion résiduelle, comparé à la corrélation de Sanchez et al. (2017).

Figure 60 : Composition du DRI total sur les carottes testées en expansion résiduelle.

Figure 61 : Augmentation du nombre de fissures total en fonction de l'expansion sur les carottes avant expansion et testées en solution NaOH 1N.

Figure 62 : Motif de fissuration dans le béton dans les tests d'expansion résiduelle NaOH 1N basé sur Sanchez et al. (2017).

Figure 63 : Zoom sur plaque polie montrant l'état du béton et l'évolution de la fissuration.

Figure 64 : Comparaison entre le DRI avant expansion et le DRI après les tests d'expansion résiduelle entre carottes de même élément et de profondeurs similaires.

Figure 65 : Comparaison le DRI sur des échantillons non testés à l'expansion et l'expansion atteinte en solution NaOH sur des carottes comparables.

Figure 66 : Augmentation du paramètre SDI en fonction de l'expansion additionnelle générée dans les tests d'expansion résiduelle.

Figure 67 : Augmentation du paramètre PDI en fonction de l'expansion additionnelle générée dans les tests d'expansion résiduelle.

Figure 68 : Diminution du module de Young en fonction de l'expansion additionnelle générée dans le test d'expansion résiduelle.

Figure 69 : Résistance en compression en fonction du DRI sur échantillon avant expansion et après expansion en air humide.

Figure 70 : Diminution de la résistance en compression f_c en fonction du nombre DRI.

Figure 71 : Orientation du forage en fonction de la profondeur cumulée depuis la surface exposée.

Figure 72 : Orientation du forage en fonction de la profondeur cumulée depuis la surface exposée.

Figure 73 : Influence de la profondeur sur le paramètre SDI - Courbe de tendance.

Figure 74 : Influence de la profondeur sur le paramètre E - Courbe de tendance.

Figure 75 : Influence de la profondeur sur le paramètre f_c - Courbe de tendance.

Figure 76 : Evolution du paramètre SDI en fonction du diamètre de l'échantillon.

Figure 77 : Evolution du paramètre E en fonction du diamètre de l'échantillon.

Figure 78 : Comparaison de la résistance en compression pour des échantillons avec une fissuration préférentielle parallèle et perpendiculaire à l'axe de chargement.

Figure 79 : Direction de carottage dans les dalles en béton armé - Allard et al, 2016.

Figure 80 : Plan de carottage dans les dalles en béton armé - Allard et al, 2016.

Figure 81 : Fissuration de la dalle présentant le niveau d'expansion le plus élevé de 0,23 %.

Figure 82 : Comparaison des résistances en compression avant et après test SDT sur des carottes comparables.

Liste des Tableaux

Etat de l'art

Tableau 1 : Expansion de référence donnée en fonction des résultats du SDT et du DRI - Sanchez 2017.

Tableau 2 : Coefficients de pondération des symptômes pétrographiques - (Villeneuve 2011).

Tableau 3 : Echantillon sélectionné du pont de l'estacade.

Résultats obtenus

Tableau 4 : Comparaison des résultats DRI obtenus sur les carottes avant et après expansion - estacade du pont Champlain.

Tableau 7 : Résultats des tests d'expansion résiduelle obtenus sur les échantillons testés - Pont Champlain et estacade du pont Champlain.

Tableau 6 : Coefficients de correction pour la résistance en compression en fonction du rapport L/D des éprouvettes mises à l'essai- CSA A23.2.

Tableau 8 : Nombre DRI obtenus sur les échantillons testés - Pont Champlain.

Tableau 9 : Nombre DRI obtenus sur les échantillons testés - estacade du pont Champlain.

Tableau 10 : Résultats SDT obtenus sur les échantillons testés.

Tableau 11 : Résultats SDT obtenus sur les échantillons testés avant expansion présentant un endommagement similaire mais des diamètres différents.

Tableau 12 : Résultats f_c obtenus sur les échantillons testés.

Analyse et discussion

Tableau 13 : Variabilité des échantillons similaires soumis à deux tests DRI.

Tableau 14 : Variabilité des tests SDT sur des éprouvettes de mêmes profondeur (0-280) et même diamètre (140 mm).

Tableau 15 : Variabilité des tests f_c sur des carottes d'endommagement similaire.

Tableau 16 : Comparaison entre les carottes présentant un niveau d'exposition similaire.

1 Introduction

Le béton est un matériau largement utilisé dans les infrastructures du monde entier, en particulier dans les réseaux routiers, qui sont au cœur de ce projet. Comprendre les différentes pathologies qui peuvent affecter le béton est crucial pour diagnostiquer avec précision et intervenir au moment opportun. Une intervention adéquate contribue non seulement à prolonger la durée de vie de la structure, mais également à assurer sa performance à long terme. Dans le cadre de ce projet, la réaction alcalis-silice (RAS) est étudiée, l'une des réactions les plus préjudiciables à la durabilité des bétons affectés.

Ainsi, l'évaluation et la gestion des infrastructures endommagées par la RAS constituent un défi majeur pour les ingénieurs en génie civil, notamment dans la province de Québec où cette réaction est particulièrement prévalente. Ce phénomène destructif compromet la durabilité des ouvrages en béton en provoquant une expansion interne amenant à de la fissuration (dans les granulats et la pâte de ciment), menaçant ainsi leur intégrité structurelle. Dans ce contexte, ce travail de recherche se propose de mettre à jour et d'améliorer les protocoles existants pour l'évaluation et la gestion des infrastructures touchées par la RAS. Il est en effet essentiel d'avoir un protocole robuste et moderne pour garantir la sélection appropriée des méthodes de mitigation et de réparation. Cela permet de préserver la sécurité de la structure, mais aussi d'optimiser sa durée de vie. Le protocole sur lequel ce projet se base est le plus récent de Fournier et al. (2010) (Figure 1).

Lorsque la RAS affecte une structure, il est impératif d'évaluer le niveau actuel de dommages causés au béton. Cette évaluation, connue sous le nom de "diagnose", repose sur deux tests spécifiques : l'indice pétrographique d'endommagement du béton, le DRI ("Damage Rating Index"), et l'essai de chargement cyclique en compression, le SDT ("Stiffness Damage Test"). Ces deux méthodes fournissent des paramètres liés au niveau d'expansion du béton. En parallèle, il est crucial d'anticiper le potentiel futur de dommages à la structure, une démarche appelée "prognose". Cette étape s'appuie sur des tests d'expansion résiduelle en air humide (H.R. > 95 % et $T = 38 \pm \dots$ °C) et en solution alcaline (NaOH 1N, $38 \pm \dots$ °C) et d'alcalis solubles. L'évaluation des dommages et la prédiction de la détérioration future reposent donc principalement sur les mesures d'expansion.

La diagnose et la prognose, ainsi que l'interprétation de leurs résultats, constituent les éléments clés du protocole de gestion de la RAS qui sont au cœur des mises à jour et des améliorations. La Figure 1 présente le protocole de Fournier et al. (2010), avec une section encadrée en rouge mettant en avant les investigations afin de déterminer l'endommagement actuel et futur du béton affecté. Concernant la prognose, le protocole élaboré par Bérubé et al. (2002) est également considéré en raison de son approche unique et intéressante par rapport aux autres protocoles.

Depuis la publication du protocole de Fournier et al. (2010), de nombreuses études de cas ont été menées sur des infrastructures existantes touchées par la RAS. Ces études ont permis de constituer une banque de données, mais elles n'ont pas encore été analysées ni interprétées de façon détaillée dans une perspective globale. Il apparaît donc opportun de les examiner de plus près. Les études de cas sont principalement menées sur le pont de l'estacade et le pont Champlain, deux ponts situés côte à côte et traversant le fleuve Saint-Laurent dans la région de Montréal. Le pont de l'estacade du pont Champlain vise à bloquer la glace dirigée vers le pont Champlain et à protéger les îles artificielles des blocs de glace. De plus, des données provenant de thèses publiées sont également utilisées.

Pour atteindre cet objectif de mise à jour et d'amélioration du protocole, deux principales questions de recherche ont été identifiées.

La première question de recherche portera donc sur l'étude visant à proposer un nouvel indicateur pour évaluer les dommages structuraux, présents et futurs, dus à la RAS dans le béton en remplacement de l'expansion du matériau. Ce nouvel indicateur est en effet plutôt porté sur les propriétés mécaniques du béton afin d'en donner une utilité aux gestionnaires de structure qui pourront ainsi évaluer la capacité structurelle restante de la structure. Cela est fait en tentant d'évaluer de nouvelles corrélations entre les différents paramètres de la diagnose et la prognose, en se basant sur les résultats d'un programme expérimental, réalisé dans le cadre de ce travail, pour évaluer les dommages sur un ensemble de carottes provenant d'éléments structuraux du pont Champlain et soumises à des tests d'expansion résiduelle.

La deuxième question de recherche portera plus précisément sur les tests d'expansion résiduelle, puisqu'une lacune réside dans la façon d'exploiter les résultats de ces essais. L'opportunité se présente en effet, avec l'extraction de carottes du pont Champlain, d'effectuer des tests SDT et DRI après les tests d'expansion résiduelle. L'objectif est d'établir des corrélations entre les paramètres avant et après les tests d'expansion, permettant ainsi de lier la diagnose à la prognose, afin de déterminer précisément l'étendue des dommages supplémentaires (et des pertes de propriétés mécaniques) induits par ces tests.

Pour répondre à ces questions, l'attention est d'abord portée sur l'état de l'art, explorant les protocoles actuels pour identifier les limites actuelles et les opportunités d'amélioration. Cette revue de la littérature mettra en lumière les dernières avancées et les tendances émergentes dans le domaine, servant de base aux travaux. Ensuite, la méthodologie du plan expérimental est détaillée.

À travers une analyse approfondie des données et des résultats obtenus, les questions de recherche sont abordées à travers l'analyse des données, les résultats et leur interprétation. Enfin, une série de recommandations pour le protocole est synthétisée à partir des différentes mises à jour et améliorations identifiées au cours de cette étude. Cette proposition servira de guide pour les professionnels de la maintenance routière, contribuant ainsi à renforcer la durabilité et la sécurité des infrastructures routières endommagées par la RAS.

Ce travail de recherche vise à contribuer à une meilleure compréhension de la RAS et à proposer des outils et des méthodes plus efficaces pour évaluer et gérer les infrastructures affectées par ce phénomène, ce qui permettra ultimement de garantir la durabilité et la sécurité des ouvrages en béton dans les différentes régions du Québec.

La gestion de l'ouvrage est un aspect très important et représente des enjeux de développement durable auxquels la société attache de plus en plus d'importance et pour lesquels elle assume une responsabilité croissante. En effet, prolonger la durabilité des ouvrages contribue à réduire leur impact environnemental. Cette approche favorise une utilisation plus efficiente des ressources naturelles et aide à réduire les émissions de gaz à effet de serre, notamment en prolongeant la durée de vie des structures.

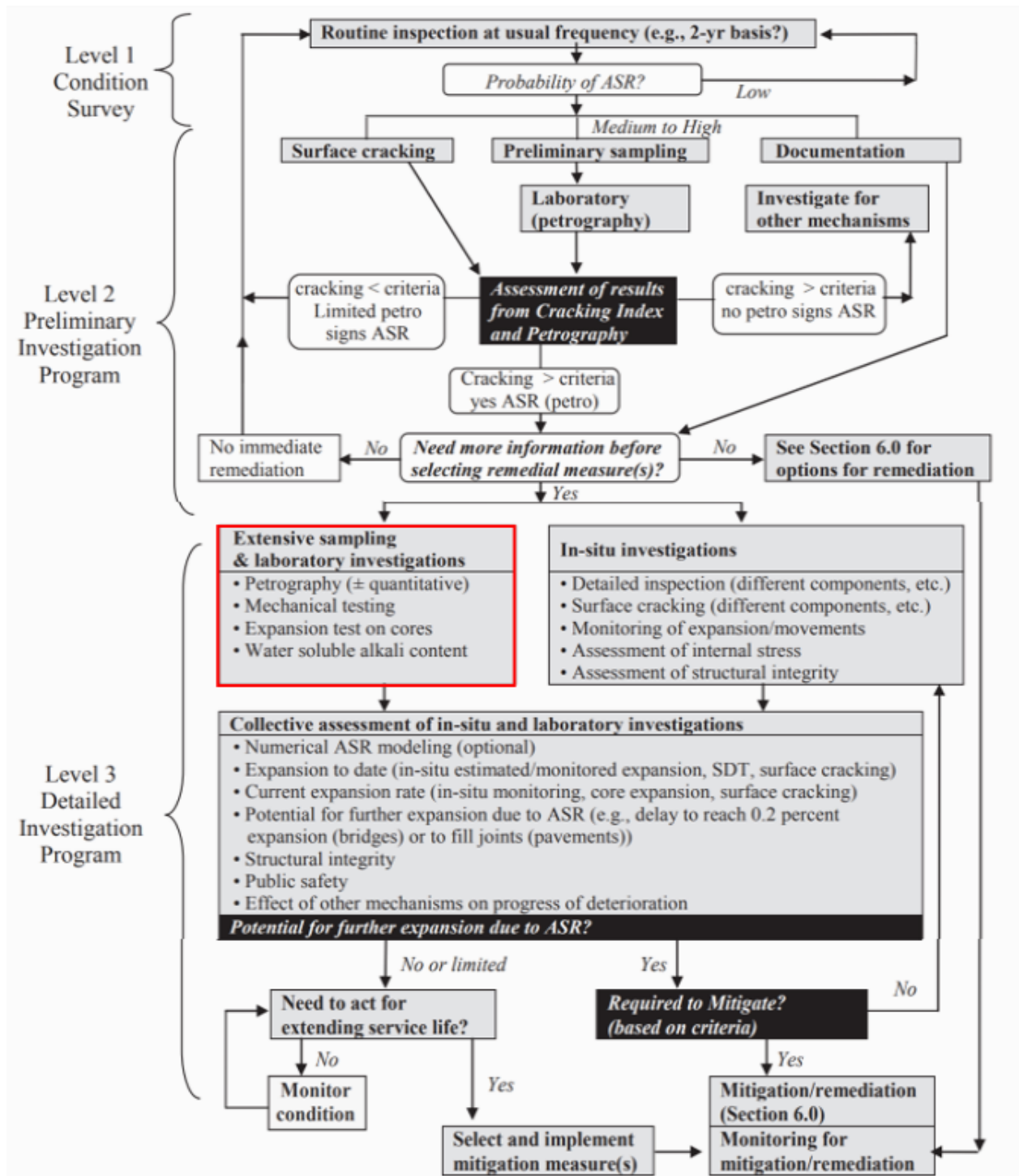


FIGURE 1 – Protocole de Fournier et al.(2010) - Evaluation de la diagnose et la prognose

2 Objectif et questions de recherches

L'objectif de ce travail vise donc à mettre à jour et à améliorer le protocole existant pour l'évaluation et la gestion des infrastructures endommagées par la réaction alcali-silice (RAS). Les outils utilisés pour ce projet incluent les bases de données existantes pour le pont Champlain et le pont de l'estacade ainsi que celles qui sont développées dans le cadre du plan expérimental pour le pont Champlain, à partir de nombreuses carottes extraites de ces structures endommagées.

Au vu du contexte présenté à la section précédente, la première question de recherche est donc posée : **Quels nouveaux paramètres pourraient être utilisés pour évaluer les dommages structuraux, présents et futurs, dus à la RAS dans le béton, en remplacement de l'expansion du matériau ?**

En effet, le paramètre actuellement proposé aux gestionnaires de structure consiste en un niveau d'expansion actuel (diagnose) et futur (prognose) du béton. Cependant, ce paramètre n'est pas idéal pour eux, car ils préféreraient disposer de paramètres axés sur la capacité structurelle de la construction. Un tel indicateur leur permettrait de réaliser des calculs de capacité restante et de déterminer l'urgence d'une intervention en cas de danger au niveau de la structure. Le but est donc de déterminer des corrélations entre les paramètres mécaniques du béton (la résistance à la compression et le module de Young), les résultats des tests de diagnose et les mesures d'expansion. Cela concerne des échantillons provenant des structures en service, notamment l'estacade et le pont Champlain. Cela offrirait une perspective plus complète sur les propriétés mécaniques du béton et leur évolution potentielle.

Dans cette étude, l'influence de certains paramètres sur les résultats est analysée dans le but d'améliorer la compréhension et l'interprétation des tests, ainsi que le protocole. Concernant le SDT, la méthode n'est pas encore standardisée. Afin de progresser vers cette standardisation, il est envisagé que les paramètres de sortie du SDT puissent être associés à un indicateur d'endommagement du béton, indépendamment du type de béton, de ses dimensions et des conditions d'échantillonnage. Toutefois, l'influence du diamètre des échantillons reste à étudier, ainsi que le choix de la résistance appropriée pour réaliser le test. Ensuite, l'influence du niveau d'exposition et d'altération des carottes est examinée en analysant le profil de variation des paramètres le long d'un élément structurel. Finalement, l'intégration de l'influence de l'orientation des fissures dans l'évaluation des dommages actuels du béton est tentée lors de l'interprétation des résultats du test SDT et également de la résistance en compression. L'analyse se concentrera également sur l'élaboration potentielle d'un coefficient correcteur permettant de prendre en compte les effets de la direction de carottage, dictée par les contraintes du terrain, en se basant sur les données recueillies par différents auteurs.

La deuxième question de recherche est la suivante : **Dans quelle mesure les tests d'expansion résiduelle peuvent-ils aider à évaluer les dommages supplémentaires au béton de la structure étudiée et comment interpréter ces résultats ?**

Un problème se pose en effet quant à l'interprétation des tests d'expansion résiduelle réalisés pour les gestionnaires d'infrastructures affectés par la RAS dans le but d'évaluer la prognose de la structure. Ces essais d'expansion accélérée réalisés sur des carottes en laboratoire sont utilisés depuis des dizaines d'années, mais leurs résultats sont uniquement qualitatifs, indiquant seulement la sévérité de la RAS. Les essais étudiés sont le test d'expansion résiduelle en air humide (H.R. > 95 % et $T = 38 \pm 2$ °C), considéré le plus "réaliste" et le test en solution alcaline (NaOH 1N, 38 ± 2 °C), pour lequel une plus grande précaution est prise par l'ajout d'alcalins supplémentaire pour la réaction.

Ainsi, ces méthodes sont utilisées sans une compréhension approfondie de ce qui se passe au cours de ces tests, notamment comment le mécanisme d'expansion est généré, le degré réel d'endommagement supplémentaire n'est pas connu, et comment ces mécanismes peuvent être reliés à ceux observés sur site. Il n'est donc pas certain que ces tests soient réellement appropriés pour évaluer la prognose du béton. Or, le vrai besoin de ce genre de méthode serait d'obtenir des résultats quantitatifs que les gestionnaires de structures peuvent exploiter. Une opportunité émerge avec l'extraction des carottes du pont Champlain. Il serait pertinent d'examiner les corrélations possibles entre l'endommagement actuel, déterminé par les résultats du SDT et du DRI, et la progression de cet endommagement, telle qu'évaluée sur des carottes soumises à des tests d'expansion résiduelle (prognose), en utilisant les mêmes outils sur des carottes ayant un endommagement initial similaire (provenant du même élément et de profondeur similaire). Cette approche pourrait permettre de prédire l'évolution future de l'expansion en fonction des paramètres de diagnose du béton. L'objectif est de rechercher des corrélations entre les paramètres pré et post-test d'expansion, établissant ainsi un lien entre la diagnose et le prognose, et ainsi déterminer l'ampleur réelle des dommages supplémentaires causés par ces tests. Un programme d'expérimental est donc effectué en ce sens dans le cadre de ce travail afin de pouvoir répondre à cette problématique.

3 Etat de l'art

Ce chapitre présentera une revue de littérature concernant les divers aspects abordés dans cette étude. En premier lieu, la RAS est abordée, en expliquant son mécanisme général. L'étude des mécanismes sert à mieux appréhender son incidence sur le béton, et comprendre ainsi le choix du paramètre actuel pour évaluer le béton, à savoir l'expansion du béton. Les conditions nécessaires afin d'obtenir la RAS sont étudiées pour évaluer la pertinence des protocoles et leur applicabilité dans d'autres contextes, tels que la Belgique. Il est également crucial de comprendre le mécanisme de dégradation au sein du béton et son influence sur les propriétés mécaniques afin de savoir comment les protocoles doivent intégrer l'effet de la RAS dans l'évaluation des structures pour les gestionnaires.

La façon dont le confinement influence l'évolution des dommages dus à la RAS est abordée, ainsi que son effet sur l'orientation des fissures engendrées par cette réaction. Enfin, l'impact de la RAS sur l'adhérence entre les barres d'armature et le béton est étudié.

Ensuite, les différents protocoles existants et leurs différentes approches sont rappelés. Le protocole de Fournier et al. (2010) est principalement abordé, qui met en avant deux aspects cruciaux pour cette étude : la diagnose et la prognose. Les différentes méthodes associées à chacun de ces aspects sont passées en revue.

Concernant la diagnose, les tests SDT, DRI et la résistance en compression sont discutés. Pour ce qui est de la prognose, les tests d'expansion résiduelle et d'alcalis solubles sont abordés.

3.1 Réaction alcalis-granulat

La réaction alcalis-granulat se produit lorsque les éléments alcalins présents dans le ciment, principalement le ciment Portland, interagissent avec certains types de granulats réactifs. Il existe deux types de réactions : la réaction alcalis-silice, qui se produit avec des granulats contenant de la silice réactive (amorphe), et la réaction alcalis-carbonate, qui se produit avec des éléments carbonates réactifs au sein des granulats. Ces éléments réagissent avec les hydroxydes alcalins présents dans la solution interstitielle de la pâte de ciment hydratée et entraînent un phénomène de gonflement du béton, conduisant à une expansion et à de la fissuration.

La réaction principalement étudiée et la plus fréquente est la réaction alcalis-silice.

3.2 Réaction alcalis-silice

La réaction alcalis-silice demeure l'une des réactions les plus préjudiciables pour la durabilité des éléments en béton affectés, constituant ainsi l'un des principaux défis en matière de durabilité des infrastructures routières en béton à travers le monde (MERL 2009, Torii 2004, Fournier et al. 2010, Miyagawa et al. 2006, Ahlstrom et al. 2012).

La Figure 2 illustre une infrastructure affectée par la RAS. Il s'agit du pont de l'estacade du pont Champlain, construit dans les années 1964-1965, qui a subi des dommages considérables dus à cette réaction. Cette structure a été soumise à d'importantes opérations de forage, et les données collectées sont utilisées ultérieurement.



FIGURE 2 – estacade du pont Champlain, Montréal - 2019 (Thériault et al. 2022b)

La RAS est une réaction nuisible se produisant au sein du béton, entre les hydroxydes alcalins présents dans la solution interstitielle du béton et les phases de silice réactive présentes dans les granulats. La présence d'hydroxydes dans la solution génère un pH élevé, et au-delà d'une certaine limite, les ions hydroxyde OH^- peuvent attaquer la silice instable présente dans les granulats. La réaction produit un gel siliceux hygroscopique qui, en adsorbant l'eau, crée un gonflement, et ainsi une expansion volumétrique au sein du béton. Cette expansion, bien qu'elle ne soit pas directement liée aux propriétés mécaniques du béton, est actuellement utilisée pour évaluer les dommages actuels du béton (diagnose) et son potentiel d'endommagement futur (prognose).

De nombreuses recherches ont été menées sur cette réaction depuis 80 ans, débutant avec les travaux pionniers de Stanton en 1940. Celui-ci a correctement identifié l'importance de la teneur en alcalis du ciment, de l'humidité, et de l'effet des pouzzolanes sur la sévérité de la RAS dans le béton.

Stanton (1940) a démontré à travers des observations expérimentales que le niveau d'expansion ne variait pas de manière monotone en fonction de la taille des granulats. Ainsi, l'expansion augmente lorsque la taille des particules diminue en raison de l'augmentation de la surface spécifique, jusqu'à ce qu'une limite soit atteinte où les particules sont si fines qu'elles réagissent toutes très tôt, lorsque le béton est encore malléable. La taille de particule provoquant le plus d'expansion se situe à une taille intermédiaire spécifique, appelée la taille pessimum (Stanton 1940).

3.2.1 Mécanisme général

Les silicates sont la classe de minéraux la plus abondante sur Terre. Ils sont composés d'un réseau 3D d'unités de silice tétraédrale (SiO_2), avec un atome de Si au centre, entouré de 4 atomes d'oxygène (Varshneya 1994). Cette silice est composée principalement de groupes siloxanes ($\equiv Si - O - Si \equiv$). Le symbole \equiv signifie qu'un atome de Si est relié à 3 atomes d'oxygène. A la surface, en contact avec de l'eau, la silice (amorphe ou cristalline) est désordonnée et les oxygènes à la surface sont hydroxylés, formant des groupements silanols ($\equiv Si - OH$) (Chatterji 1979). La structure de la silice est représentée à la Figure 3.

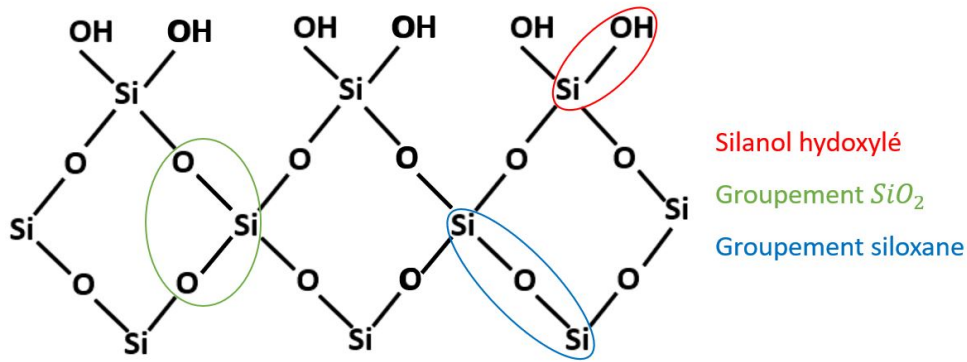
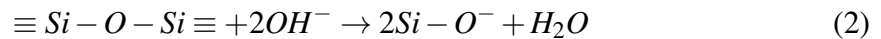
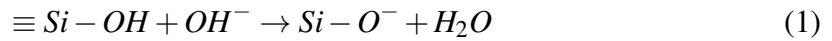


FIGURE 3 – Structure tétraédrale des silicates

En présence d'une concentration élevée en ions hydroxydes (OH^-), la silice tend à se dissoudre en premier par neutralisation des groupements silanols (Equation de réaction 1), et ensuite par attaque sur les groupements siloxanes (Equation de réaction 2).



L'étude du phénomène de dissolution de la silice est un phénomène étudié depuis un certain temps (Varshneya 1994, Iler 1979, Hench et al. 1978, Clark et al. 1980, Molchanov et al. 1957, Schloze 1982, Sjöberg 1996, Bunker et al. 1994). Au fur et à mesure que les groupements siloxanes se rompent, les groupements $Si - O^-$ se combinent avec les alcalis provenant de la solution interstitielle pour former un produit de réaction qui, en présence d'une humidité suffisante, se transforme en gel siliceux. Cette réaction entraîne une diminution du pH dans la solution interstitielle.

La structure de la silice joue un rôle crucial dans l'expansion due à la RAS. Plus précisément, il s'agit de la silice amorphe qui se dissout de manière significative lorsqu'elle entre en contact avec des ions hydroxydes. Les liaisons au sein de la silice réactive sont considérablement plus faibles, rendant la silice amorphe beaucoup plus soluble en présence d'une solution à pH élevé, ce qui la rend également plus réactive. Ainsi, la silice amorphe est responsable d'un dommage significatif dû à la RAS. La Figure 4a illustre la différence de solubilité entre une structure de silice cristalline 4b et amorphe. La structure amorphe est caractérisée par son désordre, tandis que la structure du quartz, étant plus stable à un pH élevé, ne réagit pas significativement avec la solution interstitielle contenant des hydroxydes alcalins.

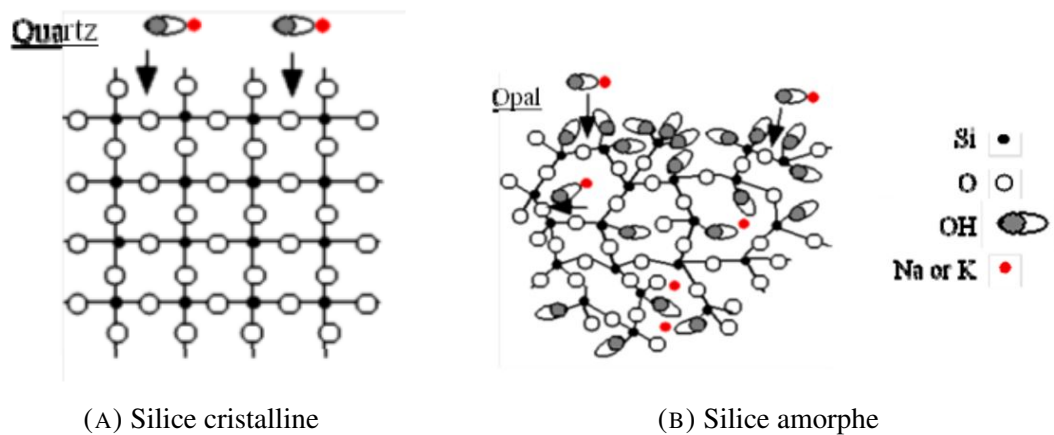


FIGURE 4 – Dissolution de la silice en contact avec les ions hydroxydes de la solution interstitielle du béton - (Thomas et al. 2013)

Ce gel contient divers groupements hydrophiles ($-OH$, $-O, Na, \dots$), ce qui le rend hygroscopique (Hench et Clark, 1978) : signifiant qu'en présence d'eau, il augmente en volume. De plus, le gel est très poreux, ce qui lui confère une surface spécifique très élevée, et est responsable d'une expansion importante. Un phénomène d'osmose se produit alors, entraînant un transfert d'eau vers le gel, ce qui provoque une expansion de celui-ci (Powers et Steinour 1955a, Diamond 1989, Ichikawa et Miura 2007, Poole 1992). Le mécanisme responsable de l'expansion au sein du béton a été décrit par Powers et Steinour (1955a et 1955b) qui ont proposé une synthèse du travail réalisé par Hansen (1944) et McGowan et Vivian (1952).

Hansen avançait que le gel atteint la pâte de ciment riche en calcium, réagissant avec le calcium pour former une barrière semi-perméable à travers laquelle l'eau peut passer, mais pas le gel. Cela est appuyé par les travaux de Knudsen et Thaulow (1979), qui ont montré que le gel à l'intérieur ou à proximité immédiate des granulats réactifs est riche en alcalis et pauvre en calcium. Le gel s'enrichit en calcium lorsqu'il s'éloigne du granulat en raison de son contact avec la pâte de ciment. Cela crée une pression osmotique qui conduit à des pressions hydrostatiques élevées, provoquant la détérioration du béton par fissuration une fois que la résistance à la traction est dépassée. En revanche, McGowan et Vivian ont contesté cette théorie et ont proposé une alternative, suggérant que l'expansion est due directement à l'absorption d'eau par le gel.

Powers et Steinour ont proposé un compromis, suggérant que les deux mécanismes décrits étaient responsables de l'expansion du béton.

Ils ont avancé l'idée que le produit de réaction peut agir comme une membrane semi-perméable, un concept précédemment discuté par Kunitz (1928) et appelé effet Gibbs-Donnan. Lorsque ce gel atteint la pâte de ciment riche en calcium, il réagit avec le calcium présent dans la solution et un échange entre les éléments alcalins et le calcium forme un gel beaucoup plus visqueux. Le mécanisme d'expansion est décrit à la Figure 5.

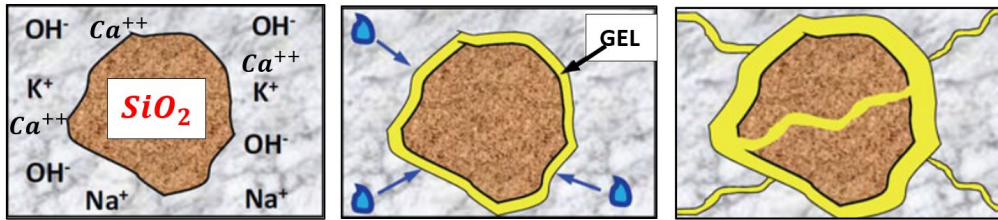


FIGURE 5 – Mécanisme d'expansion dû à la RAS au sein d'un granulat réactif - (Thomas et al. 2013)

Récemment, des travaux publiés par Leemann et al. (2024) ont montré que le mécanisme d'expansion au sein des granulats réactifs, avant d'atteindre la pâte de ciment, ne provient ni du gonflement du gel ni du phénomène d'osmose. La pression est générée par la précipitation du produit RAS non cristallin, et peut être décrite comme une pression de solidification (force générée lors de la transition d'une substance de l'état liquide à l'état solide), exercée par la précipitation des produits RAS chargés négativement. Cette pression résulte de la répulsion électrostatique entre les précipités chargés négativement, la silice en solution également chargée négativement, et les surfaces des granulats elles aussi chargées négativement. Cela provoque ainsi une expansion et la fissuration des granulats. Les auteurs ont également indiqué l'importance d'avoir une zone confinée à l'intérieur des particules de granulats réactives pour qu'une pression de gonflement soit exercée.

Une expansion significative au sein du béton ne peut être obtenue que lorsqu'une quantité adéquate de calcium est présente, généralement sous forme de $Ca(OH)_2$ dans la pâte de ciment hydratée. Plusieurs mécanismes ont été proposés à cet égard. Thomas (2001) et Hansen (1944) ont avancé le concept de recyclage des hydroxydes alcalins, par échange d'ions calcium et alcalins. Ainsi, le pH reste plus ou moins constant grâce à la régénération des ions OH^- , permettant ainsi la poursuite du mécanisme de dissolution de la silice réactive. Thomas (2001) a donc avancé qu'il s'agissait de la raison pour laquelle dans les larges structures de barrage la réaction ne semblait pas s'arrêter même après des dizaines d'années. Concernant le pH, Wang et Gillott (1991) ont suggéré que la présence de chaux libère des groupements hydroxyles, créant ainsi un pH suffisamment élevé pour initier la réaction. Thomas (1998) et Diamond (1989) ont proposé qu'en l'absence de calcium, la silice réactive se dissout et réagit avec la solution d'hydroxyde alcalin sans causer de dommages. Thomas (1998), Thomas et al. (1991), et Bleszynski et Thomas (1998) ont avancé que la présence de calcium est indispensable pour induire une expansion. Enfin, Bleszynski et Thomas (1998), Buckley et Greenblatt (1994), Gholizadeh Vayghan et Rajabipour (2015) démontrent que la présence de calcium augmente la viscosité et la résistance du gel, résultant en de plus grande pression générée lors de l'expansion du gel moins visqueux. Urhan (1987) a synthétisé les observations de divers auteurs et a avancé l'idée que le gel évolue d'un gel riche en alcalins, à un gel riche en calcium, qui équivaut en réalité du CSH, ayant des propriétés physiques et mécaniques différentes. Les changements du gel sont représentés dans la Figure 6.

Ainsi, un gel pauvre en calcium est peu visqueux mais subit une expansion importante, tandis qu'un gel riche en calcium est très visqueux mais connaît très peu d'expansion.

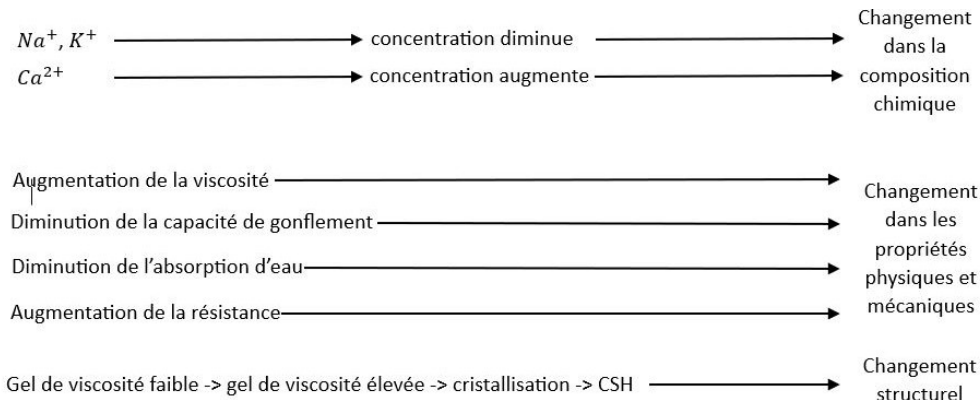


FIGURE 6 – Changement de propriétés physiques et mécaniques du gel - (Urhan 1987)

Au vu de la description du mécanisme, le choix du paramètre d'expansion comme paramètre d'endommagement des structures dû à la RAS dans les protocoles existants (Fournier et al. 2010, Bérubé et al. 2005b, Bérubé et al. 2002a) semble justifié. Il est également compris que le mécanisme de la RAS ne peut être interrompu que par la consommation totale de la silice réactive en présence d'humidité. La suspension de l'humidité permettrait également d'arrêter la réaction, mais dans le cas où l'humidité ne peut être empêchée ou des problèmes d'étanchéité surviennent, il est crucial d'évaluer les dommages futurs pouvant être causés par cette réaction.

3.2.2 Présence de granulats réactifs et d'éléments alcalins dans le béton

Comme précédemment discutée, la présence de silice réactive au sein des granulats est un élément nécessaire à la RAS. Cette silice réactive est présente dans les granulats ou sables extraits au Québec. Bérubé et al. (2000) ont examiné l'origine de ces composants réactifs et ont constaté qu'ils peuvent être trouvés dans les trois provinces géologiques du Québec : (1) le bouclier Laurentien, (2) les basses terres du Saint-Laurent, (3) les Appalaches. Ces éléments sont donc collectés et utilisés dans la production de béton au Québec. La Figure 7 représente les localisations où la RAS a été détectée au Canada. Tous ces endroits utilisent des granulats contenant de la silice réactive.



FIGURE 7 – Position des structures endommagées par la RAS au Canada - (Thomas et al., 2017)

En ce qui concerne la présence des éléments d'hydroxydes alcalins, leur concentration doit être suffisamment élevée pour que la réaction puisse se produire. Cette concentration élevée permet d'atteindre un pH suffisamment élevé, grâce à une concentration élevée en ions hydroxydes, pour provoquer la dissolution de la silice et ainsi déclencher la RAS. Les alcalins présents dans le béton sont exprimés de manière arbitraire en oxydes d'éléments, K_2O et Na_2O . Dans le ciment, la partie soluble des alcalins est principalement sous forme de sulfates alcalins. Cette quantité peut être estimée à 60 % (Bérubé et al., 2002b). Le reste est fixé au sein des hydrates du ciment. Généralement, la quantité d'alcalis présente dans le béton est exprimée en concentration massique de Na_2O_e [kg/m^3], équivalent selon l'équation suivante :

$$Na_2O_e = \% \text{ massique } Na_2O \text{ } [kg/m^3] + 0,658 \times \% \text{ massique } K_2O \text{ } [kg/m^3]$$

Outre la source d'alcalis présents dans le ciment, il a été démontré par plusieurs auteurs que les alcalis avaient d'autres provenances, telles que les granulats eux-mêmes, les adjuvants (par exemple les superplastifiants) (Béland 2020, Diamond 1989, Fournier et al. 2010, Lindgård et al. 2012).

En ce qui concerne la quantité minimale d'alcalis requise dans le béton, la norme canadienne (CSA A23.2-27A) préconise des limites maximales en alcalis en fonction d'un niveau de prévention défini selon le niveau de risque et la classification de la structure. Généralement, il est admis qu'elle correspond à 3 [kg/m^3] pour une structure présentant un niveau de prévention faible. Cette quantité diminue ensuite pour les niveaux de prévention plus sévères.

En Belgique, lors de l'utilisation de granulats réactifs ou d'origine inconnue et potentiellement réactifs, la norme NBN B12-109 recommande des limites maximales pour les teneurs en Na_2O équivalent en fonction du type de ciment utilisé. Pour un CEM I 32.5/42.5/52.5, la quantité maximale autorisée est également de 3 kg/m^3 , ce qui représente la limite la plus sévère. En effet, la présence de chaux est plus importante avec le CEM I, et la chaux a été démontrée comme étant nécessaire à une détérioration importante due à la RAS (section 3.2.1).

3.2.3 Mécanisme de dégradation du béton associé à la RAS

A présent, une compréhension du mécanisme d'expansion au sein du béton est acquise. Ce paramètre est actuellement utilisé pour évaluer les dommages subis par le béton, étant donné son lien avec le degré de fissuration observé. Le mécanisme d'expansion exerce une pression interne au sein du béton affecté, entraînant ainsi une microfissuration lorsque la résistance à la traction est dépassée. Il est donc essentiel de comprendre comment cette expansion est reliée au niveau de fissuration dans le béton. En effet, la fissuration a un impact direct sur les propriétés mécaniques du béton, ce qui est crucial pour évaluer la capacité structurelle de l'élément en béton ou en béton armé.

L'expansion en elle-même n'est pas un indicateur fiable pour évaluer les dommages structurels, car elle n'est pas nécessairement représentative de ceux-ci, mais il est généralement accepté que plus le niveau d'expansion est élevé, plus la détérioration est importante (Sanchez et al. 2017, Mohammadi et al. 2020).

Ainsi, l'expansion du gel commence à l'intérieur du granulat, amenant à des contraintes de traction au sein du granulat et de compression sur les bords. Dès lors, la fissuration débute à l'intérieur du granulat, avant de rejoindre la pâte de ciment lorsque le gel "quitte" le granulat (Golterman et al., 1995 et Leemann et al., 2016).

Sanchez et al. (2015) ont proposé un modèle, indépendant du type de granulat, reliant le niveau d'expansion au schéma de fissuration au sein du béton. Il démontre ainsi le développement de la propagation des fissures dans des conditions non confinées. Cela est illustré à la Figure 8 : aux faibles niveaux d'expansion (par exemple, 0,05 %), des fissures *nettes* et en *pelure d'oignon* (représentées par A et B dans la Figure 8, respectivement) se forment à l'intérieur des particules de granulats réactifs, mais une partie de ces fissures est présente dès le début de par le processus de formation des roches ou de fabrication des granulats. Ces fissures ne sont donc pas dues à la RAS mais constituent des chemins d'infiltration préférentiels pour les hydroxydes d'alcalins.

Au fur et à mesure que la réaction progresse, non seulement de nouvelles fissures se forment dans les granulats, mais, plus important encore, les fissures précédemment développées s'allongent et s'élargissent et peuvent même commencer à s'étendre légèrement dans la pâte de ciment à des niveaux d'expansion modérés (0,12 %). Alors que la RAS continue à se développer, les fissures précédemment formées atteignent la pâte de ciment aux deux extrémités du granulat (par exemple, à 0,20 % d'expansion), ce qui impacte considérablement l'intégrité physique et les propriétés mécaniques du matériau affecté. Enfin, à des niveaux d'expansion très élevés (par exemple, 0,30 %), les fissures développées au niveau des particules de granulats distinctes commencent à se relier, créant ainsi un important réseau de fissures dans le béton affecté, réduisant ainsi davantage sa durabilité et ses propriétés mécaniques.

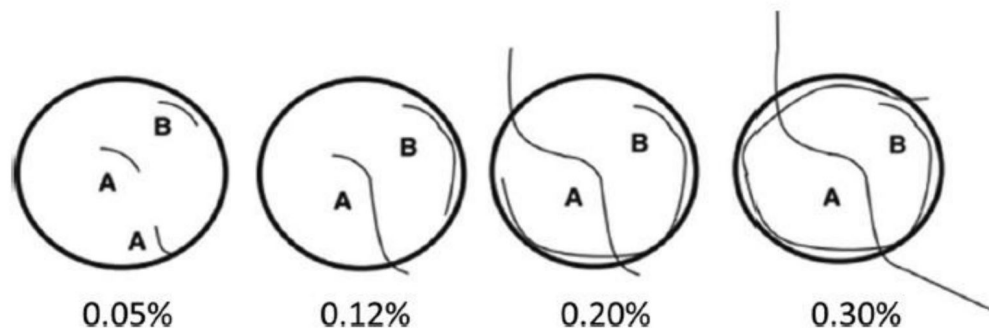


FIGURE 8 – Propagation des fissures dans des conditions non confinées en fonction de l'expansion - (Sanchez et al., 2015)

En résumé, ce modèle décrit que la fissuration due à la RAS débute dans les granulats avant d'atteindre au final la pâte de ciment. Ce mécanisme a été également proposé par d'autres auteurs également (Ben Haha et al., 2007, Multon and Sellier 2016, Reinhardt and Mielich 2011, Leemann et al. 2024).

3.2.4 Impact de la RAS sur les propriétés mécaniques du béton

Comme discuté, il est primordial d'évaluer les capacités structurelles de la structure, et dès lors d'être capable de connaître l'impact de la RAS sur les propriétés mécaniques (Kubo et al., 2012). Les propriétés intéressantes pour l'évaluation de la résistance d'un élément en béton sont la résistance en compression, le module de Young et, potentiellement, la résistance en traction. Il est donc important de comprendre l'impact de la détérioration du béton sur ces propriétés (Sanchez et al. 2017, Mohammadi et al. 2020, Smaoui et al. 2005, Crouch et al. 1990, Smaoui et al. 2006).

Sanchez et al. (2017) ont testé une série de spécimens de bétons 35 MPa avec plusieurs granulats différents et a mesuré les propriétés résiduelles. Les expansions mesurées sont des expansions longitudinales des carottes. Le béton représentatif dans le cadre de ce projet est le béton "QC + Lav35", car les ponts pour lesquels les carottes testées ont été extraites contiennent des granulats de Québec (QC) et une résistance en compression proche. Il a ainsi déterminé que la résistance à la traction et le module de Young diminuaient significativement pour des expansions du béton faibles à modérées. Les propriétés semblent diminuer de moins en moins à partir d'un certain niveau d'expansion (Figure 9 et Figure 10). La résistance à la compression, elle, ne diminue que pour des expansions élevées ($>0,2\%$) ou très élevées ($>0,3\%$) (Figure 11). Cela a été montré également par de nombreux auteurs (Smaoui et al. 2004, Sanchez et al. 2017). De nombreuses autres études montrent que la résistance en compression n'est pas le paramètre le plus affecté.

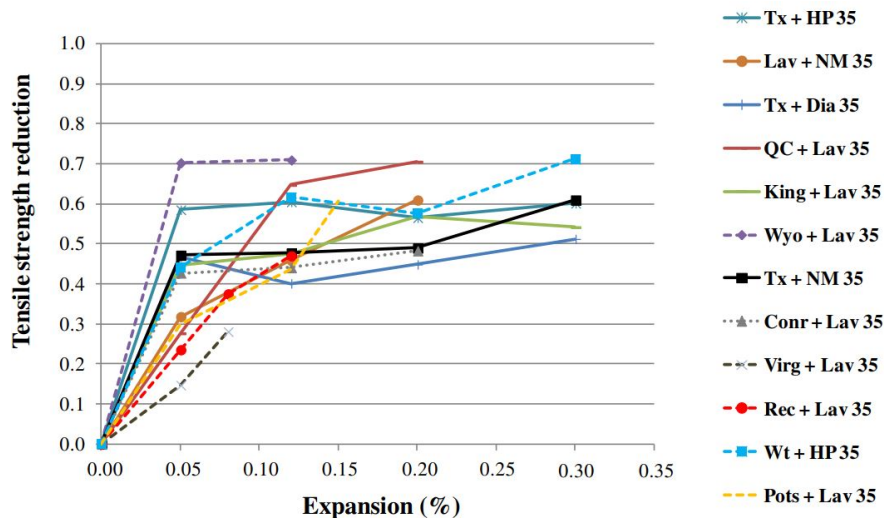


FIGURE 9 – Evolution de la résistance en traction en fonction de l'expansion [%] - (Sanchez et al., 2017)

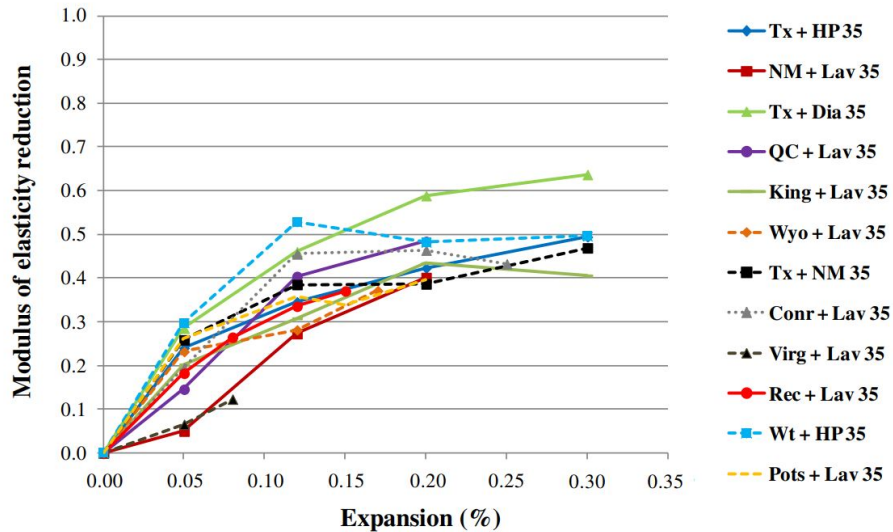


FIGURE 10 – Evolution du module de Young en fonction de l'expansion [%] - (Sanchez et al., 2017)

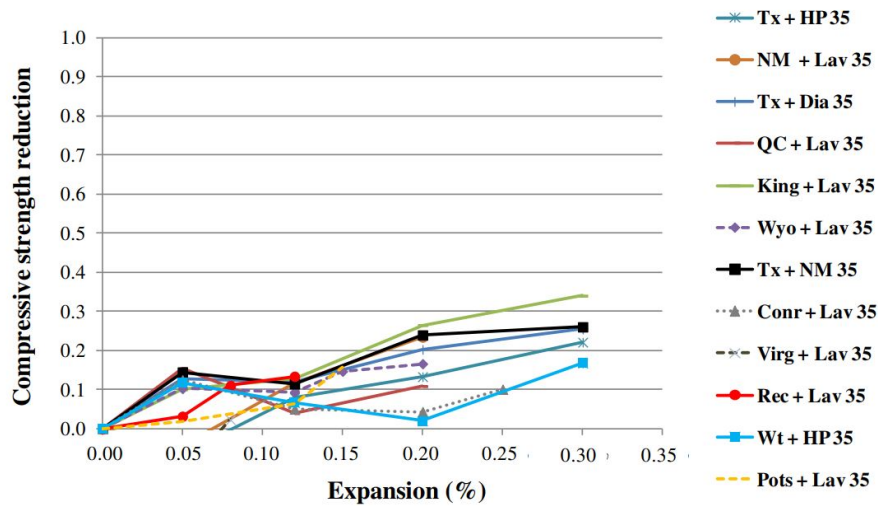


FIGURE 11 – Evolution de la résistance en compression en fonction de l'expansion [%] - (Sanchez et al., 2017)

Le module de Young du béton est influencé par la rigidité des granulats qui le composent. Comme mentionné précédemment, la fissuration due à la RAS a tendance à se produire en premier lieu au sein des granulats pour de faibles niveaux d'expansion (0,05 %) (Sanchez et al., 2015). Ainsi, le module de Young diminue significativement pour ces faibles expansions, et plafonne lorsque la fissuration atteint la pâte de ciment. De manière similaire, la résistance en traction connaît également une diminution aux premiers stades de la RAS.

Le mécanisme de rupture en traction est fragile, caractérisé par l'apparition de pics de contrainte aux extrémités des fissures, ce qui conduit à la propagation de ces dernières et éventuellement à la rupture (Sanchez et al., 2017).

En revanche, le mode de rupture en compression est ductile, avec la rupture de la pâte de ciment lorsque des niveaux d'expansion élevés sont atteints et que les fissures commencent à s'interconnecter entre les granulats (Sanchez et al., 2017), créant ainsi des instabilités et conduisant à la rupture.

L'aspect crucial à souligner ici est que le module de Young et la résistance en traction évoluent avec l'expansion uniquement jusqu'à un certain seuil, après quoi ils tendent à se stabiliser pour les raisons mentionnées. À ce stade, l'expansion n'est plus linéairement corrélée à ces valeurs, et l'utilisation de ce paramètre pour décrire les dommages subis par le béton peut être remise en question. De plus, il s'agit des résultats obtenus via des éprouvettes fabriquées en laboratoire et non des carottes endommagées provenant du site directement. Cela constitue un sujet à approfondir dans le cadre de la première question de recherche.

En ce qui concerne la résistance en compression, il est intéressant de noter qu'elle reste plus ou moins constante jusqu'à ce que des niveaux de dommages importants soient atteints dans le béton.

3.2.5 Influence du confinement sur l'expansion induite par la RAS

En l'absence de confinement et de barres d'armature, les fissures dans le béton se forment de manière aléatoire, sans direction privilégiée, en fissuration polygonale (Figure 12a) (ISE 1992, Fournier et al. 2010, Sanchez et al. 2020, Thomas et al. 2013). En revanche, lorsque du confinement est présent, celui-ci influence la direction de l'expansion, et donc de la fissuration. L'expansion du béton se produit dans la direction où le confinement est le plus faible, induisant ainsi une orientation préférentielle des fissures, car l'ouverture de la fissuration se produit donc dans la direction la moins confinée (Figure 12b).

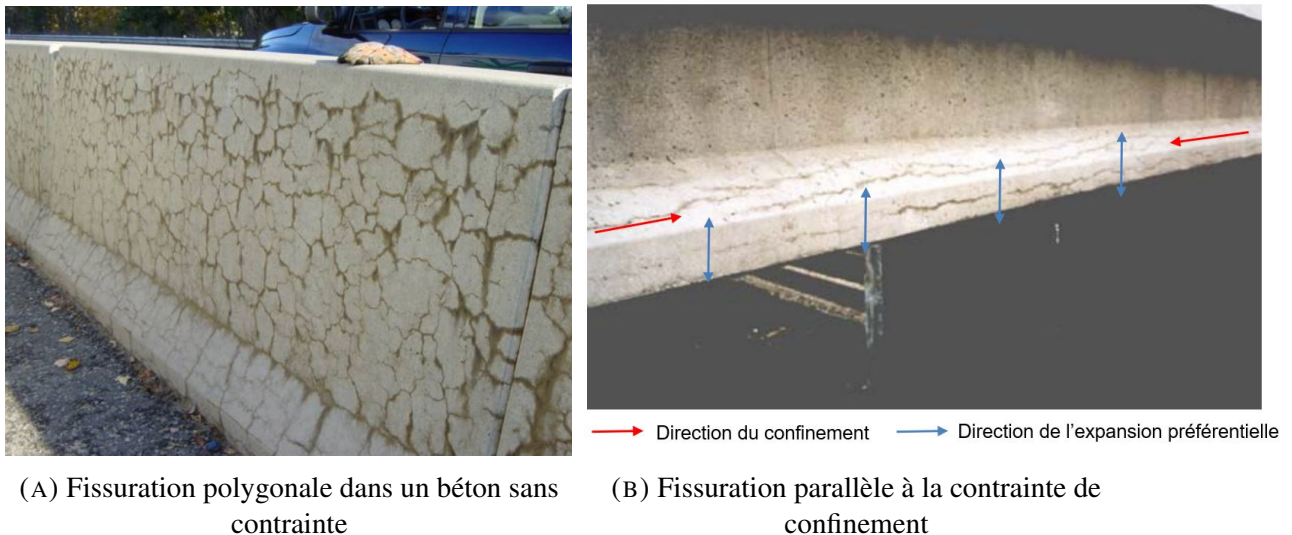


FIGURE 12 – Influence de l'état de contrainte du béton sur l'orientation de la fissuration - (Thomas et al., 2013)

Smaoui et al. (2004, 2008) ont montré, pour des cylindres et prismes non armés, que l'expansion est la plus faible dans la direction la moins confinée et que l'expansion est la plus grande dans la direction transverse que longitudinale.

Le comportement du béton est alors dit anisotrope car le niveau d'expansion n'est pas le même dans toutes les directions.

Selon les travaux de Morenon et al. (2017), ainsi que ceux de Multon et al. (2006), et de nombreux autres chercheurs, la diminution de l'expansion dans la direction confinée entraînerait une augmentation de l'expansion dans les directions non confinées par le biais d'un transfert de l'expansion. Cependant, ce phénomène est remis en question par de nombreux auteurs, tels que Jones et al. (1996), Gravel et al. (2000), Dunant et al. (2012) et Ahmed et al. (1999), qui soutiennent qu'aucun transfert ne se produit entre la direction confinée et la direction non confinée. Ces contradictions peuvent s'expliquer par différence des carottes testées, du niveau du degré d'expansion, de la direction, de la taille... (Sorgaard et al., 2020).

Cependant, il est largement admis que le confinement contribue à réduire l'expansion (Multon et al., 2006). Ainsi, plusieurs études ont clairement démontré que la présence de contraintes directionnelles telles que les barres d'armatures (Putterill et Oberholster 1985, Kobayashi 1989, ISE 1992, Jones et Clark 1996), et la charge (Larive 1998, Clayton et al. 1990, ISE 1992, Jones et Clark 1996, Le Roux et al. 1992, Ng 1991), réduit l'expansion due à la RAS dans la direction de ces contraintes.

Par conséquent, le béton se trouve dans un état d'anisotropie, où l'expansion varie selon les directions, et plus la RAS progresse, plus cette anisotropie est prononcée (Allard et al., 2018). Dans ce contexte, l'utilisation d'une valeur moyenne pour l'expansion provenant des différentes directions ne semble pas être appropriée (Allard et al., 2018). Ce phénomène de transfert d'expansion a été initialement observé dans les éléments confinés de manière uniaxiale (Larive et al., 1996).

Ainsi, il est évident que mesurer l'expansion libre en laboratoire pour représenter le confinement du béton ne permet pas de reproduire fidèlement l'état réel du béton et son expansion effective. Par conséquent, il serait intéressant d'étudier le comportement du béton sous des contraintes multiaxiales. Multon et Toutlemonde (2006) ont tenté d'étudier des spécimens soumis à un confinement radial, mais ce test ne permettait pas de reproduire fidèlement les conditions réelles de confinement du béton, et par conséquent, les conclusions sur l'expansion volumétrique ne peuvent être considérées comme parfaitement exactes.

3.2.6 Influence du confinement sur l'orientation des fissures induites par la RAS et influence de cette orientation sur les résultats des tests mécaniques

Comme discuté, le confinement peut résulter de contraintes de compression internes au béton dues à la nature de l'élément et à sa charge (Clayton et al. 1990, ISE 1992, Jones et Clark 1996, Le Roux et al., 1992, Ng, 1991), ou bien à la présence de barres d'armature et de barres de précontrainte (Hobbs 1990, Putterill et Oberholster 1985, Kobayashi 1989, ISE 1992, Jones et Clark 1996). McLeish (1990) a proposé, en présence d'armatures, un effet de précontrainte se manifeste et le béton, tentant de s'expanser dans la direction des armatures, se voit contraint par celles-ci (sous réserve que l'adhérence entre le béton et l'acier soit maintenue), ce qui met en réaction les armatures en tension et le béton en compression.

Cette contrainte de confinement limite l'expansion du béton, orientant ainsi les fissures parallèlement aux barres d'armature, avec une expansion se développant perpendiculairement à l'axe des armatures (McLeish 1990, Allard et al. 2018, Barbosa et al. 2014, Barbosa 2017, Hansen 2016), comme représenté à la Figure 13a. L'influence du confinement du aux charges externes est similaire, où les fissures se propagent dans la direction offrant le moins de confinement, comme illustré dans la Figure 13b. Dans cette configuration, les fissures sont parallèles à la direction de la compression dans la colonne. Ainsi, lorsqu'un carottage est réalisé, la direction de celui-ci, dictée par les contraintes du terrain, peut induire l'apparition d'une orientation privilégiée de fissuration au sein de l'échantillon extrait.



(A) Fissures suivant la précontrainte

(B) Fissures dans l'axe du confinement

FIGURE 13 – Orientation préférentielle de la fissuration - (Thomas et al., 2013)

Rigden et al. (1992) ont constaté que les carottes de béton présentant des fissures parallèles à l'axe de chargement avaient une résistance en compression uniaxiale et un module d'élasticité plus élevés que celles présentant des fissures perpendiculaires. Ces conclusions ont été corroborées par les travaux de Giaccio et al. (2009) ainsi que de Majlesi (1994), qui ont étudié des carottes avec différentes orientations de fissuration. De plus, ils ont démontré que l'orientation des fissures avait un impact significativement plus important sur le module de Young que sur la résistance en compression.

Dans sa thèse publiée en 2017, Barbosa examine l'impact de l'orientation des fissures sur la résistance en compression et en traction uniaxiale de carottes prélevées au sein de pont endommagé par la RAS en service. Le tablier de pont présentait des fissures horizontales s'étendant dans le sens de sa longueur. En effet, l'expansion est la plus libre dans le sens vertical à la dalle. Ce qui distingue son travail, c'est sa capacité à prélever des carottes dans les directions verticales et horizontales du tablier, permettant ainsi d'obtenir des échantillons avec des motifs de fissuration soit perpendiculaires, soit parallèles à l'axe de chargement (Figure 14).

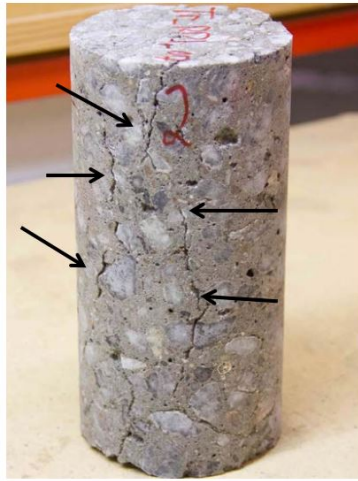
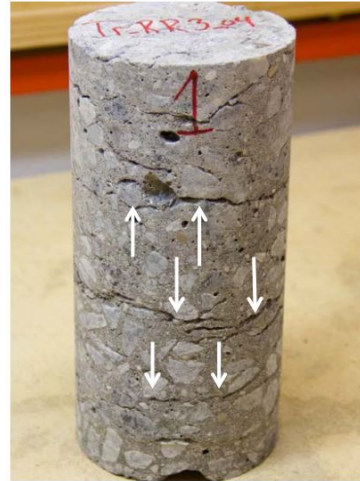
(A) Fissuration $\backslash \backslash$ à l'axe de chargement(B) Fissuration \perp à l'axe de chargement

FIGURE 14 – Carottes extraites de la dalle de pont présentant une fissuration préférentielle - (Barbosa 2017)

Les résultats de l'étude de Barbosa (2017) indiquent que les carottes présentant une orientation préférentielle des fissures parallèles à l'axe de chargement affichent des performances nettement supérieures à celles avec un motif de fissuration perpendiculaire. La différence dans les résultats est expliquée par la différence dans le mode de rupture des carottes. Pour les carottes avec un motif parallèle, la rupture est dominée par l'ouverture de ces fissures et la ruine survient ensuite par flambage, flexion (des phénomènes de second ordre sont engendrés) ou écrasement. Concernant le motif perpendiculaire, la ruine subvient par "*la fermeture des fissures, les déformations excentriques et le développement de fissures de division verticales*".

Bien que Barbosa ne spécifie pas explicitement les raisons de ce choix, il en conclut que les carottes avec un motif parallèle reflètent plus fidèlement l'état réel du béton détérioré. La raison pour laquelle Barbosa privilégie les résultats de la fissuration parallèle est probablement liée au sens des efforts dans le tablier de pont. Ainsi, les efforts de compression transiteront en réalité dans le plan des barres d'armatures longitudinales, signifiant que celle-ci s'applique parallèlement au motif de fissuration. Ceci est démontré dans la Figure 15, où les efforts de compression sont indiqués en rouge et ceux de traction en bleu : la fissuration suit ces efforts normaux et les propriétés de résistance pertinentes sont également alignées dans cette direction. C'est donc bien cette orientation qui est la plus logique et il n'y a pas de raison de venir choisir les propriétés moindres de la fissuration perpendiculaire où la compression ne s'applique pas. Seulement, il est souvent très compliqué, voir impossible de venir carotter dans ces directions. Ce constat sera réexaminé lors de l'analyse des données de Barbosa, où une relation entre les résistances sera tentée.

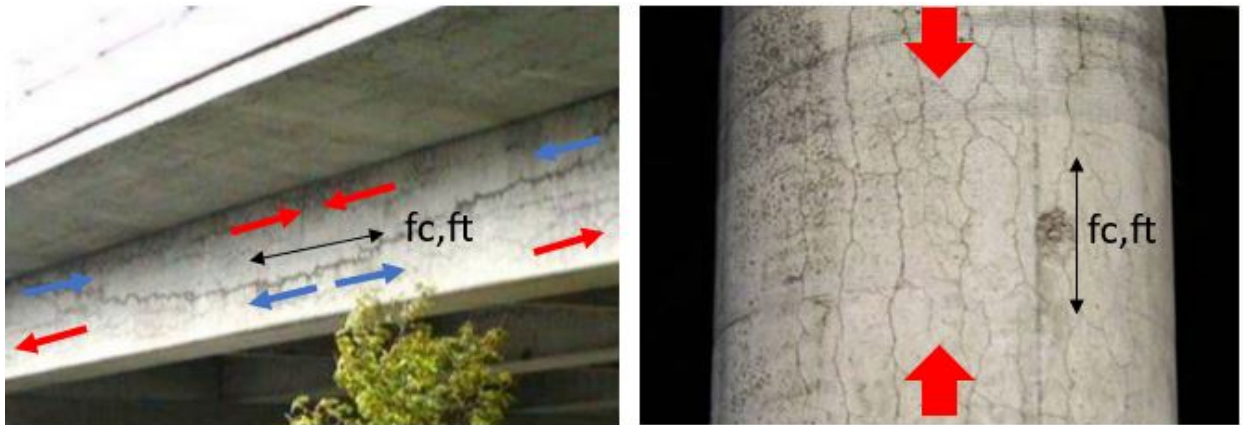


FIGURE 15 – Orientation des efforts en fonction de la direction des résistances pertinentes

Crisp et al. (1989) ont également montré que l'orientation de la fissuration influençait les résultats du cycle d'endommagement cyclique, le "Stiffness Damage Test" (SDT). Ce test est discuté par la suite à la section 3.4.1. Des cycles de contrainte-déformation sont ensuite réalisés, et les paramètres suivants sont mesurés : le module de Young, l'aire dissipée (aire sous les courbes de contrainte-déformation) et la linéarité de la courbe. Ainsi, si la fissuration est principalement orientée perpendiculairement à l'axe de chargement, les résultats montrent un module faible, une énergie dissipée plus élevée et un indice de non-linéarité plus grand que l'unité (courbe concave). Dans le cas où la fissuration serait principalement orientée dans l'axe de chargement, les tendances sont alors inversées.

Dans leur étude menée en 2016, Allard et al. (2016) visaient à caractériser de manière approfondie les dommages causés au matériau à divers stades de développement de la RAS en utilisant deux séries d'échantillons considérés comme représentatifs des ouvrages de type dalle épaisse.

Ils ont pu extraire des échantillons dans des directions verticales et horizontales (Figure 16) et ainsi avoir des carottes présentant des motifs de fissuration différents, et créant ainsi une banque de données qui est utilisée par la suite.

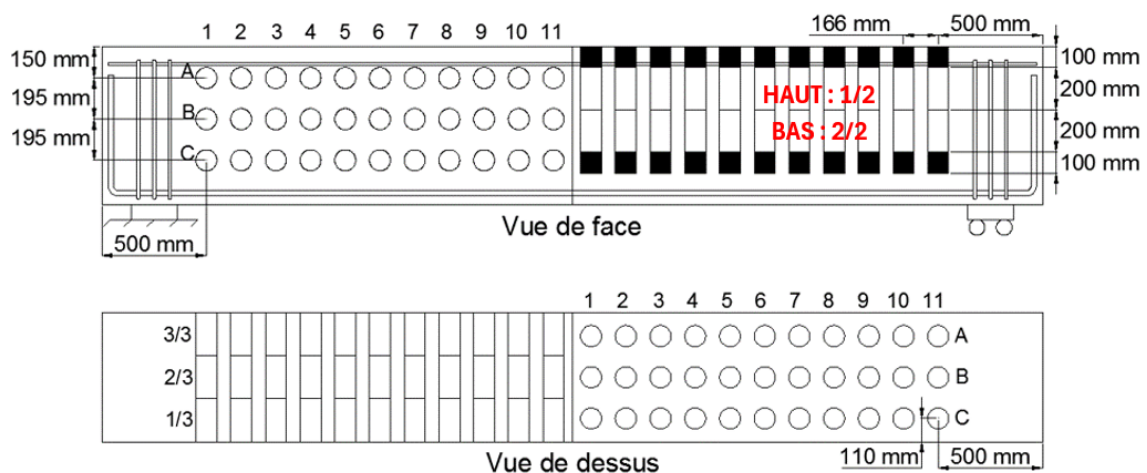


FIGURE 16 – Direction de carottage des dalles - (Allard et al., 2016)

3.2.7 Adhérence entre les barres d'armature et le béton détérioré par la RAS

Ballivy et al. (2000) ont examiné l'expansion de cubes munis de barres d'armature, concluant que les similitudes entre les déformations à la surface, à l'intérieur du béton, et celles des armatures, témoignaient d'une bonne adhérence entre le béton et l'acier. Les recherches de Swamy (1990,1995) et de Swamy et Al Asali (1987, 1989) ont également révélé que malgré d'importantes pertes dans le module de Young et des déformations significatives, l'adhérence béton-acier demeurait constante. De plus, les travaux de Bérubé et al. (2004b) ont confirmé ces résultats en mesurant les déformations en surface et au cœur du béton, mettant en lumière des déformations similaires dans les armatures, signe d'une bonne adhérence. Toutefois, ils ont également suggéré que l'adhérence entre le béton et l'acier pourrait être moins efficace pour le béton exposé aux conditions extérieures, en raison des cycles de gel/dégel et de la fissuration en surface.

Pour des niveaux d'expansions faibles (0,052% - 0,137 %), Smaoui et al. (2007) ont démontré une bonne adhérence entre le béton et la barre d'acier, car les déformations dans la barre d'acier sont assez similaires à celle du béton, confirmant les précédents résultats. Par contre, pour un set d'échantillons avec de plus hauts degrés d'expansion (0,082 % à 0,151 %), les auteurs ont rapporté une perte d'adhérence. En effet, les déformations dans la barre d'armature étaient inférieures à la déformation du béton. Il est donc possible qu'une telle perte d'adhérence intervienne lorsque l'expansion devient trop importante, ici correspondant à 0,08 %. Cela a d'ailleurs été suggéré par Fan et Halson (1998) également.

Les protocoles existants proposent un critère pour une limite d'expansion maximale de 0,2 %, correspondant à la limite de plasticité de l'acier. Ce critère suppose donc une bonne adhérence entre le béton et l'acier. La discussion précédente indique que cette adhérence n'est plus assurée à des niveaux d'expansion plus élevés.

3.2.8 La RAS aujourd'hui

Actuellement, la RAS reste un problème, même dans les nouvelles constructions. Cette persistance peut être déconcertante : les structures fortement impactées par la RAS l'étaient, car la réaction n'était auparavant pas encore "suffisamment connue/étudiée" pour les infrastructures et dès lors aucune mesure préventive n'était prise. Aujourd'hui, les facteurs de la réaction sont désormais assez bien connus, laissant supposer qu'il serait facile de la prévenir. Ainsi, pour arrêter cette réaction, il est nécessaire d'éliminer l'un des trois composants essentiels : une humidité suffisante, une quantité d'alcalis adéquate (amenant un pH suffisamment élevé) et des granulats contenant de la silice réactive (figure 17).

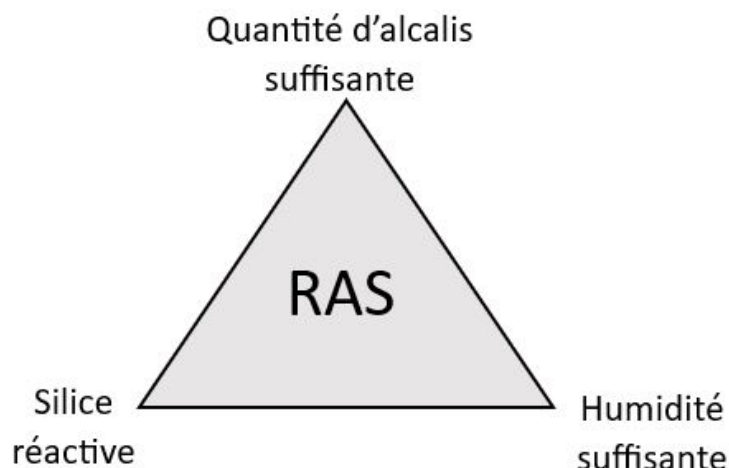


FIGURE 17 – Conditions nécessaires à la RAS

En ce qui concerne les granulats, leur utilisation est limitée à ceux disponibles au Québec, laissant peu de marge de manœuvre. En Belgique, la situation est différente car les carrières exploitant des granulats contenant de la silice réactive sont moins nombreuses. Cependant, de nombreux problèmes ont été signalés dans le Nord de la France où des structures ont utilisé des granulats calcaires de la carrière de Tournai. Des problèmes existent donc bel et bien, et les structures utilisant des granulats réactifs nécessitent un protocole d'évaluation.

Concernant l'humidité, sa présence est quasiment inévitable dans les infrastructures étudiées, telles que les ponts ou les routes. Enfin, l'utilisation d'un ciment à faible teneur en alcalis pourrait sembler une solution, mais de nombreux auteurs indiquent que les granulats participent avec une probabilité élevée à la libération des alcalis dans le béton (Béland 2020, Diamond 1989, Fournier et al. 2010, Lindgård et al. 2012, Bérubé et al. 2004b). Une étude bientôt terminée sur des blocs de béton à Ottawa permettra de confirmer, ou de réfuter, cette participation importante des granulats au relâchement de la silice. Ainsi, la RAS demeure un problème contemporain majeur, soulignant l'importance cruciale de disposer de protocoles pour gérer ces structures affectées.

3.3 Protocoles existants pour la gestion des infrastructures affectées par la RAS

Différents guides sont déjà disponibles pour évaluer et gérer les infrastructures existantes touchées par la RAS. Ceux-ci ont été réalisés dans le but d'aider les gestionnaires d'ouvrages à comprendre la RAS et à évaluer l'état des ouvrages affectés de ce problème. Ils permettent, sous certaines conditions, d'évaluer la détérioration du béton causée par la RAS actuelle (diagnose) et de prévoir le potentiel de réaction future de la structure (prognose). La diagnose est réalisée en la détermination de l'expansion actuelle du béton endommagé et l'évaluation de paramètres physico-mécaniques et pétrographiques, eux-mêmes corrélés à ce niveau d'expansion. La prognose consiste en la détermination du taux d'expansion annuel et le potentiel expansif futur. Plusieurs protocoles ont été élaborés, couvrant les différentes étapes mentionnées. Cependant, les méthodes utilisées peuvent varier d'un protocole à l'autre.

Bérubé et al. (2002a) proposent un protocole axé sur l'évaluation de la prognose, reposant sur des tests en laboratoire d'expansion résiduelle et de solubilité des alcalis, ainsi que sur une analyse approfondie des conditions réelles du béton en service. L'approche de l'auteur permet essentiellement de calculer un taux d'expansion dû à la RAS dans le béton réel, en appliquant des coefficients correcteurs prenant en compte les conditions réelles du béton sur site. Le protocole est présenté à la Figure 18.

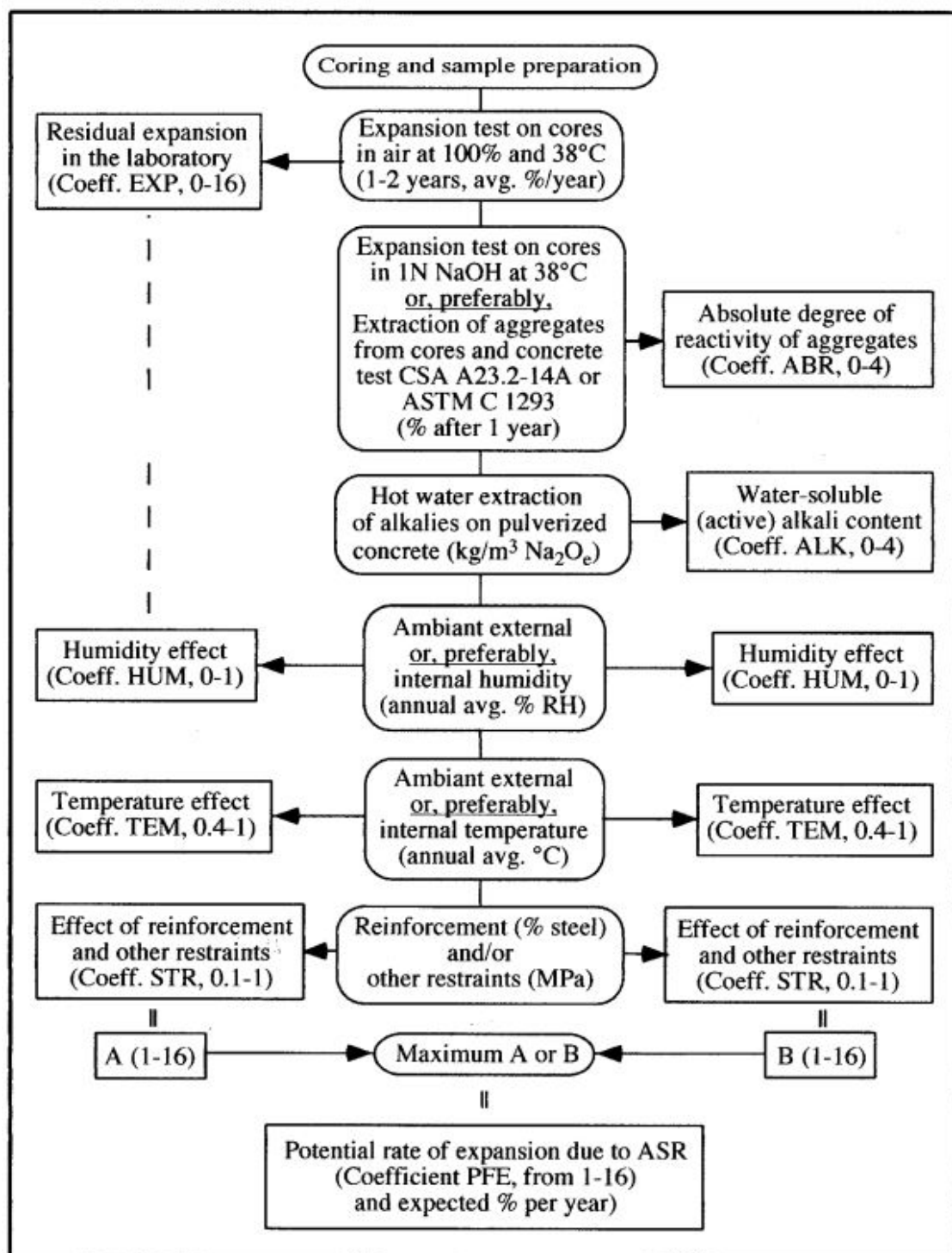


FIGURE 18 – Protocole sur la prognose - (Bérubé et al., 2002a)

Bérubé et al. (2005a) proposent un protocole complet d'évaluation et de gestion des structures, se fondant sur le taux d'expansion annuel et le nombre d'années avant que l'expansion au sein du béton n'atteigne 0,2%, soit la limite d'élasticité de l'acier. Enfin, l'approche de Fournier et ses collègues (2010) repose sur l'évaluation de la diagnose et de la prognose à l'aide des différentes méthodes mentionnées. Le protocole de Fournier et al. (2010) est largement inspiré de celui de Bérubé et al. (2002a) en ce qui concerne la prognose.

Le protocole le plus récent de Fournier et al. est utilisé comme référence (voir Figure 1). La partie encadrée en rouge dans cette Figure est celle qui attire l'attention dans ce projet (diagnose et prognose). L'approche est résumée dans le diagramme présenté à la Figure 19.

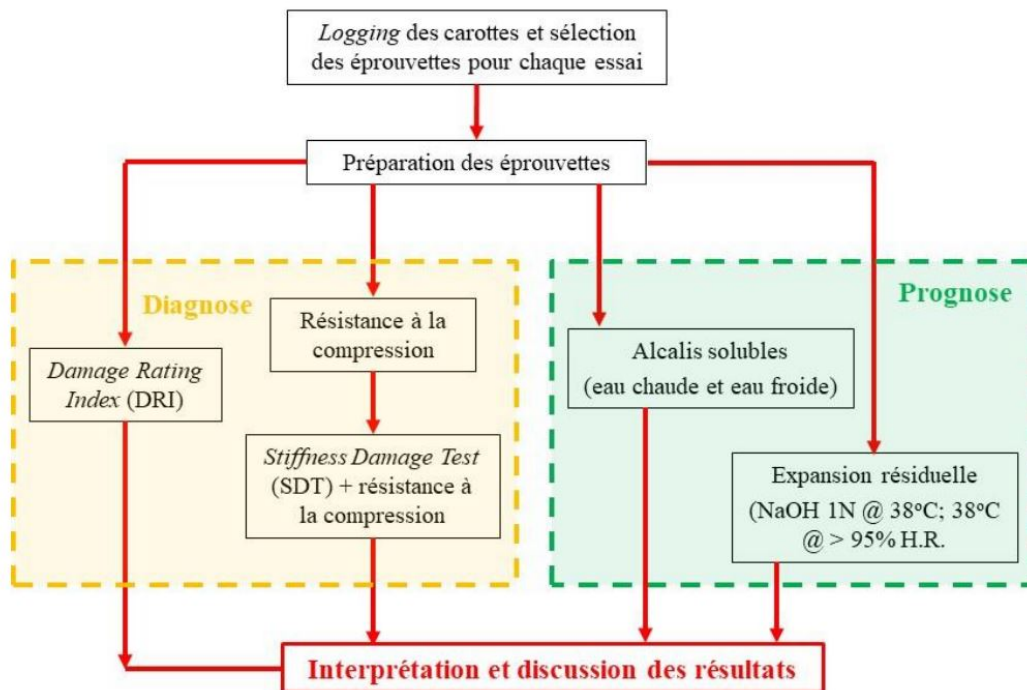


FIGURE 19 – Diagnose et prognose - (Thériault et al., 2022b)

Les étapes préliminaires consistent en une inspection visuelle suivie d'une confirmation de la présence de la RAS et une évaluation de l'étendue des dommages à l'aide de techniques non destructives. Si la présence de la RAS est confirmée et que cet indice dépasse un certain seuil, ou si la structure est critique (notamment dans le domaine des ponts), il est alors nécessaire de recourir à des techniques destructives. Une inspection in situ serait la plus efficace, mais le manque de moyens est souvent présent et oblige à effectuer les tests en laboratoire sur des périodes de temps plus courtes et avec moins d'instrumentation, ce qui rend l'étude moins coûteuse et plus facilement réalisable (Fournier et al., 2010). Les paramètres de sortie de ce protocole (Fournier et al., 2010), qui sont remis en question dans ce projet, comprennent : le niveau d'expansion actuel, le taux d'expansion réel et le potentiel d'expansion futur.

3.4 Diagnose

Dans l'évaluation d'un ouvrage face à la RAS, l'attention est portée sur le niveau d'expansion actuel ("Diagnose"). L'état actuel d'endommagement est essentiel pour les ingénieurs chargés de sélectionner les mesures correctives appropriées.

La diagnose peut s'effectuer à l'aide de 2 méthodes : l'essai de chargement cyclique, le SDT ("Stiffness Damage Test") et l'indice pétrographique d'endommagement interne du béton, le DRI ("Damage Rating Index") (Fournier et al., 2010). Des tests de résistance en compression sont effectués post-SDT, mais ne sont actuellement pas réellement utilisés.

3.4.1 Essai d'endommagement cyclique - SDT

Le test du SDT implique cinq cycles de chargement/déchargement en compression uniaxiale sur un échantillon de béton. Les chargements sont interrompus à un seuil spécifique pour éviter la destruction de l'échantillon. Ainsi, des paramètres de sortie sont obtenus et corrélés avec le niveau d'expansion.

À partir du début des années 1990, Crisp et al. (1989, 1993) ont décidé d'utiliser le SDT pour quantifier le degré de dommage dans le béton dû à la RAS. Le test a été initialement créé dans le but d'évaluer les dommages créés par la RAS mais peut également être utilisé afin d'évaluer les dégâts d'autres pathologies comme les cycles gel-dégel ou l'action du feu. En fait, Walsh (1985) avait précédemment rapporté une bonne corrélation entre la densité de fissuration et les cycles de chargement/déchargement (relation contrainte/déformation) des spécimens rocheux. Sur la base de ces résultats, Crouch et al. (1987) ont adapté la méthode au béton, et a ensuite proposé une nouvelle procédure d'essai (SDT) basée sur un chargement cyclique en compression d'échantillons de béton. Crisp et al. (1989) ont proposé d'utiliser des diamètres supérieurs à 70 mm (longueur/diamètre = 2 à 2,75).

Crisp et al. (1989) visaient à ce que cette procédure d'essai soit non destructive, permettant ainsi l'utilisation ultérieure des éprouvettes pour d'autres tests. Le chargement était contrôlé par un microprocesseur et répété cinq fois. En vertu du caractère non destructif souhaité du test, d'autres tests pourraient être réalisés par la suite afin d'évaluer d'autres propriétés du béton comme la résistance à la compression, la résistance à la traction, des essais d'expansion résiduelle et des tests pétrographiques. Les auteurs n'avaient de base proposé aucune corrélation pour relier les résultats au niveau d'expansion atteints dans le béton. Le dispositif expérimental de l'éprouvette de béton est présenté dans la Figure 20.



FIGURE 20 – Dispositif expérimental utilisé à l'Université Laval pour le test d'endommagement cyclique (SDT) sur une éprouvette de béton

Initialement, le SDT impliquait l'application d'une contrainte allant jusqu'à 5,5 MPa à une vitesse de 0,10 MPa/s (Crisp et al., 1989). Les travaux de Smaoui et al. (2004), qui consistaient en l'étude d'une série de spécimens de béton à différents niveaux d'expansion, et incorporant une série de différents granulats réactifs, a montré que le niveau de chargement plus faible de 5,5 MPa ne permettait aux microfissures de se fermer suffisamment et donc de dissiper suffisamment d'énergie afin de déterminer des résultats statistiquement fiables du niveau d'expansion dans le béton. Smaoui et al. (2004) ont donc proposé un niveau de chargement de 10 MPa.

Cependant, il existait des différences dans les résultats d'hystérésis ou de déformation plastique entre les différents granulats étudiés, pour un même degré d'expansion. Différents granulats amènent à des résistances différentes et différentes réactivités. Ainsi, il est compris que ces résultats ne permettent pas de généraliser les paramètres de sorties du SDT à un niveau d'expansion. Notamment, le choix d'une valeur fixe ne permet pas de s'adapter à l'échantillon de béton étudié et en fonction des caractéristiques du béton, pour un même degré d'expansion, les paramètres de sorties du SDT sont différents. Dès lors, un mauvais diagnostic est effectué et l'expansion réelle déterminée par les corrélations du SDT est erronée.

Finalement, les travaux de Sanchez et al. (2014) ont montré que le niveau maximal de charge devait être sélectionné selon un pourcentage de la résistance de l'échantillon de béton en question et non selon une valeur fixe. Grâce à une étude statistique, il a montré qu'un pourcentage de 40 % de la résistance en compression (en MPa) était préférable pour l'ensemble des situations étudiées car les paramètres de sortie du test étaient les plus significatifs et permettaient donc une évaluation de la condition actuelle du béton plus fiable, tout en gardant le caractère non destructif du SDT pour des échantillons de béton sain. Il propose d'utiliser la résistance en compression de design à 28 jours. Ensuite, Sanchez et al. (2016) ont montré également que les 40 % doivent être calibrés plutôt par rapport à la résistance en compression d'une partie non endommagée du béton.

La non-destructivité du test a été testée dans cette étude grâce aux calculs de la résistance en compression, en traction, l'indice pétrographique d'endommagement du béton ("DRI", défini par la suite à la section 3.4.3) et la technique de l'UPV ("Ultrasonic pulse velocity"). La méthode de l'UPV est une technique non destructive qui évalue la qualité du béton en mesurant la vitesse d'une impulsion ultrasonique lors de son passage à travers le matériau.

Les résultats ont montré qu'au-delà d'une expansion de 0,2 %, la technique de l'UPV démontrait une certaine détérioration de l'échantillon mais les trois autres méthodes (DRI, résistance en compression, résistance en traction) n'ont rien montré. Le rapport de l'estacade (Thériaux et al., 2022a) indique que l'application du SDT entraîne des dommages supplémentaires au béton et a un effet destructeur sur des carottes endommagées. Avant le test SDT, la résistance à la compression moyenne était de 45 MPa, mais après le test, elle a diminué pour atteindre en moyenne 33,2 MPa.

Crisp et al. (1993) ont réalisé plus de 1000 tests sur des carottes extraites de structures en béton endommagées. Après avoir analysé la réponse contrainte-déformation, ils ont proposé les paramètres de diagnose suivants pour déterminer l'étendue des dommages dans un spécimen (Crisp et al., 1989) : le module de Young, l'énergie dissipée (l'aire d'hystérésis) et l'indice de non-linéarité (NLI). Ces paramètres sont reliés au niveau de détérioration du béton et peuvent être reliés au degré d'expansion. Le module de Young diminue lorsque le niveau de fissuration augmente et l'aire d'hystérésis augmente car la présence de fissures augmente la dissipation d'énergie au sein de l'échantillon.

La Figure 21 démontre les réponses contraintes-déformation du béton sous cycles de chargement/déchargement. La différence entre un béton endommagé et sain est évidente et démontre que le béton endommagé dissipe beaucoup plus d'énergie et ce paramètre prend donc son sens.

La pente est également fortement impactée, et correspond au module de Young.

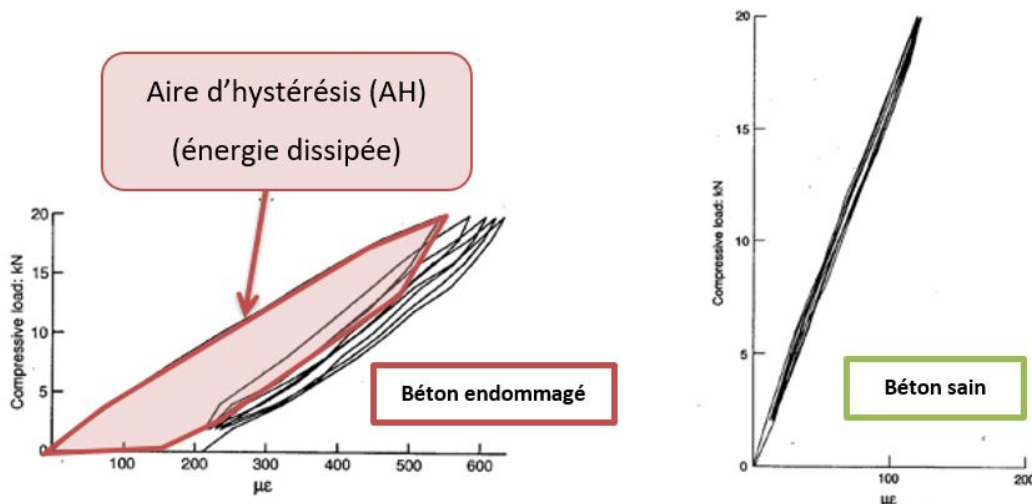


FIGURE 21 – Aire d’hystérésis pour un béton endommagé (par la RAS) et un béton sain, modifiée (Crisp et al., 1993)

L’indice de non-linéarité représente la pente de la réponse contrainte-déformation à la moitié de la charge maximale appliquée. Un échantillon endommagé présentera une courbe contrainte-déformation plutôt concave que linéaire (NLI). Ils ont également déterminé que le module de Young était le paramètre le plus sensible à de faibles taux d’expansion et que l’énergie dissipée le devenait pour des hauts degrés d’expansion. Dans le protocole le plus récent (Fournier et al, 2010), les paramètres utilisés pour le SDT sont : le module de Young, l’énergie dissipée et la déformation plastique.

Crisp et al. (1993) ont également montré que l’orientation de la fissuration influençait les résultats du SDT. Ainsi, si la fissuration est principalement orientée perpendiculairement à l’axe de chargement, les résultats montrent un module faible, une hystérésis élevée et un indice de non-linéarité plus grand que l’unité (courbe concave). Dans le cas où la fissuration serait principalement orientée dans l’axe de chargement, les tendances sont alors inversées.

Smaoui et al. (2004), ont par la suite déterminés, en effectuant de nombreux tests sur des échantillons à différents niveaux d’expansion et avec une variété de types de granulats, que le meilleur paramètre de sortie du SDT est l’aire d’hystérésis du premier cycle pour les spécimens chargés à 10 MPA. Ils ont conclu qu’il existe une bonne corrélation entre la déformation plastique et l’expansion du béton.

Concernant l’aire dissipée, initialement, Crisp et al. (1989), ont décidé de rejeter le résultat du premier cycle car celui-ci présentait une énergie plus importante que durant les autres cycles dus à un effet de glissement entre les surfaces des fissures ouvertes. Ensuite, Sanchez et al. (2014) ont montré qu’utiliser les résultats du premier cycle permettait d’obtenir une meilleure corrélation entre la détérioration du béton et les résultats obtenus des 5 cycles. Un des arguments est que l’influence sur les résultats du mouvement de l’échantillon lors du chargement diminue.

Concernant le module d'élasticité, Sanchez et al. (2014) démontrent que la valeur moyenne du module d'élasticité obtenue lors des deuxième et troisième cycles s'est révélée le meilleur paramètre de sortie lorsque le test est effectué jusqu'à une charge correspondant à 40 % de la résistance. Les résultats montrent qu'il est rapidement influencé par la RAS pour des taux d'expansion très faibles, confirmant les travaux de Crisp et al. (1989).

Des avancées ont été réalisées dans la fiabilité du SDT et une meilleure interprétation des résultats avec les travaux de Sanchez et al. (2014). Celui-ci a mis en évidence l'importance de prendre en compte les conditions en service de l'échantillon, telles que la profondeur et l'exposition de la carotte, ainsi que le rapport longueur/diamètre de l'éprouvette, pour obtenir des résultats précis du test et une bonne interprétation des résultats. Il affirme que le test est plus précis lorsqu'un rapport longueur/diamètre de 2,0 est utilisé, ce qui réduit la variabilité entre les spécimens. Ce rapport avait été proposé par Smaoui et al. (2004). Celui-ci recommande une procédure standard pour la réhumidification des échantillons afin de revenir à leur teneur en eau initiale, car l'humidité influence les résultats.

L'utilisation de paramètres absolus, comme l'énergie dissipée et la déformation plastique, dépend significativement de la conception et de la résistance du mélange de béton. Ces valeurs sont liées à l'énergie totale introduite dans le système, qui dépend des caractéristiques du béton. Par exemple, un béton de résistance plus élevée nécessitera une énergie plus importante. Il est donc préférable d'utiliser des paramètres relatifs permettant de s'affranchir de la variabilité du type de béton.

Ainsi, Ozkan et al. (2002) ont introduit le concept de l'indice de fragilité ("fragility index"), défini comme le rapport entre l'énergie de déformation élastique (SII) et l'énergie de déformation irréversible (SI), soit SII/SI . Un rapport élevé indique une fragilité accrue, avec peu de déformation plastique. Un échantillon détérioré montrera une plus grande ductilité en dissipant plus d'énergie à travers ses fissures. Cependant, ce paramètre dépend de la résistance du béton, les bétons plus résistants étant plus fragiles. Cela s'explique par la plus grande différence de résistance entre la pâte de ciment et les granulats dans les bétons ordinaires, favorisant la génération de fissures, contrairement aux bétons à haute résistance.

Les travaux de Sanchez et al. (2016) ont introduit de nouveaux paramètres de sortie du SDT, le SDI ("Stiffness Damage Index") et le PDI ("Plastic Deformation Index"). Ils affirment que ces paramètres améliorent le caractère diagnostique du SDT en réduisant la variabilité entre les spécimens.

Dès lors, Sanchez et al. (2016) ont proposé l'indice SDI qui correspond au rapport $SI/(SI+SII)$. Celui-ci donne un pourcentage de la quantité d'énergie dissipée par l'échantillon, perdue dans le système. Ce paramètre est dès lors égal à 0 lorsque l'échantillon est intact (aucune fissuration et donc aucune dissipation d'énergie) et tend vers 1 lorsque l'échantillon est extrêmement détérioré. Un second paramètre peut donc être défini basé sur la même approche du rapport énergétique, le PDI égal au rapport de la déformation permanente due à l'absorption d'énergie et à la déformation totale induite par le système (décomposée en déformation élastique et permanente) = $DI/(DI+DII)$.

Ce sont ces paramètres qui vont ainsi être utilisés pour déterminer un degré d'expansion du béton.

Les paramètres de sortie finaux de la méthode proposée par Sanchez et al. (2016) sont :

- Plastic deformation index : $PDI = DI/(DI+DII)$ (voir Figure 22) (5 cycles)
- Stiffness damage index : $SDI = SI/(SI+SII)$ (voir Figure 22) (5 cycles)
- Module de Young : ME (moyenne du deuxième et troisième cycle)

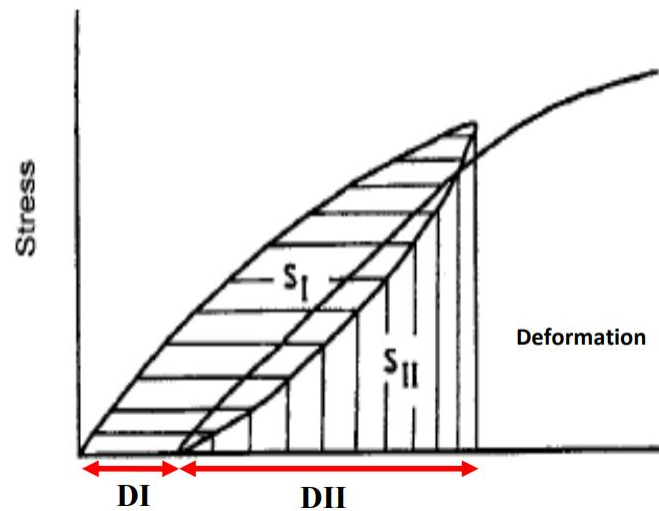


FIGURE 22 – Résultats des essais de chargement-déchargement (méthode du SDT) pour le calcul des paramètres SDI et PDI - (Ozkan et al. 2002)

En se référant à ses propres recherches portant sur diverses formulations de béton (avec des résistances allant de 25 à 45 MPa) et des granulats réactifs (fins ou grossiers), Sanchez et al. (2014) ont développé des graphiques permettant de lier l'expansion des échantillons analysés aux paramètres SDI, PDI et ME. Des enveloppes des résultats ont ensuite pu être obtenues en prenant en compte les différents granulats testés.

En 2016, Sanchez et al. (2016) ont créé une procédure standard afin de rendre la technique du SDT plus fiable et moins variable (Figure 23). Celle-ci reprend les différentes étapes à respecter dont le processus de stockage, de réhumidification, les caractéristiques de l'échantillon et enfin d'application des cycles charges/décharges. Cette approche propose d'utiliser non plus les valeurs absolues mais les valeurs relatives discutées auparavant, un niveau de charge de 40 % avec la résistance de conception du béton non détérioré et un rapport longueur/diamètre de 2.

L.F.M. Sanchez et al. / Construction and Building Materials 125 (2016) 1178–1188

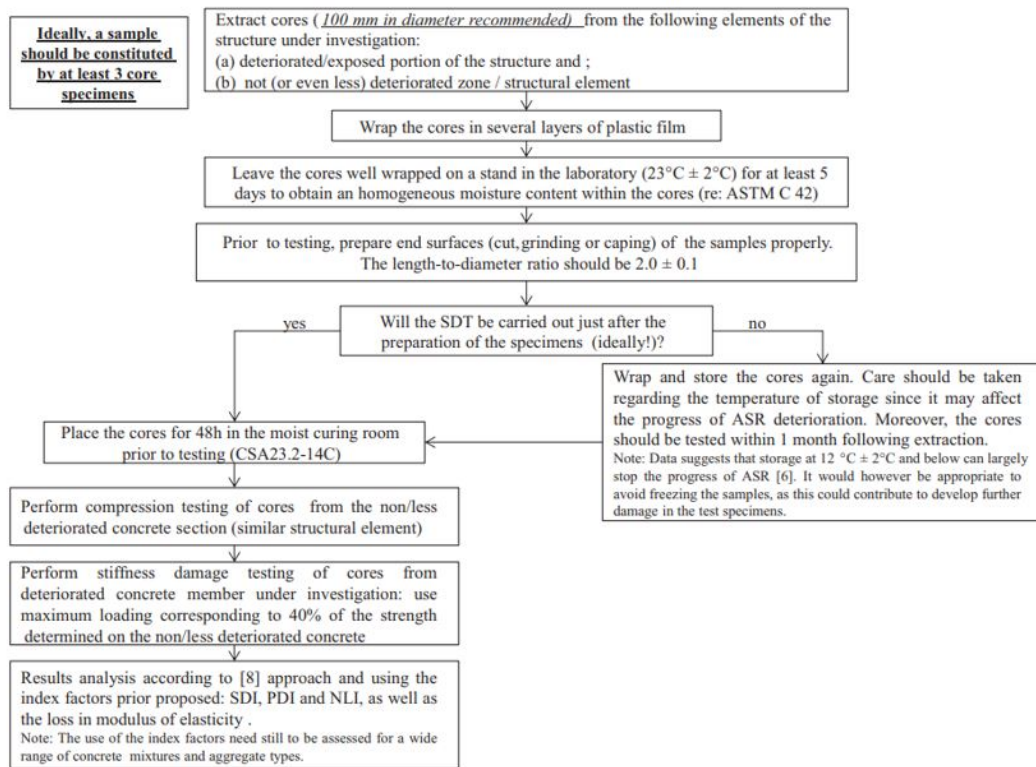


FIGURE 23 – Approche standardisée du SDT - (Sanchez et al., 2016)

Jusqu'ici, les outils du SDT et du DRI sont deux outils puissants pour la diagnose mais ne sont pas complémentaires. Sanchez et al. (2017) expliquent comment le développement de caractéristiques microscopiques (DRI) influence les propriétés mécaniques (SDT) en fonction de l'expansion croissante dans la RAS. En fonction des paramètres de sortie des deux méthodes (SDI pour le SDT) et le résultat du DRI, une expansion de référence est donnée. Cette mesure d'expansion représente une expansion libre, et est donc basée sur un échantillon de béton s'expansant sans contrainte. Par conséquent, elle ne reflète pas nécessairement la réalité, mais bien une valeur de référence. Une comparaison des résultats entre les deux méthodes peut alors être effectuée. Les valeurs d'expansion de référence sont fournies sous forme d'intervalles, car des corrélations ont été établies pour chaque type de granulats, et des enveloppes de résultats ont ainsi été établies. Notons que les corrélations étaient tout de même très proches pour l'ensemble des différents granulats (Figure 26). Ainsi, ce tableau est applicable à tout type de béton, prenant en compte les différents types de granulats (Tableau 1).

TABLEAU 1 – Expansion de référence donnée en fonction des résultats du SDT et du DRI - (Sanchez et al., 2017)

Endommagement dû à la RAS	Expansion libre de référence [%]	SDI	DRI
Négligeable	0,00 - 0,03	0,06-0,16	100-155
Marginal	$0,04 \pm 0,01$	0,11-0,25	210-400
Modéré	$0,11 \pm 0,01$	0,15-0,31	330-500
Elevé	$0,2 \pm 0,01$	0,19-0,32	500-765
Très élevé	$0,3 \pm 0,01$	0,22-0,36	600-925

Enfin, Zahedi et al. (2021) ont étudié l'effet du confinement sur les résultats obtenus. Ils ont calculé un indice global d'endommagement (la moyenne des dommages dans les différentes directions, compte tenu du comportement anisotrope du béton), qui correspond aux plages définies par Sanchez et al. (2017) pour un béton en expansion libre. Ainsi, cela suggère que l'indice global d'endommagement reste relativement constant malgré des variations dans le confinement pour un même niveau d'expansion, car en moyenne, les zones non confinées et confinées se compensent. Cependant, en utilisant les corrélations de Sanchez et al., (2017) le résultat global conduit à une surestimation de l'expansion dans les zones confinées et à une sous-estimation de l'expansion dans les zones non confinées.

3.4.2 Résistance à la compression

L'expérimentation implique l'application d'une charge uniaxiale jusqu'à la rupture de l'éprouvette de béton, dans le but de déterminer sa résistance en compression.

Cet essai n'est pas actuellement utilisé pour la diagnose de la RAS en raison de la variabilité importante des résultats selon les différents spécimens de béton, ce qui complique l'interprétation des résultats (ISE 1992). De plus, il a été démontré que la résistance en compression n'est pas correctement corrélée avec les résultats de l'expansion (pour les tests d'expansion résiduelle en air humide), la résistance diminuant uniquement pour des valeurs élevées d'expansion et donc ne permettant pas de détecter la réaction pour des niveaux d'expansions faibles (Fournier et al. 2004, Nixon et Bollinghaus 1985, Sanchez et al. 2017).

Les travaux de Barbosa (2017) indiquent cependant une tendance différente, où la résistance en compression varie de manière non négligeable. Par contre, il démontre que la résistance en compression varie plus lentement que la résistance en traction et le module de Young.

Ceci fera l'objet ultérieurement de tentative d'intégration du paramètre dans la mise à jour du protocole.

3.4.3 Indice pétrographique d'endommagement du béton - DRI

Une méthode supplémentaire utilisée pour évaluer l'étendue des dommages actuels est l'indice pétrographique d'endommagement interne du béton, le DRI ("Damage Rating Index"). Celui-ci a été développé dans les années 90, par Grattan-Bellew et Danay (1992) et Grattan-Bellew (1995), sur la base des travaux de Sims et al. (1992). Cette méthode consiste en une analyse semi-quantitative des caractéristiques pétrographiques des dommages observés dans les sections de béton poli.

Dans le cadre de l'analyse d'une section de béton poli à la recherche de signes de dommages associés à la RAS, la pétrographie permet d'examiner la structure microscopique du béton afin de repérer les indicateurs révélateurs de la présence de cette réaction. Les caractéristiques prises en compte incluent les fissures dans les granulats avec ou sans gel, la perte d'adhérence entre le granulat et la pâte de ciment, la présence de bordures réactives, les fissures dans la pâte de ciment avec ou sans gel, ainsi que les bulles d'air remplies de gel. Toutefois, il apparaît que le DRI seul ne fournit pas d'informations détaillées sur la nature exacte ou la cause des dommages du spécimen et ne doit pas remplacer l'examen pétrographique conventionnel.

Les observations sont réalisées sur des sections polies de béton à l'aide d'un stéréomicroscope avec un grossissement de $15\times$. Ce type de microscope est composé de deux microscopes juxtaposés qui fournissent deux images de l'objet, une pour chaque œil. Chaque image est corrigée par un dispositif spécifique, permettant ainsi d'observer l'objet en relief.

Avant l'analyse, chaque section de béton poli est quadrillée en unités de $1 \times 1 \text{ cm}$ et le grossissement recommandé permet d'observer précisément une unité de 1 cm^2 à la fois. Un coefficient de pondération est attribué à chaque défaut identifié en fonction de son importance présumée dans les dommages globaux dus à la RAS. La somme pondérée de ces défauts est ensuite rapportée à une surface de 100 cm^2 afin de normaliser les résultats, et le résultat obtenu est appelé l'indice d'endommagement ou DRI. Les premiers coefficients de pondération ont été proposés par Grattan-Bellew et, depuis, de nombreux coefficients différents ont été créés. Les facteurs peuvent varier significativement de la méthode de Grattan-Bellew. Auparavant, les coefficients permettaient de calculer une valeur finale qui donnait une idée de l'importance de la RAS dans le béton. Dorénavant, les coefficients ont été réétudiés afin d'obtenir une valeur représentant l'endommagement du béton à cause de la RAS (Villeneuve 2011). Différents facteurs et leurs auteurs sont repris dans la Figure 24.

Indice pétrographique		Facteurs de pondérations			
		[1]	[2]	[3]	[4]
Fissures dans le granulat	<i>Fissures</i>	0,25	2,0		0,5
	<i>Fermées</i>			0,75	
	<i>Ouvertes</i>			4,0	
	<i>Ouvertes avec gel</i>	2,0	4,0	2,0	2,0
Fissures dans la pâte de ciment	<i>Sans gel</i>	2,0	4,0	2,0	2,0
	<i>Avec gel</i>	4,0	6,0	4,0	4,0
Perte d'adhérence granulat - pâte de ciment		3,0	0,5	3,0	4,0
Auréole de réaction		0,5	4,0	0,5	0,5
Particule de granulats ayant réagi					3,0
Produit de réaction dans les vides de la pâte de ciment		0,5	0,25	0,5	0,5
Fissures dans la pâte et granulat avec gel					4,0
Surface d'un carré de la grille		$1,5 \text{ cm}^2$	$1,5 \times 2,0 \text{ cm}^2$	1 cm^2	1 cm^2

FIGURE 24 – Facteurs de pondérations proposés par les auteurs : [1] Grattan-Bellew et Danay (1992), Grattan-Bellew (1995), Dunbar et Grattan-Bellew (1995), Dunbar et al. (1996), Rivard et Ballivy (2005), Rivard et al. (2002), Rivard et al. (2000), Shrimmer (2000) ; [2] Clemeña et al. (2000) ; [3] Smaoui et al. (2004), Grattan-Bellew et Mitchell (2006) ; [4] Powers et Shrimmer (2007)

Rivard et al. (2000) avaient constaté que les coefficients de pondération attribués à chaque défaut ne s'appliquent pas uniformément à tous les types de granulats réactifs.

Powers et Shrimmer (2007), ont proposé d'augmenter le facteur de pondération pour les fissures fermées ainsi que pour la perte d'adhérence entre granulat et pâte de ciment. Les auteurs ont également proposé d'utiliser deux nouveaux facteurs : les particules ayant réagi ("particule corrodée") avec un facteur de 3,0 et les fissures avec gel qui se propagent dans la pâte de ciment avec un facteur de 4,0.

Clemena et al., (2000) ont pour leur part proposé une méthode basée sur le DRI, mais utilisant un grossissement de $50\times$. La surface des carrés est donc plus petite.

Smaoui et al. (2004) ont comparé les performances du DRI avec l'expansion résultant de la RAS, le motif de fissuration et le SDT, à la fois sur des spécimens de laboratoire et sur des carottes prélevées dans des blocs exposés à l'extérieur et dans des structures affectées par la RAS. Les échantillons comprenaient différents mélanges de granulats réactifs et non réactifs. Dans le cas des structures touchées par la RAS, le DRI a donné des résultats similaires pour les différentes composantes examinées, malgré des degrés variables de dommages visuels (variations dans la fissuration de surface). De nombreux échantillons de béton de terrain présentaient des signes microscopiques de détérioration abondants, mais certains d'entre eux montraient peu de signes visuels de dommages et conservaient de bonnes propriétés mécaniques, même en traction.

Cependant, le DRI semblait être sujet à une forte subjectivité et à l'influence de l'expérience de l'observateur. Villeneuve (2011) a mis en évidence une grande variabilité des résultats du DRI selon les différents pétrographes. Cette disparité dépend non seulement de l'expertise et du discernement du pétrographe effectuant l'analyse, mais aussi des définitions des divers indices pétrographiques, notamment en ce qui concerne la nature des fissures observées dans les particules de granulat et l'identification des produits de réaction, tels que le gel de silice, présents à la fois dans les particules de granulats et dans la pâte de ciment (Villeneuve et al., 2012, Villeneuve, 2011). Celle-ci a donc proposé de nouveaux coefficients de pondération. Ceux-ci sont repris à la table 2.

TABLEAU 2 – Coefficients de pondération des symptômes pétrographiques - (Villeneuve 2011)

Symptômes pétrographiques	Coefficient de pondération
Fissures fermées dans le granulat	0,25
Fissures ouvertes dans le granulat	2
Fissures ouvertes avec produit de réaction	2
Granulats déchaussés	3
Particule de granulat corrodée	2
Fissures dans la pâte de ciment	3
Fissures dans la pâte de ciment avec produit de réaction	3

Des exemples de ces symptômes pétrographiques sont représentés à la Figure 25.

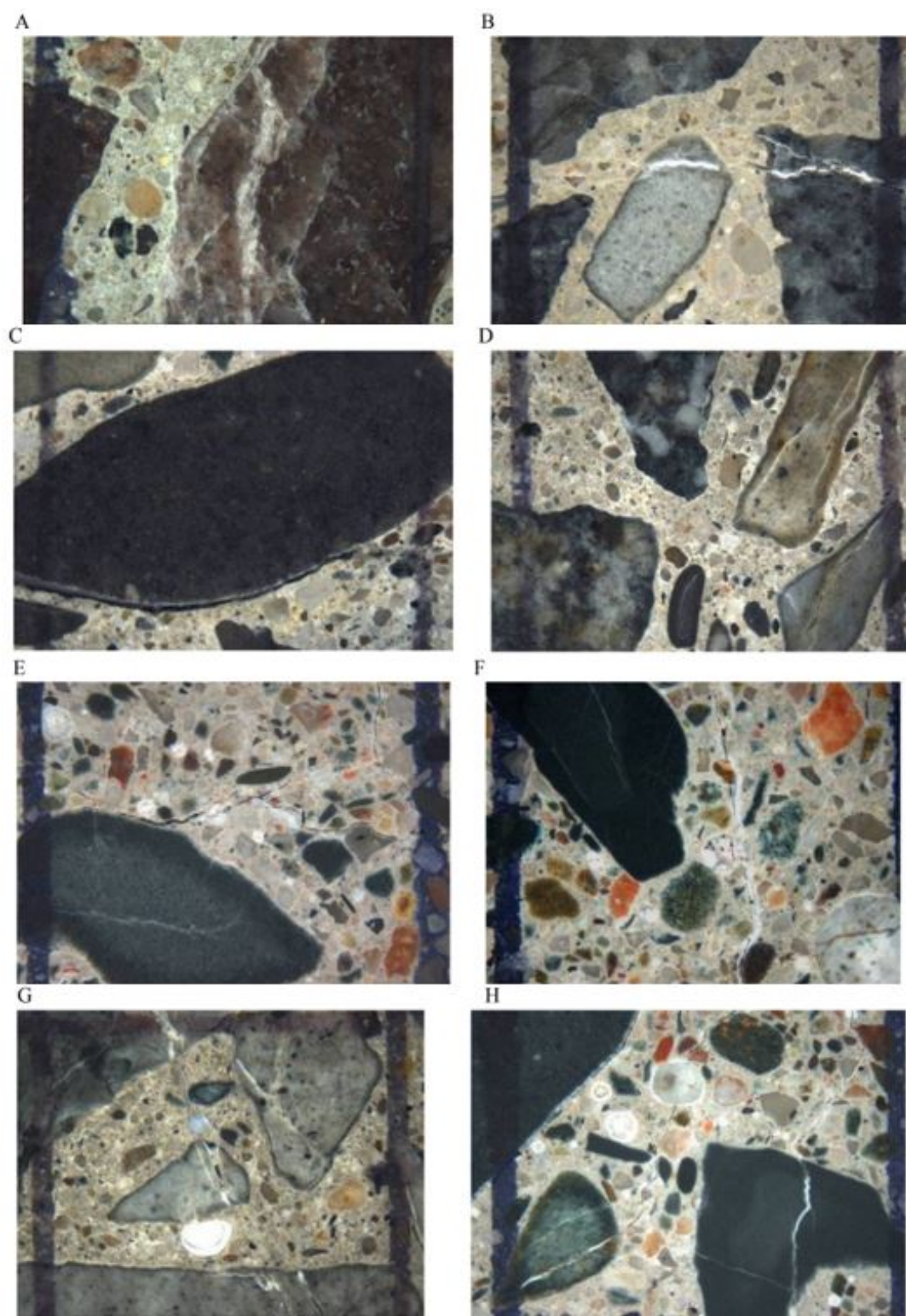


FIGURE 25 – Symptômes pétrographiques (Villeneuve 2011) : **A.** Fissures (fermées) dans une particule de granulats. **B.** Fissures remplies de produits de réaction (gel de silice) dans les particules de granulats réactives ; ces fissures se propagent également dans la pâte de ciment entre les deux particules de granulats fissurées. **C.** Particule de gros granulat déchaussée. **D.** Auréoles (foncées) de réaction et fissuration (avec ou sans produits de réaction) au sein de particules de granulats réactifs. **E.** Fissures dans la pâte de ciment ; également, auréole (foncée) de réaction et fissuration (fermée) au sein d'une particule de granulat réactif. **F.** Fissures dans la pâte de ciment remplies de produits de réaction (gel de silice). **G. et H.** Fissures avec et sans produits de réaction dans les particules de granulats se propageant dans la pâte de ciment ; également, produits de réaction remplissant ou tapissant des pores de la pâte de ciment.

Concernant les fissures ouvertes dans la pâte de ciment et dans le granulat, il n'est pas toujours facile de distinguer ou non la présence de gel. De plus, la présence du gel est fonction de la technique de préparation de polissage des plaques, qui peut dans certains cas enlever ce gel. Vu que le but du DRI est d'évaluer l'endommagement du béton et non l'ampleur de la RAS, l'identification du gel ou non n'est pas cruciale. Villeneuve (2011) a donc démontré qu'il était possible de réduire considérablement la variabilité entre les pétrographes en attribuant les mêmes coefficients de pondération à ces symptômes.

En effet, ce sont les fissures qui sont responsables au final de la détérioration des propriétés mécaniques du béton. Un coefficient de pondération plus faible est attribué aux fissures fermées dans le granulat car ces fissures peuvent être causées par les procédures d'érosion ou de fabrication des granulats.

Villeneuve (2011) a montré qu'en clarifiant les divers symptômes de détérioration du béton pris en compte par la méthode, en formant correctement les opérateurs avec des sections de référence et en élaborant des instructions détaillées comprenant des photos de ces symptômes, il est possible de réduire de manière significative la variabilité entre les opérateurs. Le protocole de 2010 (Fournier et al.) propose d'utiliser les coefficients de pondération de Villeneuve (2011).

3.4.4 Corrélation entre le DRI et le niveau d'expansion dans le béton

En 2004, Bérubé et al. (2004a) ont tenté de déterminer des corrélations entre la quantité d'expansion atteinte par des carottes de béton extraites de structures affectées par la RAS intégrant des granulats calcaires siliceux et le DRI. Les spécimens utilisés provenaient ainsi de tests d'expansion (38°C (100°F) et HR > 95 %) et des blocs exposés sur le site d'exposition en extérieur CANMET-MTL à Ottawa (Canada) présentant des granulats similaires (Smaoui et al., 2004b). Malheureusement, les auteurs (Bérubé et al., 2005a) ont conclu que le DRI n'était pas capable de différencier de manière significative le béton endommagé par la RAS. Effectivement, Bérubé et al. (2005a) ont constaté que tous les spécimens testés présentaient des valeurs élevées de DRI, ce qui était associé à une surestimation de l'expansion. Il a donc été conclu que le DRI ne pouvait pas être utilisé pour déterminer le niveau d'expansion de référence du béton affecté. En outre, les caractéristiques pétrographiques sont étroitement liées au type de granulat utilisé (Rivard et al., 2000), ce qui influence l'expansion de référence. Ainsi, des bétons présentant le même niveau d'expansion réel mais des granulats réactifs différents peuvent afficher des niveaux d'expansion très différents lorsqu'ils sont évalués à l'aide de la méthode DRI (Rivard et al., 2002).

Cependant, des investigations ultérieures ont mis en lumière l'utilisation du DRI pour évaluer la condition de différents types de bétons incorporant une variété de granulats réactifs (Sanchez et al., 2014). Les conclusions indiquent que le DRI peut fournir une évaluation fiable de l'expansion dans les spécimens affectés par la RAS, qu'il s'agisse d'un sable réactif ou d'un granulat grossier réactif.

Les recherches menées par Sanchez et al. (2017) ont permis de mieux comprendre la corrélation entre le développement de caractéristiques microscopiques de détérioration et les changements des propriétés mécaniques des spécimens de béton en fonction de l'expansion due à la RAS. Ces études ont abouti à une classification des degrés de dommage dans le béton affecté par la RAS.

Cette classification a été résumée dans un tableau, associant les niveaux d'expansion mesurés avec les valeurs de DRI et de SDT (Tableau 1).

De plus, Zahedi (2021) a testé un ensemble de spécimens avec des granulats fins et grossiers carotté dans 3 directions différentes et présentant des niveaux d'expansion différents. Celui-ci a montré à travers cette étude que l'association du SDT et du DRI constituait une méthode d'investigation pour la détérioration des bétons, fiable et complémentaire pour les bétons confinés ou non.

Finalement, étant donné que les résultats dépendent beaucoup de l'expérience du pétrographe et qu'il n'existe actuellement aucune procédure d'essai standard disponible, la méthode est assez subjective et les résultats peuvent varier considérablement d'un pétrographe à l'autre. Or, il est vu par la suite que cette méthode corrèle en réalité assez bien et plus significativement que le SDT.

3.4.5 Pertinence des méthodes du DRI et du SDT dans l'évaluation de la diagnose du béton

Les recherches menées par Sanchez et al. en 2017 mettent en évidence que le paramètre le plus approprié pour être corrélé à l'expansion résiduelle dans le béton est le DRI. En effet, pour tous les types de granulats, à l'exception d'un, le DRI présente une corrélation linéaire avec le niveau d'expansion dans le matériau. En revanche, les paramètres du SDT atteignent un plateau au-delà d'un certain niveau d'expansion, indiquant une corrélation linéaire seulement en dessous de cette valeur. Par conséquent, leur efficacité pour le diagnostic du béton diminue au-delà de ce point.

Les résultats des tests DRI en fonction de l'expansion, réalisés sur une série de bétons utilisant différents types de granulats et différentes résistances, sont présentés à la Figure 26a. Les granulats réactifs utilisés tant pour le pont Champlain que pour l'estacade proviennent de la région de Québec. Dans ce contexte, la relation la plus pertinente est celle de QC+Lav 35, car la résistance en compression des ponts au moment du carottage est autour de 35 MPa. Cette relation est illustrée à la Figure 26b.

De plus, les résultats pour le SDI et le PDI en fonction de l'expansion du béton peuvent être observés à la Figure 27 (Sanchez et al., 2017). De même, les tendances pertinentes sont celles pour les mêmes granulats réactifs et résistance en compression similaire (QC+Lav 35).

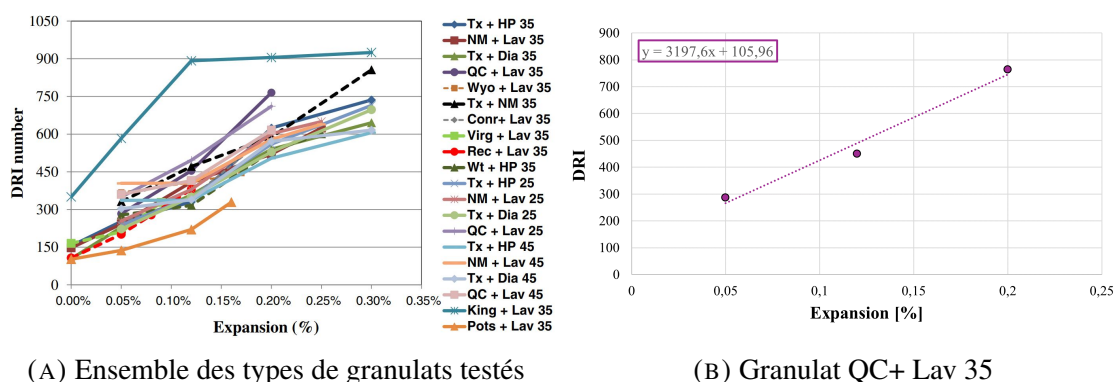


FIGURE 26 – Evolution du DRI en fonction de l'expansion [%] - (Sanchez et al., 2017)

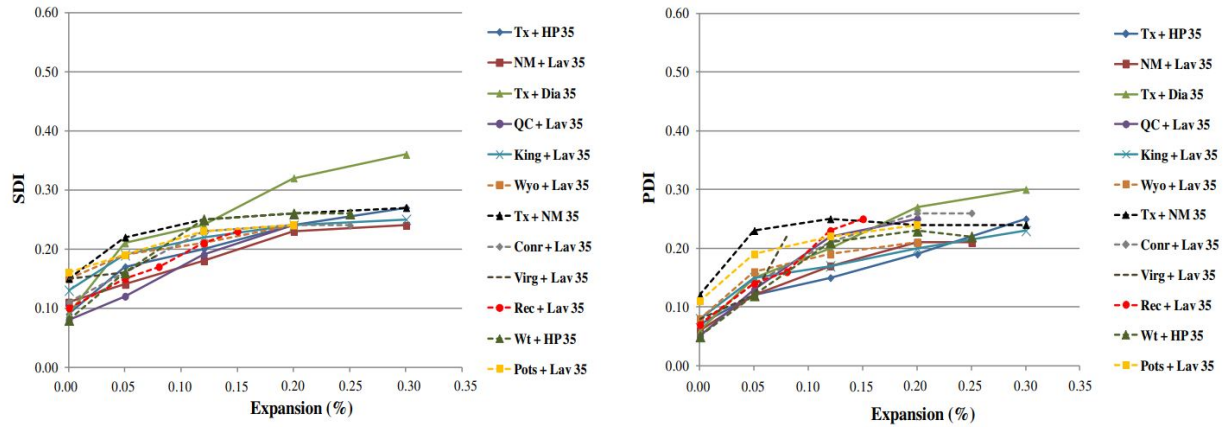


FIGURE 27 – Evolution du SDI/PDI en fonction de l'expansion [%] - (Sanchez et al., 2017)

Par conséquent, le DRI est identifié comme le paramètre le plus adapté pour estimer l'expansion du béton. Cependant, du point de vue structural, l'expansion n'est pas toujours pertinente car elle continue à augmenter même lorsque la perte de module de Young atteint un plateau. De plus, en ce qui concerne la résistance en compression, qui est un paramètre crucial, elle ne peut pas être significativement liée au niveau d'expansion, comme expliqué précédemment. Ainsi, il devient évident qu'un nouveau paramètre d'évaluation de la structure doit être envisagé.

Concernant le SDI et le PDI, il semble que le paramètre du SDI corrèle le mieux avec l'expansion et donne une enveloppe de résultats plus fine, les droites variant moins les unes des autres. Le SDI est ainsi le paramètre généralement utilisé (Thériaux et al., 2022b), Fournier et al., 2024), car il se base sur le même principe que le DRI (énergie dissipée dû au niveau de fissuration dans le béton), mais corrèle le mieux avec l'expansion.

3.5 Prognose

Lors de l'évaluation de la structure endommagée par la RAS, il est également intéressant de connaître le potentiel de future détérioration du béton, en connaissant le taux d'expansion futur qu'il subira.

La prognose peut être évaluée grâce aux tests d'expansion résiduels et tests d'alcalis solubles, et parfois sur site (monitoring in situ).

3.5.1 Investigations sur site

Il s'agit de la méthode la plus fiable car elle tient en compte des conditions réelles du béton en service. Le taux d'expansion est mesuré en fonction du temps et les conditions d'humidité et de température sont enregistrées.

Il faudra faire attention dans cette méthode de différencier l'expansion due à la RAS et les expansions saisonnières dues à la dilatation/contraction, gel/dégel.. L'expansion du béton étant un phénomène lent, cette méthode peut durer plusieurs années avant d'obtenir des résultats fiables sur le taux d'expansion (Bérubé et al. 2005b, Fournier et al. 2010). De plus, il s'agit également de la méthode la plus onéreuse (Bérubé et al. 2005b, Fournier et al. 2010).

Les investigations sur site consistent en un monitoring de l'évolution de l'expansion des éléments et des déformations, et de mesures de températures et d'humidité dans le béton (Fournier et al., 2010). La Figure 28 représente la mesure de l'expansion et de la déformation d'une colonne en béton sur site (Fournier et al., 2010).



FIGURE 28 – Investigations sur site : Mesure de l'expansion de l'élément de béton sur site (Fournier et al., 2010)

3.5.2 Tests d'expansion résiduelle

L'autre option est de réaliser des tests en laboratoires. Cette méthode consiste à tester des carottes en béton en imposant une expansion accélérée en laboratoire, durant une période d'environ 1 an. Cette méthode est donc moins onéreuse. Plusieurs méthodes ont été utilisées à travers le monde pour obtenir de l'information sur le potentiel résiduel d'expansion du béton associable à la RAS (Saouma, 2021). Les méthodes utilisées dans le protocole ont été mises en oeuvre au sein de l'Université Laval, par l'équipe du professeur Bérubé et al. (Bérubé et al. 2004a, Bérubé et al. 2005b, Smaoui et al. 2004).

Il existe deux types de tests d'expansion résiduelle : 1) l'essai en air humide ($> 95 \% \text{ H.R.}$) à 38°C , et (2), l'essai d'immersion en solution alcaline de NaOH 1N à 38°C (Bérubé et al., 2002b). Les échantillons de béton sont placés dans des seaux clos, puis placés dans une chambre chaude à 38°C (Figure 29).



(A) Essai en air humide (> 95 % H.R.)
- (Thériault et al., 2022b)

(B) Essai d'immersion en solution alcaline de
 $NaOH$ 1N

FIGURE 29 – Tests d'expansion résiduelle

Ces méthodes sont plus aisées et permettent de quantifier un taux d'expansion mais il a été montré qu'elles ne permettent pas de représenter l'expansion réelle de la structure en béton. De plus, l'expansion est mesurée en laboratoire est libre et ne prend pas en compte l'effet des contraintes existantes dans la structure en béton qui perturbe les processus d'expansion (discuté à la section 3.2.5) (Sellier et al., 2009). Un autre problème de ces méthodes est l'anisotropie observée entre l'expansion longitudinale et diamétrale (Multon et al. 2008, Wood et al. 2004, Martin et al. 2017, Sellier et al. 2009, Smaoui et al. 2004). Le potentiel d'augmentation de la résistance en compression du béton soumis à de tels tests est négligeable, car le protocole cible des structures en béton vieilles pour lesquelles la résistance en compression augmente très peu, voire pas du tout.

L'expansion totale mesurée englobe trois phénomènes potentiels : l'expansion hydrique du béton, l'expansion du gel préexistant lors du test, et l'expansion réellement supplémentaire causée par la RAS.

Lorsque le béton absorbe l'humidité, il se dilate s'il est posé dans un environnement humide ou en contact avec de l'eau, et il se crée une expansion du volume du béton, appelé expansion hydrique (Huang et al. 2012, Asamoto et al. 2011). Cette expansion peut être évaluée grâce au rééquilibrage hydrique réalisé lors des tests (Figure 30a). De plus, dans la section sur le gonflement dû au gel de silice, il a été vu qu'en présence d'eau, un phénomène d'osmose se produit, provoquant des transferts d'eau à travers une membrane semi-perméable (Powers et Steinour 1955a, Diamond 1989, Ichikawa and Miura 2007, Poole 1992). Le gel de silice étant hygroscopique (Hench et Clark, 1978), il adsorbe l'eau à sa surface, ce qui peut entraîner son gonflement. Plus l'humidité augmente, plus le gel peut ainsi gonfler. Ainsi, lors des tests d'expansion résiduelle, une partie de l'expansion dans le béton peut être attribuée à l'expansion supplémentaire du gel préexistant en raison de l'accroissement d'humidité, ce qui ne correspond pas nécessairement aux conditions naturelles des structures sur chantier.

L'essai à l'air humide est celui le plus proche des conditions réelles du béton et donc supposément réaliste. Il permet de mesurer l'expansion résiduelle du béton dans un milieu libre (non confiné) et est le plus proche du potentiel résiduel d'expansion du béton car, dans cet essai, aucun alcali ou hydroxyle supplémentaire ne sont apportés (Bérubé et al., 2002b). Grattan-Bellew (1992) a néanmoins noté que l'essai d'expansion sur prismes de béton sous-estime l'expansion. En effet, les carottes sont sujettes au lessivage des alcalis diminuant la concentration des alcalis et des hydroxydes dans le béton, d'autant plus que les carottes sont de plus petite taille (Bérubé et al. 2005b, Fournier et al. 2010). Cela est dû au ruissellement de gouttes d'eau condensées à leur surface. L'expansion peut dès lors s'arrêter à cause de ce phénomène et un plateau hâtif est obtenu sans que ce soit dû à la consommation de la silice réactive par la réaction (Rogers et Hooton, 1993), qui est le facteur limitant l'expansion du béton contenant des granulats réactifs (Gao et al., 2011).

La concentration en alcalis est quant à elle censée rester constante au sein du béton, par échanges ioniques entre les ions calcium et alcalins lorsque le gel atteint la pâte de ciment en périphérie des granulats réactifs (Knudsen et Thaulow, 1979). Cela est discuté à la section 3.2.1). Il a été montré que le lessivage des alcalis est dépendant de la perméabilité du béton (dépendant du rapport E/C) et de la taille des échantillons testés (diamètre des carottes) (Bérubé 1994). La taille des échantillons doit donc être prise en compte dans l'interprétation des résultats (Bérubé et Fournier 1994).

Lorsque cette analyse est effectuée, un test d'expansion résiduelle dans une solution alcaline doit également être réalisé pour obtenir des résultats complémentaires. Ce test évalue la réactivité des granulats contenant de la silice réactive en fournissant des alcalis et des ions hydroxyle à la carotte de béton, augmentant ainsi la quantité réelle d'alcalis présents pour la réaction. Il est admis actuellement que cette méthode ne reflète pas le potentiel réel d'expansion du béton (Bérubé et al. 2002b). Lors du test, des quantités importantes de silice réactive peuvent être relâchées dans la solution NaOH, plutôt que de créer le gel de silice. Néanmoins, bien que l'expansion soit principalement contrôlée par la réactivité des granulats, plusieurs paramètres tels que le contenu en alcalis (Bérubé et al., 1992), la taille des carottes (Fournier et Bérubé 1991) et le rapport E/C du béton influencent les taux d'expansion et les résultats obtenus.

Les courbes d'expansion à l'air humide et en solution alcaline, en fonction du nombre de jours, sont illustrées dans la Figure 28. Dans la Figure 30a, l'expansion due au rééquilibrage hydrique des échantillons est représentée, avec une pente plus abrupte que le reste de la courbe d'expansion en raison de sa rapidité. Après cette phase d'expansion hydrique, l'expansion prend une pente différente, correspondant à l'expansion due au gel et à l'expansion supplémentaire induite par la RAS. Ensuite, l'évolution de l'expansion se poursuit jusqu'à atteindre un plateau.

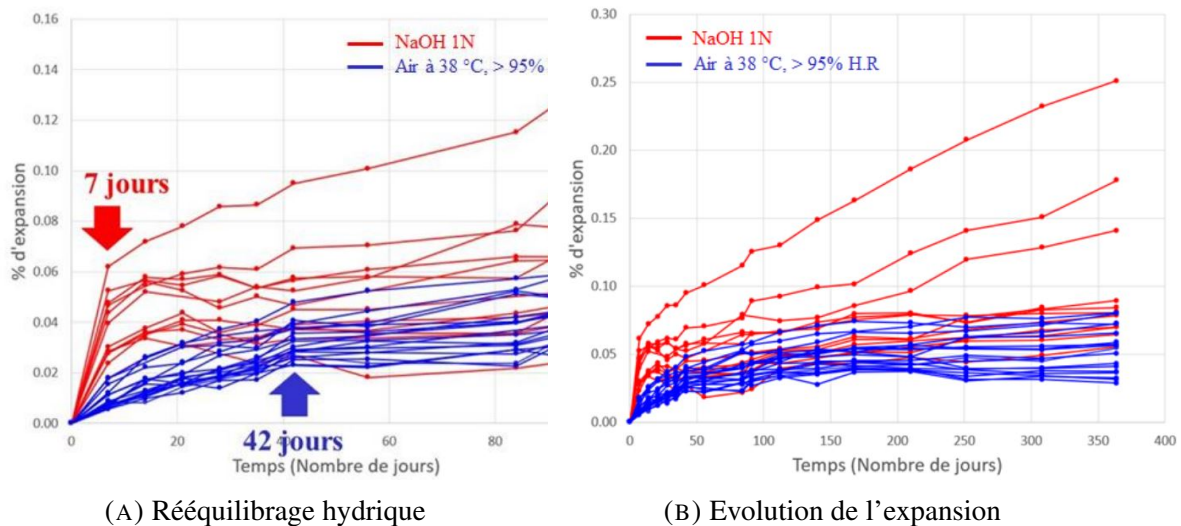


FIGURE 30 – Résultats tests expansion résiduelle - Thériault et al., 2022b

Il a été démontré que les essais d'expansion sous-estiment l'expansion réelle que le béton subira dans les conditions de service sur site (Fecteau et Fournier, 2012). De plus, l'expansion mesurée est une expansion libre, ne tenant pas compte des contraintes réelles présentes sur le site. Comme discuté dans la section 3.2.5, l'expansion est influencée par le confinement (provenant des charges extérieures ou des armatures), ce qui rend l'expansion du béton anisotrope et moins importante dans les directions où le confinement est présent. De plus, le test en solution alcaline représente une immersion non réaliste de solution alcaline. Ainsi, ces méthodes d'expansion établies fournissent des estimations du potentiel réactif du béton mais ne représentent pas fidèlement la réalité.

L'approche proposée par Bérubé (2002a) permet donc d'obtenir une estimation réaliste de l'expansion, en tenant compte des conditions réelles du béton. Il prend ainsi en compte l'influence de la température, l'humidité, et les conditions du confinement. De plus, la dernière question de recherche est fondée sur ces problématiques afin de tenter d'établir un lien entre les résultats obtenus en laboratoire grâce à ces tests et le comportement réel du béton en service.

Finalement, il est noté que les résultats obtenus par ces tests sont uniquement qualitatifs. Les mécanismes d'endommagement durant ces tests ne sont pas bien réellement connus et il y a un important manque d'interprétation.

3.5.3 Tests pour déterminer la concentration en alcalis solubles

La quantification des alcalis solubles peut être effectuée à l'aide de deux méthodes d'extraction : l'extraction à l'eau chaude (St-John 1989, Rogers et Hooton 1993) et l'extraction à l'eau froide (Alonso et al., 2012). Actuellement, cette analyse est réalisée sur des carottes au moment de la diagnose, mais pas après les tests d'expansion résiduelle. Il serait toutefois intéressant de l'effectuer après ces tests afin d'évaluer le lessivage des alcalis en air humide. La méthode d'extraction à l'eau chaude a été examinée en détail par Bérubé et al. (1994, 2002a), qui ont proposé plusieurs modifications visant à améliorer la précision et la fiabilité de la méthode tout en simplifiant certaines étapes expérimentales.

La technique d'extraction à l'eau froide implique l'utilisation d'eau tiède pour atténuer les effets de la température sur la stabilité des phases minérales telles que l'ettringite (Plusquellec et al., 2017). À des températures élevées, certaines phases minérales se dissolvent et libèrent des alcalis supplémentaires qui ne sont pas présents dans des conditions normales.

Bien que les quantités d'alcalis obtenues par extraction à l'eau froide soient généralement inférieures à celles obtenues par extraction à l'eau chaude (Plusquellec et al., 2017, Thériault et al. 2022a), elles restent assez élevées dans l'ensemble et dépassent souvent $1,5 \text{ kg/m}^3$ de N_a2O_{eq} , une limite proposée par Bérubé et al. (2002b) pour un niveau d'alcalis modéré lors de l'extraction à l'eau chaude. Bérubé (2002b) propose des classes de risques sous forme de cotes, avec des limites d'alcalis solubles par extraction à l'eau chaude. Thériault et al. (2022a) ont déterminé une bonne corrélation entre les résultats des essais d'extraction à l'eau chaude et à l'eau froide permettant ainsi de proposer des limites également.

La limite discutée dans la section 3.2.2 pour l'activation de la RAS est de $3 \text{ [kg/m}^3\text{]}$. Comme discuté à la section 3.2.2, la quantité en alcalis solubles ne provient pas uniquement de la pâte de ciment, et une certaine proportion des alcalis contenus dans la pâte sont compris dans les hydrates de ciment.

3.5.4 Interprétation des résultats et limite d'expansion proposée

Dans les protocoles existants (Bérubé et al., 2005b, Fournier et al. 2010), il est recommandé d'adopter l'approche de Bérubé (2002b) pour ajuster le taux d'expansion réel. De plus, il est suggéré que l'expansion maximale sur le site soit équivalente à celle obtenue lors du test d'expansion résiduelle dans l'air humide (ISE, 1992). Cependant, cette hypothèse ne prend pas en compte le risque potentiel de lessivage des alcalis.

En connaissant l'expansion maximale sur le terrain et le taux d'expansion réel, il devient possible d'estimer le nombre d'années avant d'atteindre ce niveau. Cette interprétation est actuellement transmise aux gestionnaires.

Un lien entre l'expansion et les paramètres mécaniques peut également être établi à travers la limite d'expansion. Dans les protocoles existants, une limite d'expansion du béton est proposée. Elle repose sur l'idée que tant que l'adhérence entre le béton et les armatures reste adéquate, il est possible d'évaluer l'état de l'acier par rapport à sa limite élastique si l'expansion est connue. Cette limite d'expansion est fixée à 0,2% (correspondant à la limite d'élasticité de l'acier), en manque d'informations complémentaires.

Cette recommandation était proposée dans le but d'avoir un lien entre le niveau d'expansion et un aspect plus structurel du comportement du béton que les gestionnaires pourraient utiliser.

Par la suite, il est suggéré de déterminer le nombre d'années nécessaires pour atteindre ce niveau d'expansion réel, en se basant sur le taux d'expansion réel. Ce dernier est obtenu à partir du test d'expansion résiduelle dans l'air humide, puis est ajusté pour obtenir un taux réel grâce à l'approche élaborée par Bérubé (2002b). Cette méthode implique une estimation de l'expansion réelle due à la RAS en prenant en compte divers coefficients correcteurs, qui tiennent compte des conditions effectives d'humidité, de température et de contrainte.

4 Méthodologie

Cette section détaille le programme expérimental mené dans le cadre de cette étude, portant sur les carottes prélevées du pont Champlain. Les procédures de carottage et les tests associés pour chaque type de carotte sont décrits dans la section 4.1. Le schéma du programme expérimental réalisé dans le cadre de ce projet est présenté à la Figure 31 : **Le travail porte sur les tests post-expansion résiduelle (SDT, DRI, f_c), mais également sur la réalisation d'un certain nombre de tests DRI pré-expansion non encore effectués, et la détermination de l'expansion atteinte finale par les carottes ayant subi les tests d'expansion résiduelle.**

Les résultats des tests de diagnose ont été repris du rapport de Fournier et al. (2024), sauf pour les tests DRI. L'expansion des carottes testées pour la diagnose n'est pas directement mesurée, mais est déterminée en utilisant la corrélation de Sanchez et al. (2017) pour obtenir une expansion libre de référence. L'expansion totale des carottes peut ainsi être estimée et cela est réexaminé dans l'analyse des résultats. Etant donné que les expansions des tests résiduels sont également en conditions libres, ces valeurs peuvent être comparées. L'expansion finale atteinte par les carottes a été mesurée dans ce travail mais les courbes d'expansions ont été calculées par Fournier et al. (2024).

Les échantillons sont ainsi récupérés des tests d'expansion et des tests de diagnose sont effectués : SDT, DRI, et f_c . La résistance en compression n'est habituellement pas réalisée lors des tests de diagnose. En effet, comme exposé dans la section 3.4.2, la résistance en compression ne présente pas de corrélation significative avec le niveau d'expansion du béton (déterminé dans des tests d'expansion résiduelle en air humide), qui est le paramètre actuellement utilisé dans les protocoles (Fournier et al., 2010). Cependant, il est également recherché à évaluer l'utilisation de propriétés mécaniques en remplacement du niveau d'expansion. Ainsi, il est crucial de réaliser ces tests pour identifier d'éventuelles corrélations entre ces différents paramètres. Des tests de résistance sont donc réalisés dans ce projet, mais compte tenu du nombre limité de carottes disponibles suite aux essais d'expansion, leur nombre est restreint. De plus, les tests de résistance en compression sont uniquement effectués dans le cadre d'essais d'expansion résiduelle en air humide. Enfin, le module de Young est évalué à l'aide des tests SDT et pourra être examiné dans le cadre de cette analyse pour établir des corrélations supplémentaires.

Ces essais de SDT/DRI/ f_c visent donc à évaluer l'état du béton post-expansion résiduelle et permettent de quantifier l'endommagement supplémentaire causé par la RAS par rapport à l'expansion atteinte. Ces analyses permettent de répondre à cette problématique. L'influence du diamètre des éprouvettes sur les résultats des tests SDT pour des carottes à profondeurs similaires afin d'identifier d'éventuelles tendances est étudiée.

Des corrélations entre différents paramètres de la diagnose avant et après les tests d'expansion résiduelle, en fonction de l'expansion additionnelle créée par la RAS, sont également examinées. Ainsi, il est nécessaire de comparer les résultats pré- et post-expansion sur des carottes provenant du même élément et ayant une profondeur similaire (et donc un niveau d'endommagement similaire), et dans le cas du SDT, une direction de carottage similaire due à l'influence de l'orientation de la fissuration.

Ainsi, la méthodologie est expliquée par la suite dans cette section. Premièrement, il a été nécessaire de déterminer les expansions obtenues lors des tests d'expansion résiduelle. La méthodologie utilisée à cet effet est détaillée dans la section 4.3 et celle des tests DRI, SDT et f_c sont ensuite présentées dans les sections 4.4.1, 4.4.2, 4.4.3.

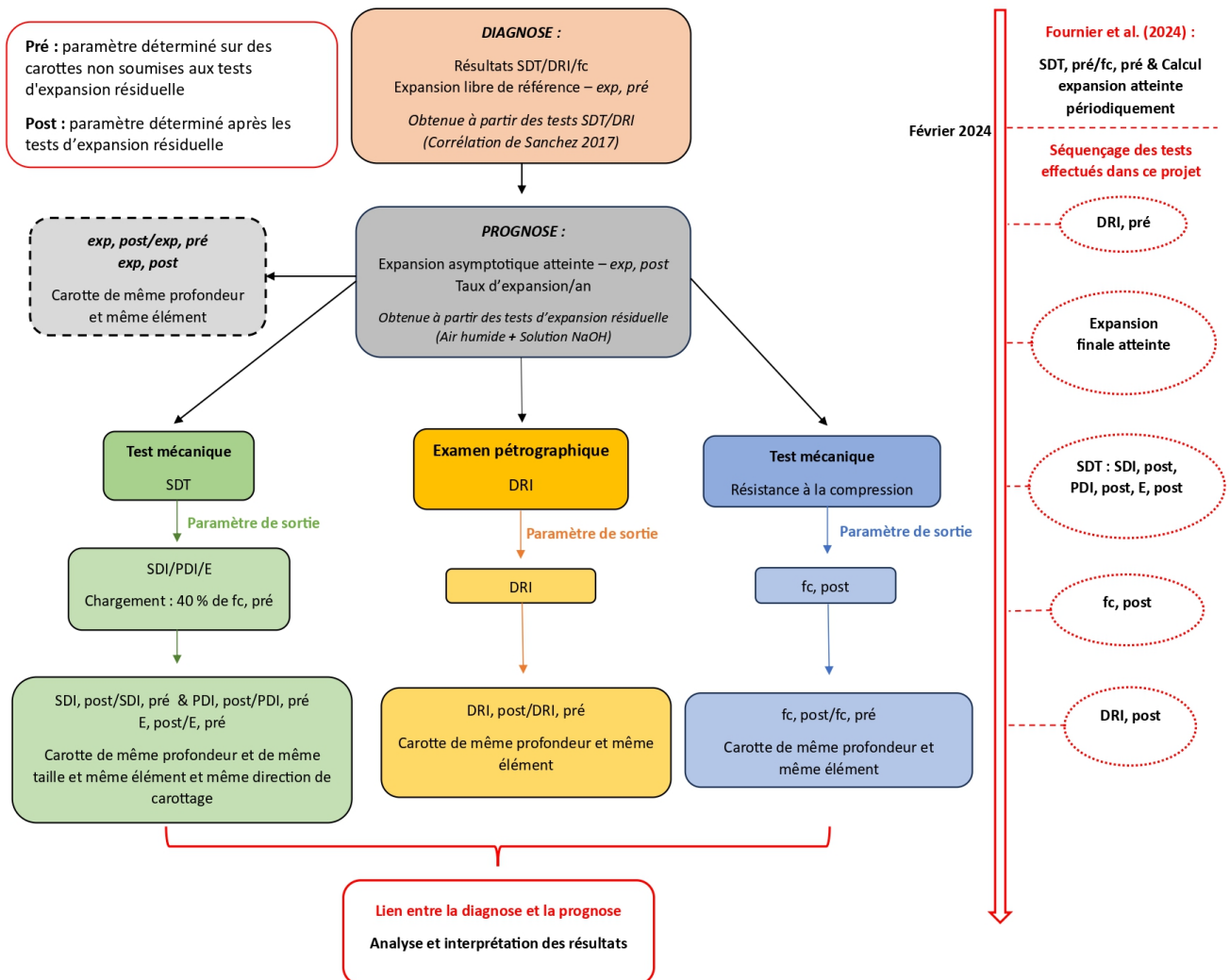


FIGURE 31 – Programme expérimental

4.1 Échantillons de béton pour le programme expérimental

Les bases de données disponibles proviennent des études de cas du pont de l'estacade du pont Champlain et du pont Champlain, deux structures traversant le fleuve Saint-Laurent et situées côte à côte. Les données de l'estacade ont été préalablement collectées et sont présentées dans le rapport de Thériault et al., 2022b. Le travail expérimental se concentre dans un premier temps sur les éprouvettes (carottes) obtenues d'éléments structuraux du pont Champlain, (voir Figure 32).



FIGURE 32 – Pont de l'estacade du pont Champlain et pont Champlain - (Thériault et al. 2022b)

En 2019, la société des Ponts Jacques Cartier et Champlain Incorporée (PJCCI) a lancé un programme de R+D associé à la déconstruction du pont Champlain. Ce pont, le plus utilisé au Canada jusque-là, avait atteint la fin de sa vie utile ayant été affecté significativement par de nombreuses pathologies, dont la corrosion, le gel-dégel et la RAS. L'équipe de projet a reçu les sections suivantes du pont Champlain d'origine :

- Deux poutres de rive sans arbalète (soumise à l'effet des intempéries et à l'apport de sels déglacant).
- Deux poutres internes avec peu d'intervention de réparation (protégée des intempéries).
- Deux sections de dalles intercalaires montrant différents niveaux d'endommagement.
- Deux sections de pile des travées d'approche (sur sol) montrant des niveaux d'endommagement et d'exposition différents.
- Cinq sections de chevêtres montrant différents niveaux d'endommagement et d'exposition (chlorures, humidité, ensoleillement, etc.).

De nombreuses carottes ont ainsi été prélevées des sections ci-dessus. **Les sections importantes dans le cadre de cette étude expérimentale sont les deux sections de piles et les cinq sections de chevêtre.**

Les sections de chevêtre proviennent du chevêtre situé au-dessus de la pile étudiée, et l'élément de chevêtre est en porte-à-faux de chaque côté de la pile. Les chevêtres présentent des sections plus exposées à l'extérieur et moins exposées à l'intérieur. La pile en question est située dans la partie "section 5" indiquée à la Figure 32. La localisation de la pile étudiée n'a pas été indiquée par l'équipe de foreurs.

Les carottes provenant de ces éléments ont ensuite été découpées en plusieurs parties pour permettre la réalisation de divers tests de diagnose et de prognose. Les forages effectués au sommet de la pile sont abordés en premier.

Les données peuvent donc être récoltées de ces différents éléments. Ils présentent des conditions d'expositions différentes et il est donc intéressant de comparer leur tendance.

Finalement, il est supposé que tous les échantillons prélevés présentent la même composition de béton, comprenant un sable naturel granitique et un granulat réactif de type calcaire. Il est ainsi à noter que le sable est d'origine naturelle et non réactif.

4.1.1 Sommet de la pile

En ce qui concerne le sommet de la pile, deux sections ont été extraites : le "nez" de la pile (D7-38-1) et une section centrale (D7-38-2). La Figure 33 illustre une pile du pont et son sommet. Dans le projet, la pile étudiée provient d'une pile sur sol et non sur eau concernée. La Figure 34 présente la partie en porte-à-faux d'un côté de la pile du chevêtre étudié ainsi que les sommets de la pile où les carottes ont été extraites sont montrés. Une fissuration importante peut être aperçue à la surface.



FIGURE 33 – Lieu de prélèvement des carottes au sommet de la pile - Fournier et al., 2024

La situation est symétrique de l'autre côté de la pile où deux sections de chevêtre ont été prélevées.



FIGURE 34 – Lieu de prélèvement des carottes au sommet de la pile - Zoom - Fournier et al., 2024

Le haut de la pile a été séparé du reste de la structure (voir Figure 35). Ensuite, les sections D7-38-1 et D7-38-2 ont été coupées à l'aide d'un câble diamanté (voir Figure 36).

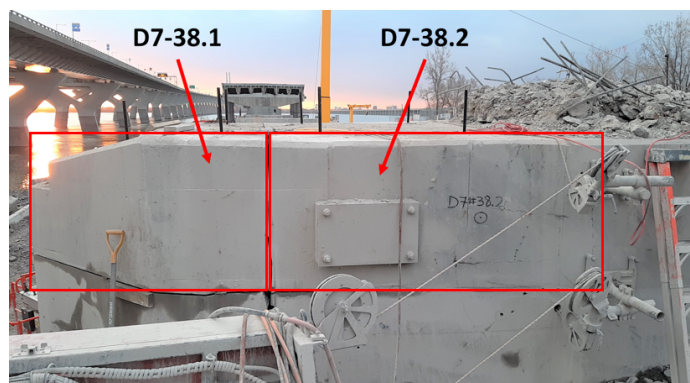


FIGURE 35 – Sommet de la pile - Fournier et al., 2024



FIGURE 36 – Sections D7-38-1 et D7-38-2 - Fournier et al., 2024

Finalement, le carottage a été réalisé. La plupart des carottes ont été prélevées verticalement sur les éléments posés à plat sur le sol, étant donné que les forages horizontaux sont plus contraignants pour les équipes de foreurs. Il convient donc de bien comprendre la direction de prélèvement des blocs dans l'élément structural et de carottage de ces derniers. Seules les carottes D7-38-1-C7 et D7-38-2-C7 ont été forées horizontalement, et elles sont exclusivement dédiées aux tests DRI afin d'étudier l'évolution de l'endommagement en fonction de la profondeur.

En ce qui concerne les SDT, la comparaison portera exclusivement sur des carottes verticales, éliminant ainsi l'impact potentiel d'une direction de fissuration préférentielle. Il est donc important de noter que dans cette étude, la direction de fissuration et son impact sur les paramètres obtenus ne peuvent pas être analysés. Par conséquent, toute fissuration préférentielle potentielle n'est pas discutée ici.

La Figure 37 illustre la direction du carottage horizontal dans un bloc provenant du sommet de la pile dans les différentes sections.



FIGURE 37 – Direction de forage horizontal dans un bloc situé au sommet de la pile sélectionnée - Fournier et al., 2024

Finalement, les différentes carottes obtenues pour les éléments de la pile sont schématiquement représentées aux Figures 38 et 39. Chaque carotte est découpée en sous-carottes sur lesquelles différents tests sont effectués.

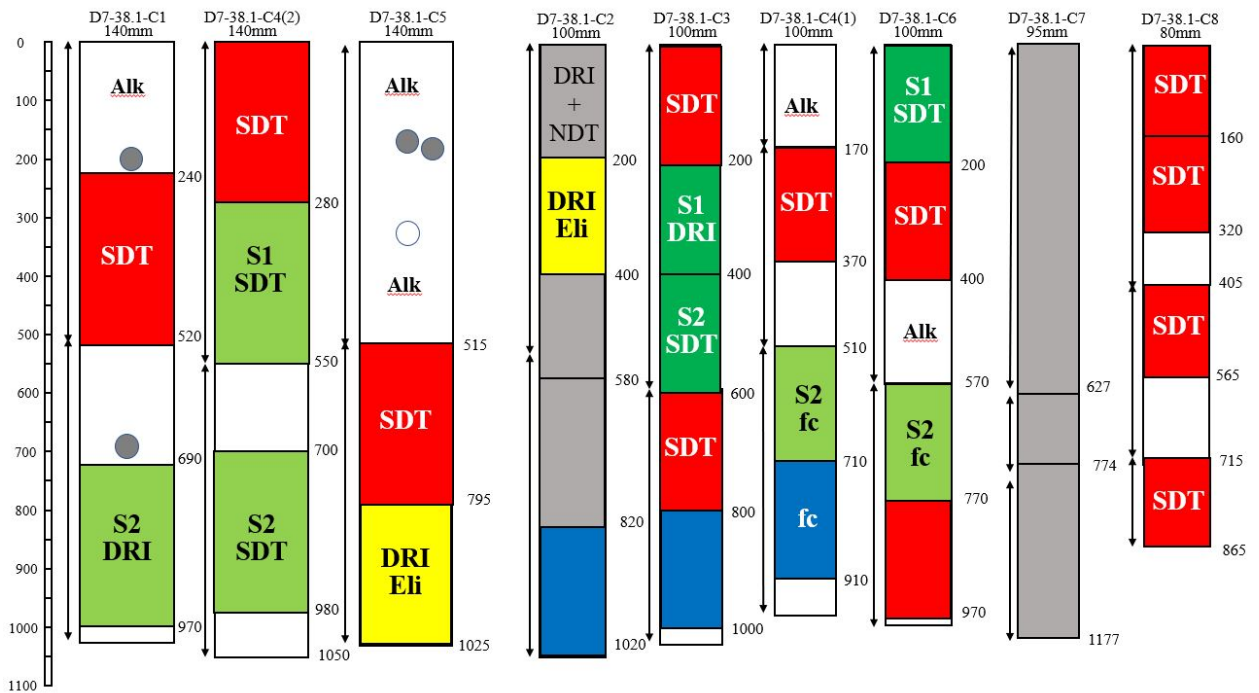


FIGURE 38 – Plan d'essai pour les sections de carottes obtenues des forages réalisés dans le bloc D7-38-1 (Figure 36) - Fournier et al., 2024

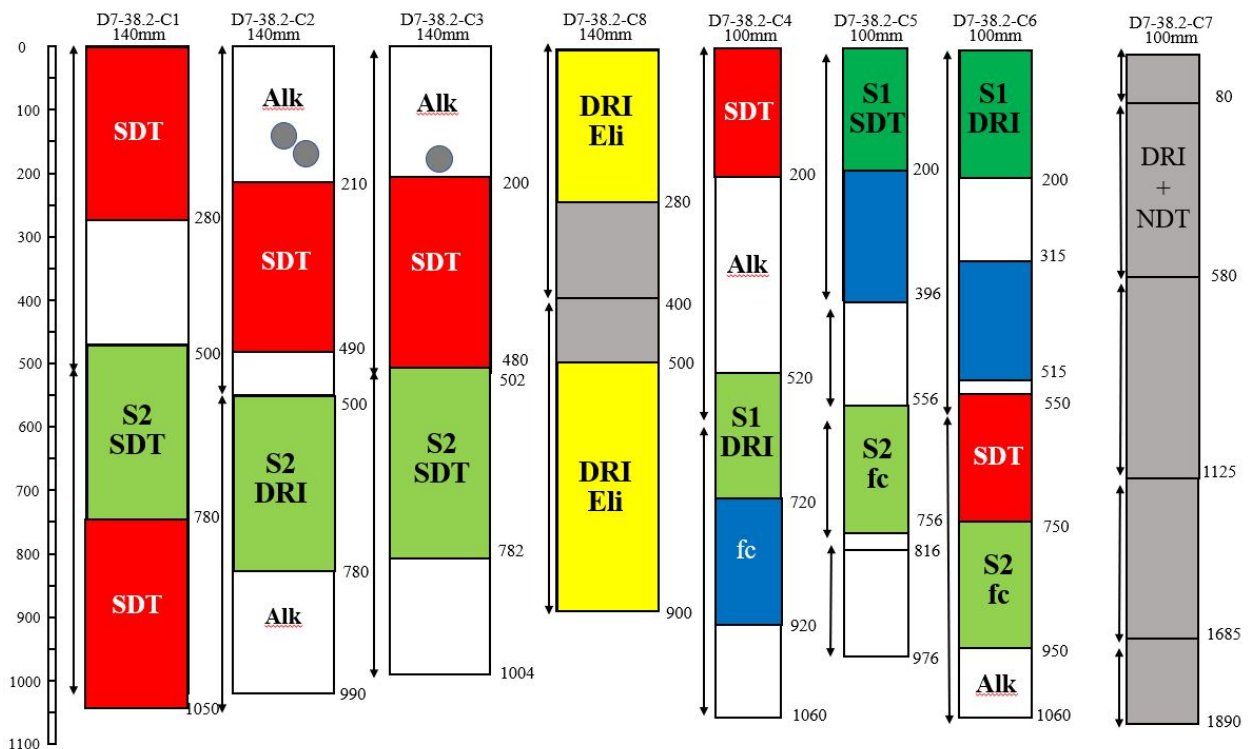


FIGURE 39 – Plan d'essai pour les sections de carottes obtenues des forages réalisés dans le bloc D7-38-2 (Figure 36) - Fournier et al., 2024

La Figure (40) présente la légende détaillant les divers tests réalisés sur chaque sous-carotte.

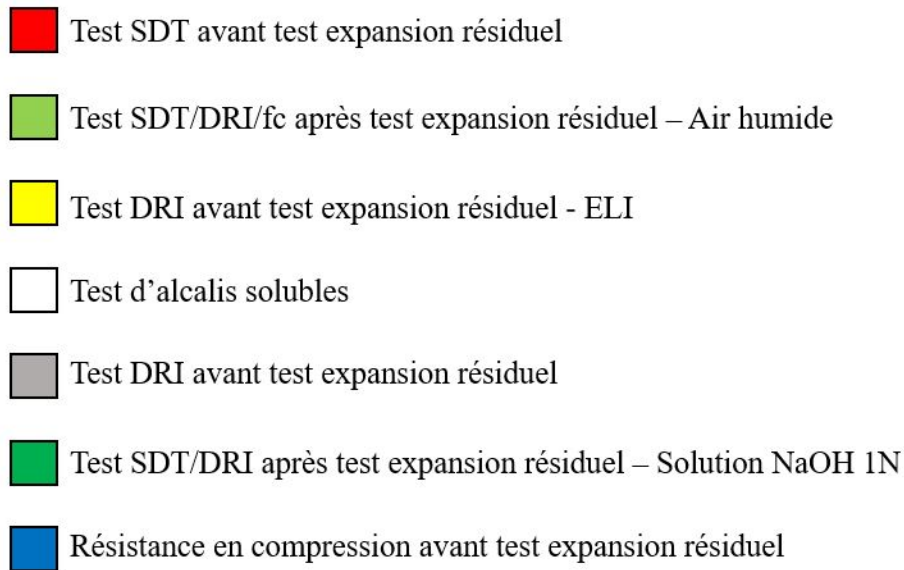


FIGURE 40 – Plan d'essai - Légende

Les tests SDT/DRI/ f_c ont déjà été réalisés avant les essais d'expansion résiduelle. Ensuite, d'autres carottes, prélevées à des profondeurs similaires dans des forages adjacents, ont été soumises aux tests d'expansion résiduelle. Après ces tests d'expansion, les tests SDT/DRI/ f_c ont été effectués à nouveau sur les carottes ayant subi l'expansion, afin de comparer l'évolution par rapport aux paramètres déterminés sur les carottes n'ayant pas subi d'expansion et présentant un endommagement initial similaire. Ce travail porte donc sur les tests SDT/DRI/ f_c sur ces carottes (Figure 31). De plus, un nombre déterminé de tests DRI (autant de fois qu'un DRI est réalisé après un test d'expansion résiduelle) est effectué sur les carottes n'ayant pas subi les tests d'expansion résiduelle (DRI Eli), car contrairement aux tests SDT et f_c , afin de comparer les nombres DRI il faut éviter de comparer les résultats de deux pétrographes différents, étant donné qu'une variabilité peut exister entre différents pétrographes (Villeneuve 2011).

Le choix des tests à effectuer sur les carottes après l'expansion résiduelle a été déterminé selon la logique suivante. Pour répondre à la question de recherche sur l'endommagement supplémentaire réel créé par la RAS, il est crucial de pouvoir comparer les résultats des tests SDT/DRI. En effet, les résultats sont possiblement influencés par la profondeur de la carotte, car les conditions d'humidité varient. De même, en surface, la RAS, la carbonatation du béton et le phénomène de lessivage des alcalis atténuent l'impact de la RAS, tandis que les dommages les plus importants sont généralement observés à l'intérieur où de tels effets sont moins actifs. De plus, la présence d'armatures et de renforcement est non uniforme le long de l'élément et peut influencer l'expansion du béton. Dès lors, les résultats SDT/DRI pré et post-expansion résiduelle à des profondeurs similaires, au sein du même élément sont comparés. Finalement, concernant les tests SDT, les comparaisons sont effectuées entre les carottes avant et après expansion présentant des diamètres similaires, étant donné qu'il est attendu à observer des différences de résultats entre les carottes de diamètres différents.

Toutes les carottes à comparer sont répertoriées en Annexe dans la Figure 17. Les comparaisons pour les tests DRI sont présentées en Annexe dans la Figure 18. Les comparaisons pour les tests de résistance en compression sont présentées en Annexe dans la Figure 19.

Un autre objectif de l'étude consistera à examiner l'impact du diamètre des échantillons sur les résultats des tests SDT. Cet aspect de l'expérimentation du SDT n'a jamais été exploré auparavant et représente une étape supplémentaire vers la normalisation de ce test. Ainsi, les carottes testées prélevées dans le même élément, à des profondeurs similaires, sont comparées afin de déterminer si des résultats comparables sont obtenus pour des carottes de diamètres différents. La Figure (Tableau 20) présentée en annexe indique les différents échantillons comparables.

Enfin, les résistances en compression sont comparées entre celles déterminées sur des carottes n'ayant pas subi le SDT et celles provenant de forages adjacents à une profondeur similaire, ayant subi le SDT. Cette comparaison vise à remettre en question la non-destructivité du test SDT, comme suggéré par Sanchez et al. (2014, 2017), qui soutient que sous une charge de 40 % de la résistance, l'échantillon reste dans un état élastique et que la résistance demeurerait inchangée. Cependant, ces affirmations ont été remises en question par Thériault et al. (2022b). Donc, il est envisageable dans ce projet de comparer les résultats de résistance, car après chaque test SDT, un test de résistance en compression est réalisé.

Cette comparaison est effectuée uniquement pour les échantillons qui n'ont pas été soumis aux tests d'expansion résiduelle. En effet, dans les tests SDT réalisés après les tests d'expansion, la résistance utilisée est la même que celle des échantillons testés au SDT n'ayant pas subi d'expansion pour permettre une comparaison précise des résultats. Étant donné que la résistance en compression diminue après les tests d'expansion résiduelle, les échantillons sont testés à un niveau de résistance supérieur, ce qui rend difficile la discussion sur la non-destructivité.

Toutes les carottes à comparer sont répertoriées en Annexe dans le Tableau 21.

4.1.2 Chevêtre exposé

Les prochaines sections extraites proviennent des parties exposées des chevêtres au sommet de la pile. Il s'agit des deux extrémités du chevêtre, soit les sections D7-39-1 et D7-39-2 (voir Figure 34). Les sections retirées sont donc les sections D7-39-1 et D7-39-2. Les détails de prélèvement des carottes et différents tests effectués sont présentés en Annexe à la section A.1.1. La fissuration superficielle peut également être observée, et semble légèrement préférentielle.

Comme pour le sommet de la pile, les échantillons pré et post-expansion résiduelle sont comparés et mis en relation, et les résultats sont repris en Annexe, pour les tests SDT (Tableau 23, les DRI (Tableau 24) et les tests de résistance en compression (Tableau 25).

Les échantillons sur lesquels les tests SDT ont été effectués, à des mêmes profondeurs et pouvant être comparées, mais de diamètre différent, pouvant être comparé sont présentés en Annexe au Tableau 26. Les échantillons sur lesquels les résistances en compression avant et après SDT sont comparées sont présentés en Annexe au Tableau 27.

4.1.3 Chevêtre non exposé

Des sections non exposées du chevêtre ont également été prélevées. Il s'agit des éléments D6-35-1, D6-35-2 et D6-35-3 (voir Figure 34). Ces parties sont situées à l'intérieur par rapport aux extrémités précédemment exposées. Il est donc pertinent d'analyser si les tendances observées dans ces résultats sont similaires à celles des sections exposées différemment. Les détails de prélèvement des carottes et différents tests effectués sont présentés en Annexe à la section A.1.1. Il est important de constater ici que les blocs en question ont été déposés à plat sur le sol et que le carottage a été effectué dans ces blocs à la verticale. Les carottes représentent donc la condition du béton en se déplaçant à l'horizontale dans l'élément illustré à la Figure 34, donc en s'éloignant de la zone exposée située à l'extrémité du chevêtre.

Les échantillons pré et post expansion résiduelle pouvant être comparés et mis en relation sont présentés en Annexe, pour les tests SDT (Tableau 28), les DRI (Tableau 29) et les tests de résistance en compression (Tableau 30). Les échantillons sur lesquels les tests SDT ont été effectués, à des mêmes profondeurs, mais de diamètre différent, pouvant être comparé sont présentés en Annexe au Tableau 31. Les échantillons sur lesquels les résistances en compression avant et après SDT sont comparées sont comparés en Annexe au Tableau 32.

4.2 Programme d'essai supplémentaire

En complément du programme d'essais mené sur les carottes du pont Champlain, des tests supplémentaires ont été programmés pour les carottes extraites de l'estacade du pont Champlain (Figure 32). Des échantillons provenant de cet ouvrage ont été prélevés et testés par Thériault et al. (2022b). Le programme expérimental de ce projet est complémentaire à celui réalisé sur une sélection de carottes non utilisées lors de l'étude de SNC-Lavalin en 2019. Ces échantillons ont été prélevés dans les semelles de l'estacade du pont Champlain lors de campagnes de forage menées en 2014 et 2017. Au total, 74 forages de 150 mm de diamètre (60 horizontaux et 14 verticaux) ont été réalisés en 2017, tandis que 7 carottes de 118 mm ont été prélevées dans les semelles des piles 18 et 19 en 2014. Les échantillons prélevés proviennent ainsi d'un ensemble de piles du pont. Ce projet se concentre sur les échantillons ayant subi un test d'expansion résiduelle en solution alcaline.

En effet, cette décision fait suite à l'observation de résultats obtenus et à leur analyse, qui ont révélé une corrélation potentielle entre l'augmentation de l'expansion et l'augmentation du DRI après un test d'expansion résiduelle dans une solution NaOH 1N.

Cependant, étant donné le faible nombre de points de données disponibles pour cette corrélation (4), il a été jugé nécessaire de conduire des tests supplémentaires de DRI sur les carottes de l'estacade, sur lesquelles des tests d'expansion résiduelle dans une solution alcaline avaient été précédemment réalisés. Cette démarche vise à confirmer ou à réfuter la corrélation identifiée. Les résultats pourront être comparés car la formulation du béton utilisée dans les échantillons est identique.

Quatre carottes provenant de l'estacade ayant subi des tests d'expansion résiduelle dans une solution alcaline ont été sélectionnées. Leurs expansions varient afin de fournir des données diversifiées pour établir une corrélation. Ces échantillons ont été conservés dans une chambre à une température de 12°C pendant environ un an, puis retirés de la chambre.

Leur expansion a été remesurée. Les résultats obtenus sont ensuite comparés aux données d'expansion recueillies par Thériault (2022b) dans le cadre de son travail. Les résultats étant assez similaires, les résultats d'expansion de Thériault sont conservés.

Enfin, les échantillons sont soumis à une analyse au DRI. Les étapes de préparation et de test sont détaillées dans la section 4.4.1.

Les carottes qui ont été soumises aux tests d'expansion doivent être mises en comparaison avec d'autres carottes présentant supposément un niveau d'endommagement similaire. Ceci permettra d'évaluer uniquement l'endommagement supplémentaire causé par les tests d'expansion. Il est donc envisageable de comparer des carottes prélevées dans le même élément et à des profondeurs similaires.

Les carottes sélectionnées sont celles présentant des expansions atteintes suite au test d'expansion résiduelle en solution NaOH 1N, qui permet de déterminer des points pour compléter la corrélation là où il n'y a pas de valeurs. Les niveaux d'expansions sont discutés dans le chapitre 5 (Résultats) mais les échantillons extraits sont présentés dans le Tableau 3.

TABLEAU 3 – Segments de carottes de l'estacade sélectionnés pour la réalisation d'essais supplémentaires. Le "H" correspond aux carottes prélevées horizontalement alors que la carotte prélevée verticalement dans la semelle est identifiée à l'aide d'un "V".

Forage	Profondeur [mm]	Expansion atteinte [%]
P3F3H	1900-2200	0,049
P1F1H	3350-3750	0,143
P4F2V	1750-2050	0,208
P6F1H	1600-1900	0,248

Ainsi, certaines carottes ont été extraites d'un forage vertical tandis que d'autres proviennent d'un forage horizontal. Le Tableau 4 indique la correspondance entre les carottes sur lesquelles des mesures de l'indice DRI ont été directement réalisées (sans autre essai) et les carottes ayant fait l'objet d'un essai d'expansion résiduelle préalablement à la mesure de l'indice DRI.

TABLEAU 4 – Correspondance entre les carottes sur lesquelles des mesures de l'indice DRI ont été directement réalisées (sans autre essai) et les carottes ayant fait l'objet d'un essai d'expansion résiduelle préalable

Comparaison DRI	
Avant expansion	Après expansion
P1F1H 1250-1550 mm	P1F1H 3350-3750 mm
P3F2H 3120-3380 mm	P3F3H 1900-2200 mm
P4F2V 1250-1450 mm	P4F2V 1750-2050 mm
P6F3V 2960-3150 mm	P6F1H 1600-1900 mm

4.3 Tests de prognose

4.3.1 Essais d'expansion résiduelle

Il est à préciser que les essais d'expansion résiduelle en air humide ont été réalisés sur des éprouvettes de diamètres de 93, 100 et 140 mm, et en solution alcaline (NaOH 1N) des éprouvettes de diamètres de 93,95 et 100 mm. Les diamètres de 140 mm ont été utilisés uniquement pour les tests d'expansion en air humide dans le but de limiter le lessivage des alcalis (Bérubé 1994).

Que ce soit pour le conditionnement dans l'air humide (38°C, > 95% H.R.) ou dans la solution de NaOH 1N (38°), les mesures sont prises à des intervalles prédéfinis, comme décrit dans l'étude de Bérubé et al. (2004a). Le suivi est effectué sur une période d'au moins un an, voire plus jusqu'à ce que les expansions atteignent leur plateau. Ici, les échantillons ont été retirés de leur condition d'essai après 66 semaines.

Les échantillons sont disposés dans des seaux permettant de satisfaire aux exigences d'humidité ou de solution alcaline requises pour chaque test. Ils sont maintenus en place par une grille en plastique et le contour du seau est revêtu d'un géotextile humidifié (voir Figure 41b). Ces seaux sont ensuite positionnés dans une chambre chaude maintenue à 38°C (voir Figure 41a).



(A) Chambre chaude à 38 °C



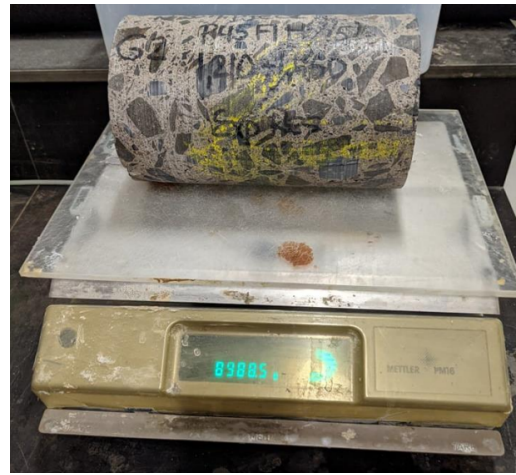
(B) Stockage de l'échantillon dans le seau

FIGURE 41 – Conditions de stockage des échantillons - Thériault et al., 2022b

Une fois retirés de la chambre humide à température contrôlée, les échantillons subissent une mesure finale de leur expansion (longitudinale). Les variations longitudinales des échantillons sont mesurées à l'aide d'un micromètre (voir Figure 42a). De plus, les échantillons sont pesés sur une balance pour évaluer leur changement de masse (voir Figure 42b). Les données sur l'expansion et la masse sont ensuite utilisées pour évaluer le potentiel d'expansion résiduelle à venir. Dans ce projet, l'attention se porte sur l'expansion finale atteinte ainsi que sur le taux d'expansion annuel.



(A) Mesure de l'expansion atteinte



(B) Mesure de la masse de l'échantillon

FIGURE 42 – Mesures expansion résiduelle - Thériault et al., 2022b

Une fois les échantillons testés, ils sont séparés afin de pouvoir effectuer les tests SDT et DRI (Figure 43).



(A) Echantillons pour les SDT



(B) Echantillons pour les DRI

FIGURE 43 – Distribution des carottes pour les tests SDT et DRI

4.4 Tests de caractérisations de l'état d'endommagement du béton post-prognose

4.4.1 Tests DRI

Découpe des échantillons

La première phase consiste à découper les échantillons selon leur longueur pour obtenir des plaques sur lesquelles effectuer les tests.

Cette découpe est réalisée à l'aide de la scie à béton illustrée à la Figure 44. Une lame diamantée est activée pour effectuer la découpe, tandis que de l'eau est projetée (voir Figure 44b) pour lubrifier la coupe et réduire les résidus projetés dans l'air. L'épaisseur des plaques est entre 20 et 30 mm afin de limiter des risques de rupture de l'échantillon lors du polissage de ceux-ci, et de leur manipulation.



(A) Machine de découpe



(B) Échantillon positionné

FIGURE 44 – Découpe des échantillons

Polissage

Ensuite, les plaques ont été polies à l'aide d'une polisseuse portable, connectée à une alimentation en eau et en air (Figure 45a). Cette polisseuse utilise des disques de caoutchouc imprégnés de diamants avec des particules abrasives de plus en plus fines. Les disques varient en augmentant en abrasivité, allant de 50, 100, 400, 800, 1500 à 3000 (Figure 45b). Les deux premiers disques, les plus abrasifs, sont utilisés pour éliminer les traces issues de la coupe. Ensuite, les disques suivants sont utilisés pour assurer un fin polissage de la surface afin de pouvoir bien y distinguer les indices d'endommagement.



(A) Arrivée d'eau et air dans le dispositif



(B) Suite de disques diamantés utilisés

FIGURE 45 – Dispositif de la station de polissage

Les disques sont fixés sur la polisseuse, comme illustré dans la Figure 46. L'eau est projetée à la surface de l'échantillon (Figure 46b).



(A) Pose du disque sur la polisseuse



(B) Polissage de l'échantillon

FIGURE 46 – Dispositif de polissage

Photographies des échantillons

Ensuite, les plaques sont photographiées à l'aide de la mise en place illustrée dans la Figure 47.

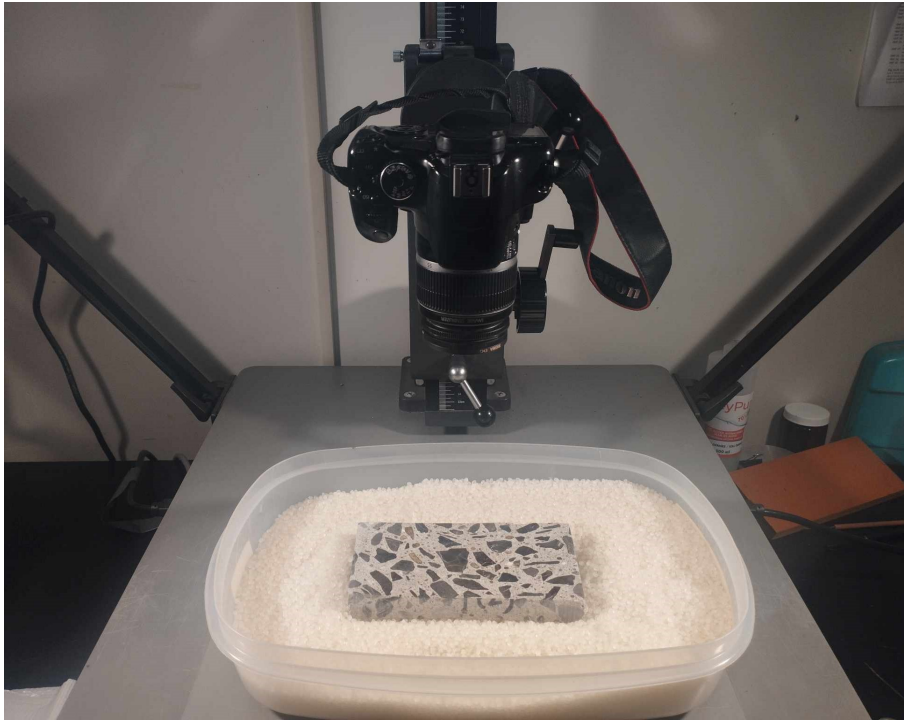
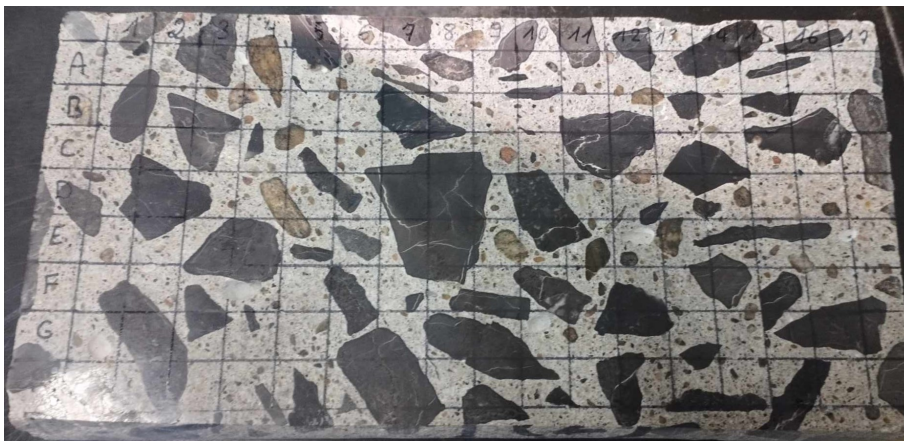


FIGURE 47 – Dispositif pour la photographie

Il faut s'assurer que l'échantillon et l'appareil sont bien centrés et au niveau.

Traçage des carrés

Finalement, un quadrillage de 1 cm^2 est tracé à leur surface à l'aide d'un crayon-feutre noir à pointe fine et le résultat est illustré à la Figure 48.

FIGURE 48 – Echantillon quadrillé : carrés de $1 \times 1\text{ cm}^2$

Ensuite, les plaques sont examinées sous un stéréomicroscope à un grossissement de 15x, permettant d'observer un carré de 1 cm^2 dans le champ de vision.

Coefficients de pondération utilisés

La méthode utilisée est celle proposée par Villeneuve (2011). En effet, cette méthode permet de diminuer au maximum la variabilité des résultats.

Les coefficients ont été présentés dans l'état de l'art (section 3.4.3) mais sont rappelés ici, avec leurs acronymes également (Tableau 5).

TABLEAU 5 – Coefficients de pondération des symptômes pétrographiques - Villeneuve 2011

Symptômes pétrographiques	Coefficient de pondération	Acronyme
Fissures fermées dans le granulat	0,25	FFG
Fissures ouvertes dans le granulat	2	FOG
Fissures ouvertes dans le granulat avec produit de réaction	2	FOG+PR
Granulat déchaussés	3	GGDc
Particule de granulat corrodée	2	DAP
Fissures dans la pâte de ciment	3	FPC
Fissures dans la pâte de ciment avec produit de réaction	3	FPC+PR

Pour chaque carré de 1 cm^2 , chaque symptôme pétrographique est identifié et sa fréquence d'apparition est évaluée. Ensuite, une pondération est appliquée à chaque symptôme. Cela permet d'obtenir une valeur pour chaque case. Enfin, la somme de l'ensemble des résultats est calculée et le résultat est normalisé pour une surface de 100 cm^2 .

Étant donné que la partie réactive des granulats est constituée principalement des gros granulats, seules les particules ayant une taille supérieure à 2 mm sont prises en compte.

4.4.2 Tests SDT

Préparation des échantillons post-expansion résiduelle

La première phase implique le surfaçage des échantillons pour assurer un parallélisme adéquat des faces circulaires et une perpendicularité avec l'axe de chargement (voir Figure 49). Cela permet d'assurer la fiabilité des tests et des résultats obtenus.

Le rapport longueur/diamètre des échantillons doit être d'environ 2, conformément aux recommandations de Smaoui et al. (2004). Cependant, en raison de contraintes liées au nombre limité de carottes disponibles pour ce travail, il est possible que certaines carottes n'aient pas atteint la longueur souhaitée, car d'autres tests devaient également être effectués. Si le rapport L/D est inférieur à 1.8, il faudra en tenir compte lors de l'interprétation des résultats, en se référant à la norme ASTM C469.



FIGURE 49 – Surfaceuse

Par la suite, les échantillons sont enveloppés dans des films plastiques pour maintenir leur niveau d'humidité, conformément au protocole standard établi par Sanchez et al. (2016) dans le but de standardiser autant que possible la méthode SDT (section 3.4.1). Ensuite, les échantillons sont pesés et leurs dimensions précises déterminées.

Les échantillons doivent ensuite être placés dans une solution d'eau saturée en chaux vive ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) 48 h avant le début des essais SDT (Figure 50). Cela provient également de l'approche normalisée de Sanchez et al. (2016) (Figure 23), et permet de resaturer les échantillons pour garantir des conditions uniformes entre eux, afin de pouvoir comparer les résultats. Les conditions de chaux sont établies pour obtenir un pH suffisamment bas, ce qui permet d'éviter toute réaction RAS supplémentaire.

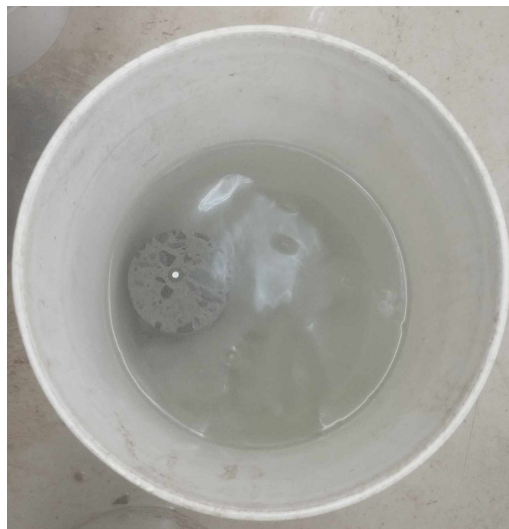


FIGURE 50 – Immersion des échantillons dans un seau incorporant une solution saturée de chaux pendant 48 h avant l'essai

Essai mécanique

Ainsi, les échantillons sont prélevés de la solution de chaux, puis asséchés superficiellement avant le début des essais mécaniques. Les échantillons sont ensuite pesés à nouveau. Les SDT peuvent alors prendre place. La première étape consiste à placer les échantillons dans le système de fixation (voir Figure 51). Ce système est une cage métallique, composée de 2 niveaux de 3 pointeaux utilisés pour stabiliser l'échantillon, lesquels sont espacés de 10 cm. Ceux-ci permettent un confinement latéral évitant une influence importante du phénomène de frottement et une mesure réaliste du module de Young. Ces pointeaux font également office de capteurs de déplacement longitudinaux (LVDT : "linear variable differential transformers"), et sont écartés de 120° chacun. En fait, les pointeaux permettent de fixer deux sections métalliques qui soutiennent les extrémités supérieures et inférieures de capteurs LVDT. Une fois que les pointeaux sont solidement ancrés sur le cylindre, les plaquettes de couleur "bronze" apparaissant sur la Figure 51 il y a 2 ou 3 comme cela qui maintiennent la cage en un montage avant la fixation des pointeaux) sont retirées et ainsi les sections supérieure et inférieure du montage peuvent bouger indépendamment n'étant relié que par les capteurs LVDT. La mesure de déformation verticale lors des cycles de chargement - déchargement peut alors être réalisée.

Idéalement, ces pointeaux doivent être positionnés symétriquement par rapport aux deux extrémités de l'échantillon (voir Figure 51a).



(A) Pointeau pour échantillon



(B) Dispositif de fixation pour l'échantillon

FIGURE 51 – Fixation échantillon

Généralement, les tests respectent le rapport standard longueur-diamètre de 2,0 (Smaoui et al., 2004). Comme expliqué, certains tests n'ont pas pu respecter ce facteur. Par conséquent, des cales ont dû être utilisées pour recentrer les échantillons longitudinalement par rapport aux pointeaux.

Par la suite, la cage peut être positionnée sur la partie inférieure de la presse MTS (modèle 322) pour procéder aux cycles de chargement-déchargement en compression uniaxiale (Figure 52). La presse est une presse hydraulique possédant une capacité de 1000 kN en compression, avec une cellule de charge de 250 kN.



FIGURE 52 – Presse hydraulique utilisée pour les cycles de chargement-déchargement en compression uniaxiale

Une fois le montage fixée dans la presse, 5 cycles de chargement/déchargement sont alors appliqués. Le taux de chargement est de 0,10 MPa/s, jusqu'à atteindre 40 % de la charge de compression de référence choisie.

Dans ce cas, le niveau de chargement correspond à 40 % de la charge préalablement déterminée pour les tests SDT effectués n'ayant pas subi de test d'expansion. Les niveaux de chargements sont repris au Tableau 57 en Annexe. Le chargement est en moyenne de 9,85 MPa. Cette décision est motivée par le souhait de comparer les résultats des différents SDT, d'où le choix d'un niveau de charge uniforme. Les déformations longitudinales de l'échantillon sont enregistrées grâce aux capteurs, et sont enregistrées à l'aide d'un système d'acquisition de données opéré par le logiciel DasyLab. Les déformations longitudinales en fonction de la contrainte appliquée ont été mesurées et le calcul des paramètres du SDT sélectionnés a ensuite été réalisé à l'aide d'un logiciel développé à l'Université Laval (Concreto). Les paramètres de sorties obtenus intéressants dans ce projet sont :

- Le SDI [-] (5 cycles)
- Le PDI [-] (5 cycles)
- Le module de Young (moyenne entre le deuxième et troisième cycle) [GPa]

4.4.3 Mesure de la résistance en compression post SDT

La résistance en compression a été évaluée sur toutes les éprouvettes soumises à l'essai SDT. Cette mesure nécessite également un resurfaçage des échantillons. Pour ces tests, une presse Satec - Modèle M1000CTS Baldwin Prism est utilisée. Une charge de compression uniaxiale est appliquée sur les échantillons positionnés verticalement jusqu'à leur rupture. L'axe longitudinal de la carotte doit coïncider avec l'axe de chargement. Des supports métalliques prismatiques de section circulaire sont positionnés à chaque extrémité de la carotte testée pour garantir une répartition uniforme de la charge sur les surfaces de l'échantillon (Figure 53a). La charge est alors progressivement augmentée jusqu'à la rupture de l'échantillon (Figure 53b).



(A) Echantillon intact



(B) Echantillon après rupture

FIGURE 53 – Presse Satec utilisée pour la détermination de la résistance à la compression des éprouvettes, post-SDT

Enfin, l'échantillon est cassé au niveau du sol afin de vérifier le mode de rupture de la carotte (voir Figure 54). En effet, plusieurs modes de rupture standard sont définis pour ce test, et s'ils ne correspondent pas à l'un de ces modes, cela doit être pris en compte dans l'interprétation des résultats, car cela pourrait entraîner des résultats inhabituels. Cela provient du phénomène de frottement au bord pouvant influencer les résultats. Cela est décrit dans la norme ASTM C69.



FIGURE 54 – Mode de rupture en cône après le passage dans la presse Satec

Lorsque le rapport L/D est inférieur à 2, des coefficients de correction sont utilisés conformément à la norme CSA A23.2. pour ajuster les résultats comme si le rapport était de 2. Cette normalisation permet de comparer les résultats. Ils sont repris dans la Figure 6.

TABLEAU 6 – Coefficients de correction pour la résistance en compression en fonction du rapport L/D des éprouvettes mises à l’essai- CSA A23.2.

Tableau 1
Coefficients de correction (résistances à la compression 15 à 70 MPa)
(voir le chapitre 8)

L/D	2,0	1,75	1,50	1,25	1,0
Coefficient	1,0	0,98	0,96	0,93	0,87

Note : Les coefficients de correction du [tableau 1](#) s’appliquent au béton de 1600 à 2400 kg /m³ qui présentent une résistance à la compression de 15 à 70 MPa. Les valeurs des rapports L /D entre 2,0 et 1,0 qui ne sont pas indiquées au [tableau 1](#) peuvent être déterminées par interpolation.

4.4.4 Mesure de la résistance en compression

Finalement, une série d’échantillons post-expansion résiduelle ont été directement soumis à des tests pour évaluer leur résistance en compression. Cette démarche permet également de remettre en question la non-destructivité du test de SDT en comparant les résultats de résistance obtenus avant et après le SDT. Ensuite, il est possible d’évaluer la perte de résistance après le test d’expansion et sa corrélation avec les résultats du SDT et du DRI.

Les carottes testées doivent également subir un processus de resurfaçage pour garantir des sections parallèles et planes (voir Figure 49). Elles sont ensuite immergées dans une solution d’eau saturée en chaux vive (CaO) pendant 48 h avant leurs tests, afin de les resaturer et d’assurer une uniformité dans l’état des échantillons testés (voir Figure 50). Ensuite, les carottes sont soumises à des tests sur la presse Satec (voir Figure 53) pour déterminer leur résistance en compression. De plus, le mode de rupture de la carotte est également examiné (Figure 54). Les résultats obtenus sont corrigés par les coefficients présentés à la Figure 6 si le rapport L/D est inférieur à 2.

5 Résultats obtenus

Ce chapitre décrit les résultats obtenus suite à la réalisation du plan expérimental détaillé au chapitre précédent. Premièrement, les résultats des tests d'expansion résiduelle sont présentés. Ensuite, les résultats des DRI, SDT et f_c réalisés par la suite de ces tests d'expansion sont exposés.

5.1 Prognose : Evaluation du potentiel d'endommagement futur

Les tests réalisés dans le cadre de la prognose sont les tests d'expansion résiduelle en air humide (38°C, > 95% HR) et en solution alcaline (38°C, NaOH 1N). Les résultats sont présentés dans la section suivante.

Deux exemples de courbes d'expansion en fonction du temps, obtenues pour différents échantillons pour le test d'expansion en air humide et pour le test d'expansion en solution alcaline, sont représentés à la Figure 55. L'ensemble des courbes obtenues (Fournier et al., 2024) se trouvent en Annexe (Section A.2.1). L'analyse et la discussion des résultats sont présentées dans la section suivante 6.

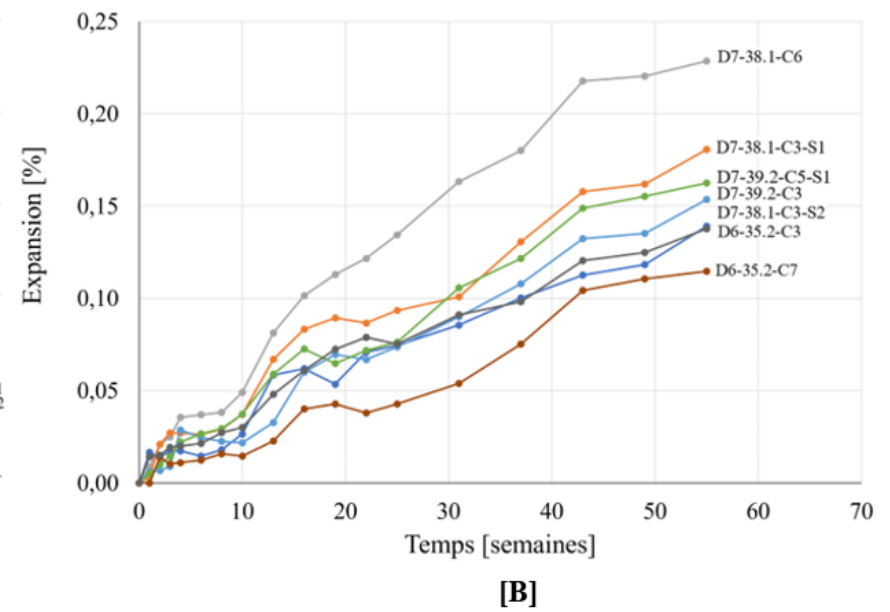
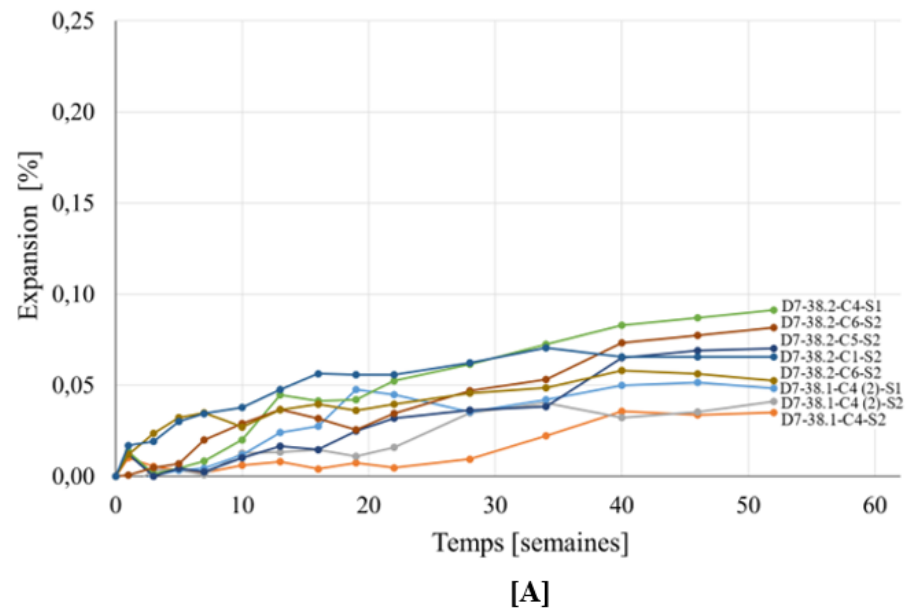


FIGURE 55 – Résultats des tests d'expansion résiduelle - Air humide [A] & Solution NaOH 1N [B], à 38°C - Fournier et al., 2024

Une poursuite de l'expansion au cours du temps pour les deux séries tests est observée. Les expansions mesurées lors du test d'expansion en air humide sont nettement plus faibles que celles de la solution NaOH 1N. De plus, les courbes obtenues en solution alcaline sont plus lisses, avec une augmentation significative observée entre chaque point au fil du temps. Dans l'air humide, l'augmentation n'est pas aussi nette entre chaque point et à l'occasion. Enfin, il semble que l'expansion ait atteint un plateau pour l'ensemble des échantillons testés dans l'air humide, tandis que dans la solution NaOH, la tendance expansive des éprouvettes semble toujours active.

Le Tableau 7 reprend les expansions finales au bout de 66 semaines mesurées sur les échantillons testés. Ces mesures ont été prises après une période d'un an et demi. Il est à noter que l'expansion due à la resaturation des échantillons a été soustraite des expansions totales enregistrées. La fin de cette expansion hydrique est identifiée lorsqu'un changement de pente abrupte à moins abrupte est observé au début de la période de tests. Ainsi, l'expansion totale mesurée est la combinaison de l'expansion due à la réhumidification du gel préexistant et à la formation de dommages supplémentaires causés par la RAS, ou éventuellement d'autres mécanismes entraînant une expansion supplémentaire grâce à l'ajout d'alcalis supplémentaires non présents initialement dans le béton, par exemple.

TABLEAU 7 – Résultats des tests d'expansion résiduelle obtenus sur les échantillons testés
- Pont Champlain et estacade

Échantillon testé pour l'expansion résiduelle	Profondeur [mm]	Expansion atteinte [%] Après 66 [sem]	Échantillon testé pour l'expansion résiduelle	Profondeur [mm]	Expansion atteinte [%] Après 66 [sem]
Air humide, 38°C, > 95% HR			Solution alcaline, 38°C, NaOH 1N		
D7-38-1-C6-S2	570-770	0,058	D7-38-1-C3-S1	200-400	0,181
D7-38-1-C4(1)-S2	510-710	0,049	D7-38-1-C3-S2	400-600	0,139
D7-38-1-C4(2)-S2	700-980	0,047	D7-38-1-C6-S1	0-200	0,229
D7-38-1-C1-S2	690-970	0,042	D7-38-2-C5-S1	0-200	0,485
D7-38-1-C4(2)-S1	280-550	0,034	D7-38-2-C6-S1	0-200	0,215
D7-38-2-C2-S2	500-780	0,072	D7-39-2-C3-S1	430-620	0,154
D7-38-2-C5-S2	556-756	0,084	D6-35-2-C1-S1	0-200	0,083
D7-38-2-C4-S2	520-720	0,095	D6-35-2-C3-S1	186-372	0,138
D7-38-2-C1-S2	500-780	0,076	D6-35-2-C7-S1	186-372	0,115
D7-39-1-C14-S4	975-1255	0,039	Estacade		
D7-39-2-C7-S3	430-620	0,057	P1F1H	3350-3750	0,143
D7-39-2-C11-S4	750-940	0,048	P3F3H	1900-2200	0,049
D7-38-2-C1-S2	500-780	0,076	P6F1H	1600-1900	0,248
D6-35-1-C3-S1	188-372	0,070	P4F2V	1750-2050	0,208
D6-35-1-C5-C1	0-190	0,030			
D6-35-1-C6-C1	370-556	0,029			
D6-35-1-C2-S2	510-790	0,054			
D6-35-1-C7-S2	470-750	0,031			
D6-35-3-C3-S1	186-372	0,021			
D6-35-3-C4(2)-S1	0-186	0,025			
D6-35-3-C4(2)-S2	370-556	0,046			
D6-35-3-C4(1)-S2	460-740	0,023			
D6-35-3-C7-S1	0-280	0,024			

Les essais d'expansion résiduelle sur les carottes prélevées dans les semelles de l'estacade ont été réalisés dans le cadre de l'étude menée par Thériault et al. (2022b). Ces carottes sont utilisées pour ajouter des points aux relations examinées ultérieurement avec le DRI, à différents niveaux d'expansion. Cela permet d'obtenir une relation couvrant une large gamme de résultats.

5.2 Evaluation de l'endommagement après les essais d'expansion résiduelle

Cette section présente les résultats obtenus des tests de diagnose effectués, sur les carottes une fois les essais d'expansion résiduelle complétés, l'indice pétrographique d'endommagement du béton (DRI), l'essai d'endommagement cyclique (SDT), et les tests de résistance en compression (f_c).

5.2.1 Résultats DRI obtenus

Le Tableau 8 présente les résultats des tests DRI réalisés sur chaque échantillon du pont Champlain. Le Tableau 9 expose les résultats obtenus sur les échantillons de l'estacade du pont Champlain. Les tableaux comparent directement les valeurs de DRI obtenues pour les carottes avant et après test d'expansion résiduelle comparable (de même élément et de profondeur similaire). Le rapport entre les nombres DRI après et avant l'essai d'expansion résiduelle pour les carottes comparables est calculé pour chaque comparaison.

En annexe, chaque échantillon soumis au test DRI est représenté par une fiche descriptive (Section A.1.2). Cette fiche comprend une photographie de l'échantillon en entier, la surface étudiée avec le niveau d'endommagement de chaque carré de 1 cm^2 et le détail (comptes) de chaque symptôme observé. De plus, elle inclut une photo qui offre un grossissement sur l'échantillon, mettant en évidence les dommages les plus représentatifs de la plaquette de béton. Les symptômes constatés sont décrits pour chaque photo agrandie.

TABLEAU 8 –

■ Test d'expansion résiduelle - Air humide

■ Test d'expansion résiduelle - Solution NaOH 1N

Nombre DRI obtenus sur les échantillons testés - Pont Champlain

Échantillon non testé pour l'expansion résiduelle	Profondeur [mm]	DRI avant	Echantillon après test d'expansion résiduelle	Profondeur [mm]	DRI après	DRI après/ DRI avant
Sommet de la pile - D7-38						
D7-38-1-C5-S3	795-1025	818	D7-38-1-C1-S2	690-970	1073	1,31
D7-38-2-C8-S2-1	500-700	918	D7-38-2-C2-S2	500-780	1164	1,27
			D7-38-2-C4-S2	520-720	1135	1,24
D7-38-1-C2-S1	200-400	669	D7-38-1-C3-S1	200-400	1140	1,71
D7-38-2-C8-S1	0-280	786	D7-38-2-C6-S1	0-200	1349	1,86
Chevêtre exposé - D7-39						
D7-39-1-C11-S4	940-1010	787	D7-39-1-C14-S4	975-1255	1123	1,43
D7-39-2-C6-S1	440-620	533	D7-39-2-C3-S1	430-620	939	1,76
Chevêtre non-exposé - D6-35						
D6-35-1-C4-S2	188-372	733	D6-35-1-C3-S1	188-372	970	1,32
D6-35-3-C6-S1	380-566	766	D6-35-3-C4(2)-S2	370-566	1093	1,43
D6-35-2-C5-S2	186-400	917	D6-35-2-C7-S1	186-372	1379	1,50

TABLEAU 9 –

■ Test d'expansion résiduelle - Air humide

■ Test d'expansion résiduelle - Solution NaOH 1N

Nombre DRI obtenus sur les échantillons testés - estacade du pont Champlain

Échantillon non testé pour l'expansion résiduelle	Profondeur [mm]	DRI avant	Echantillon après test d'expansion résiduelle	Profondeur [mm]	DRI après	DRI après/ DRI avant
Estacade du pont Champlain						
P4F2V	1250-1450	1161	P4F2V	1750-2050	1897	1,63
P1F1H	1250-1550	1044	P1F1H	3350-3750	1549	1,48
P6F3V	2960-3150	1476	P6F1H	1600-1900	2344	1,59
P3F2H	3120-3380	1165	P3F3H	1900-2200	1297	1,11

Les DRI obtenus peuvent être visualisés à travers les Figures 56 et 57, lesquelles représentent, pour chaque échantillon et son nombre DRI, la distribution de chaque symptôme jusqu'au nombre DRI final. La Figure 56 illustre les résultats pour les carottes soumises à l'expansion à l'air humide, comparée directement à ceux de carottes provenant de la même localisation mais n'ayant pas subi ce test. Chaque paire de carottes pouvant être comparée est sur le graphique. De même, la Figure 57 suit le même principe mais avec les résultats des carottes ayant subi l'expansion dans une solution alcaline NaOH 1N. Le niveau d'expansion des carottes n'ayant pas subi de test ("Avant") est déterminé et calculé en utilisant la relation de Sanchez et al. (2017) pour le même type de granulat réactif ("QC+35") (Figure 26b). Ensuite, l'augmentation d'expansion mesurée lors des tests d'expansion est également inscrite pour les carottes ayant subi ces tests ("Après").

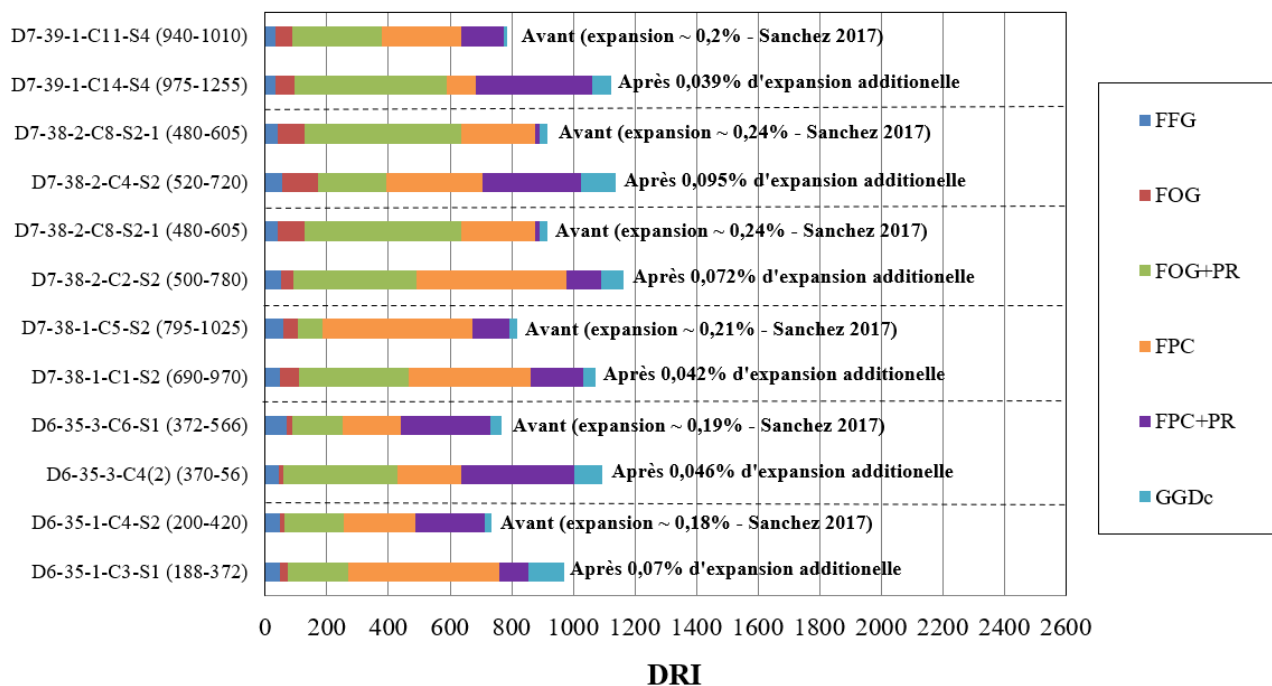


FIGURE 56 – Détails des symptômes pétrographiques de la détérioration dans les carottes examinées - Résultats avant et après tests d'expansion résiduelle dans l'air humide

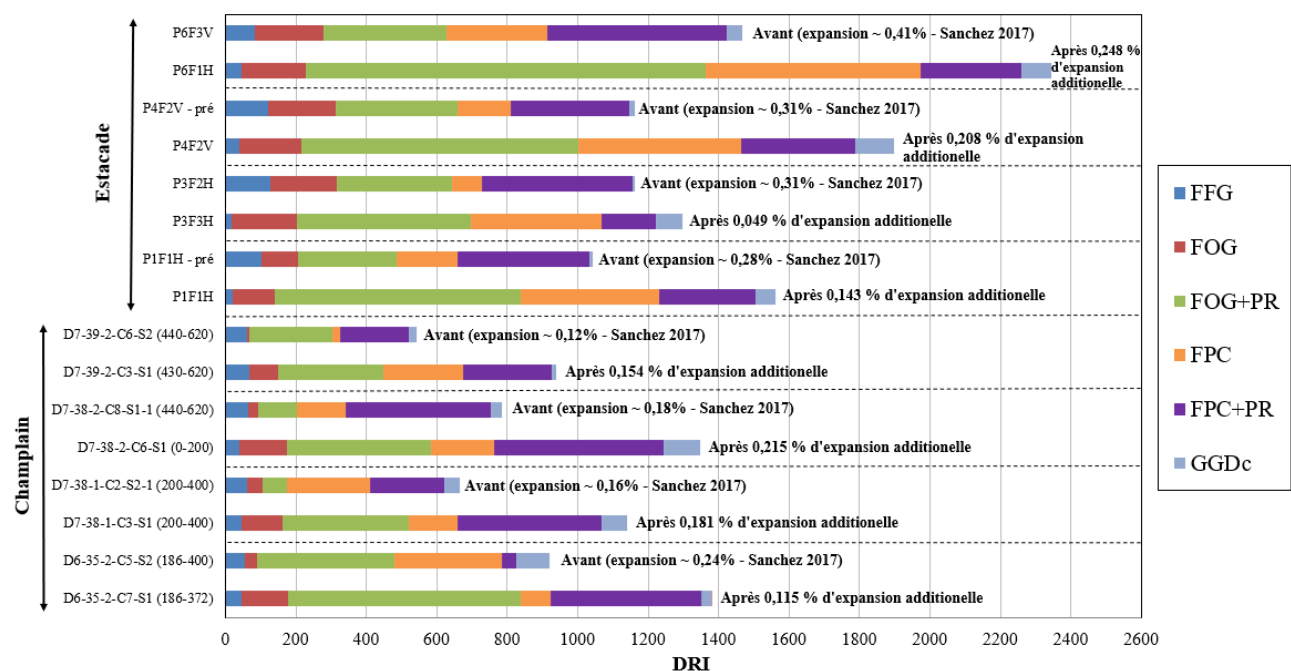


FIGURE 57 – Détails des symptômes pétrographiques de la détérioration dans les carottes examinées - Résultats avant et après tests d'expansion résiduelle dans une solution NaOH 1N

La définition des acronymes utilisés pour décrire les symptômes se trouve au Tableau 5 (Section 4.4.1). Il peut être observé que le DRI augmente de manière systématique pour chaque paire avant et après l'essai d'expansion résiduelle, que ce soit pour l'air humide ou la solution alcaline. Ceci indique que les tests d'expansion résiduelle génèrent effectivement un endommagement supplémentaire. Comme il est observé, l'augmentation des symptômes de la RAS est présente pour chaque paire, ce qui signifie que la RAS est effectivement responsable de ce dommage supplémentaire. Il est observable que, en air humide, les fissures dans les granulats et la pâte de ciment augmentent, tout comme dans une solution alcaline. Toutefois, en solution alcaline, les fissures dans les granulats semblent augmenter de manière plus importante que la pâte de ciment.

Il est évident que l'endommagement dans la solution alcaline est plus significatif que celui observé dans les résultats d'expansion à l'air humide. Comme constaté, les carottes soumises à l'expansion à l'air humide ne présentent pas des augmentations d'expansion et de DRI très élevées. En revanche, dans la solution alcaline, l'augmentation du nombre DRI est et les niveaux d'expansion atteints sont plus élevés.

5.2.2 Résultats SDT obtenus

La Figure 58 illustre les courbes obtenues lors des cycles de chargement/déchargement du test SDT. Lors du premier cycle, une perte d'énergie plus importante est toujours observée, correspondant à la fermeture des microfissures. Les cycles sont ajustés pour atteindre un pourcentage spécifique de la résistance en compression déterminée, qui dans ce cas est calculée sur les échantillons prélevés des structures endommagées avant l'essai d'expansion résiduelle. L'intégralité des courbes pour chaque échantillon testé est disponible en Annexe (Section A.2.1).

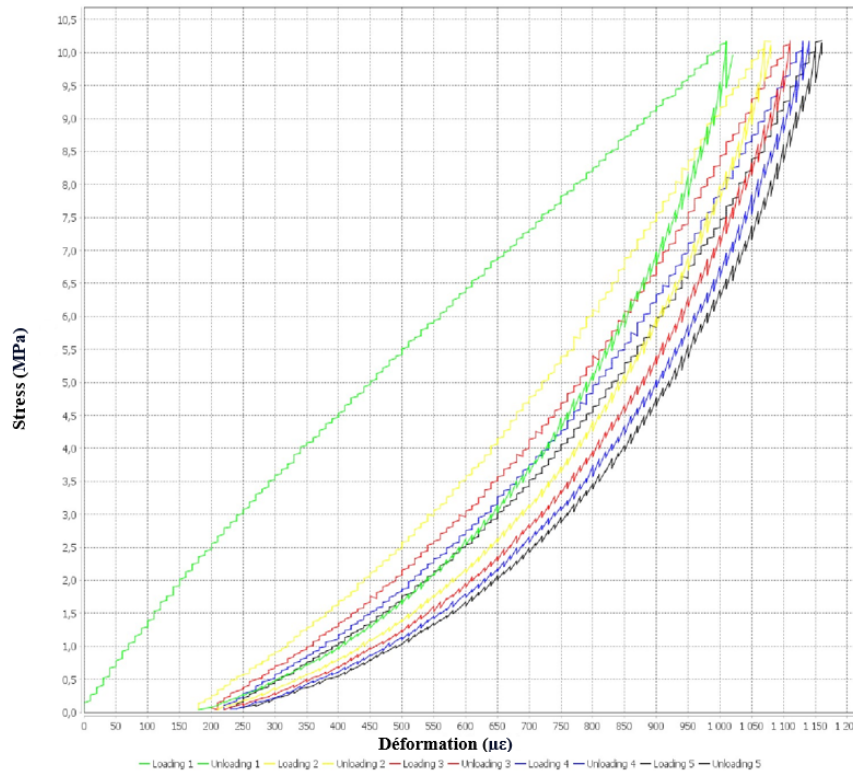


FIGURE 58 – Relation contrainte-déformation obtenue pour un échantillon fortement affecté par la RAS lors de l'essai SDT - D7-38-1-C4-S2-2

Le Tableau 10 résume les résultats obtenus à partir des échantillons soumis au test SDT. Ce tableau ne présente pas l'ensemble des résultats, mais se concentre uniquement sur les données des carottes qui n'ont pas été soumises à un test, permettant ainsi une comparaison avec les résultats des carottes ayant subi un test d'expansion résiduelle, de même élément et profondeur similaire. Les carottes ayant subi un test d'expansion résiduelle en air humide ou en solution alcaline sont distinguées par un code couleur spécifique.

TABLEAU 10 – ■ Test d'expansion résiduelle - Air humide ■ Test d'expansion résiduelle - Solution NaOH 1N
Résultats SDT obtenus sur les échantillons testés

Echantillon non testé pour l'expansion résiduelle	Profondeur [mm]	Diamètre [mm]	SDI	PDI	E [GPa]	Echantillon testé pour l'expansion résiduelle	Profondeur [mm]	Diamètre [mm]	SDI	PDI	E [GPa]
Sommet de la pile - D7-38											
D7-38-1-C1	240-520	140	0,23	0,14	11,8	D7-38-1-C4(2)	280 -550	140	0,27	0,17	11,5
D7-38-1-C5	515-795	140	0,25	0,19	11,7	D7-38-1-C4(2)	700-980	140	0,3	0,22	10,9
D7-38-1-C3	0-200	100	0,27	0,17	15,2	D7-38-1-C6	0-200	100	0,49	0,31	10,7
D7-38-2-C4	0-200	100	0,26	0,19	14,4	D7-38-2-C5	0-200	100	0,36	0,30	10,7
Chevêtre exposé - D7-39											
D7-39-2-C11	560-750	95	0,22	0,14	17,0	D7-39-2-C7(1)	430-620	95	0,26	0,15	13,6
D7-39-2-C11	560-750	95	0,22	0,14	17,0	D7-39-2-C5	440-630	95	0,36	0,25	14,8
Chevêtre non-exposé - D6-35											
D6-35-3-C1	0-280	140	0,19	0,14	18,5	D6-35-3-C7	0-280	140	0,19	0,11	18,9
D6-35-3-C4(1)	0-280	140	0,21	0,16	14,8						
D6-35-3-C3	0-186	93	0,28	0,17	13,6	D6-35-3-C4(2)	0-186	93	0,24	0,15	11,6
D6-35-3-C5	0-190	95	0,21	0,15	12,4						
D6-35-3-C4(2)	186-370	93	0,23	0,16	14,9	D6-35-3-C3	186-372	93	0,29	0,20	13,2
D6-35-3-C3	390-576	93	0,25	0,13	15,4	D6-35-3-C4(2)	370-556	93	0,24	0,15	11,6
D6-35-3-C5	530-720	95	0,19	0,14	17,2						
D6-35-2-C2	0-186	93	0,27	0,20	15,2	D6-35-2-C1	0-186	93	0,38	0,22	14,6
D6-35-2-C3	0-190	95	0,20	0,11	18,3	D6-35-2-C1	0-186	93	0,38	0,22	14,6
D6-35-2-C4	0-170	85	0,28	0,19	16,2	D6-35-2-C1	0-186	93	0,38	0,22	14,6
D6-35-2-C1	186-372	93	0,20	0,15	18,3	D6-35-2-C1	0-186	93	0,38	0,22	14,6
D6-35-2-C2	186-372	93	0,22	0,13	17,8	D6-35-2-C1	0-186	93	0,38	0,22	14,6
D6-35-2-C3	190-380	95	0,19	0,11	17,2	D6-35-2-C1	0-186	93	0,38	0,22	14,6

Le Tableau 11 résume les résultats des tests SDT effectués, sur des carottes permettant une comparaison entre elles afin d'évaluer l'influence du diamètre des éprouvettes sur les résultats. Quatre groupes sont présentés, chacun comprenant des carottes de même élément et de profondeur similaire, supposées entraîner des niveaux de dommages comparables.

TABLEAU 11 – Résultats SDT obtenus sur les échantillons testés avant expansion présentant un endommagement similaire mais des diamètres différents

Echantillon non testé pour l'expansion résiduelle	Profondeur [mm]	Diamètre [mm]	SDI	PDI	E [GPa]
Sommet de la pile - D7-38-1					
D7-38-1-C1	240-520	140	0,23	0,14	11,8
D7-38-1-C4(1)	170-370	100	0,25	0,20	13,0
D7-38-1-C6	200-400	100	0,28	0,23	11,8
D7-38-1-C8	160-320	80	0,32	0,28	12,0
Chevêtre exposé - D7-39-1					
D7-39-1-C11	660-940	140	0,21	0,15	17,3
D7-39-1-C14	670-950	140	0,19	0,12	18,5
D7-39-1-C3	820-1010	95	0,30	0,23	11,6
D7-39-1-C7	750-955	94	0,26	0,12	16,1
D7-39-1-C7	955-1155	94	0,22	0,16	14,9
D7-39-1-C13	860-1046	93	0,28	0,17	16,6
Chevêtre non-exposé - D6-35-2					
D6-35-2-C6	0-280	140	0,19	0,14	19,9
D6-35-2-C8	0-280	140	0,18	0,13	20,2
D6-35-2-C9	0-280	140	0,20	0,13	16,9
D6-35-2-C2	0-186	93	0,27	0,20	15,2
D6-35-2-C3	0-190	95	0,20	0,11	18,3
D6-35-2-C4	0-170	85	0,28	0,19	16,2
Chevêtre non-exposé - D6-35-2					
D6-35-2-C8	510-790	140	0,19	0,13	19,6
D6-35-2-C1	440-626	93	0,21	0,26	20,6
D6-35-2-C2	420-606	93	0,19	0,15	23,2
D6-35-2-C4	350-520	85	0,34	0,23	15,6
D6-35-2-C4	520-690	85	0,29	0,18	13,7
D6-35-2-C7	400-586	93	0,21	0,15	19,3

5.2.3 Résultats des tests de résistance en compression

Le Tableau 12 reprend l'ensemble des carottes testées à la résistance en compression, avant et après le test d'expansion résiduelle. L'ensemble des tests d'expansions sur lesquels sont réalisés les essais sont des tests d'expansion résiduelle en air humide. Le rapport est calculé à chaque fois. Une diminution de la résistance peut être observée pour l'ensemble des carottes comparées.

TABLEAU 12 –
■ Test d'expansion résiduelle - Air humide
 Résultats f_c obtenus sur les échantillons testés

Echantillon avant expansion résiduelle	Profondeur [mm]	f_c [MPa]	Echantillon après expansion résiduelle	Profondeur [mm]	f_c [MPa]	Diamètre [mm]	f_c après expansion/ f_c avant expansion
Sommet de la pile - D7-38							
D7-38-1-C4(1)-S2	790-910	24,6	D7-38-1-C6	570-770	21,7	100	0,85
D7-38-1-C4(1)-S2	790-910	24,6	D7-38-1-C4(1)	570-710	22,6	100	0,89
D7-38-1-C3	800-1000	26,9	D7-38-1-C6	570-710	21,7	100	0,78
D7-38-1-C3	800-1000	26,9	D7-38-1-C4(1)	570-710	22,6	100	0,82
D7-38-1-C2	820-1020	24,7	D7-38-1-C6	570-710	21,7	100	0,85
D7-38-1-C2	820-1020	24,7	D7-38-1-C4(1)	570-710	22,6	100	0,89
D7-38-2-C4	720-920	19,8	D7-38-2-C6	750-950	19,3	100	0,94
D7-38-2-C4	720-920	19,8	D7-38-2-C5	556-756	16,5	100	0,80
D7-38-2-C6	315-515	19,5	D7-38-2-C5	556-756	16,5	100	0,82
Chevêtre exposé - D7-39							
D7-39-2-C5	780-970	32,1	D7-39-2-C11	750-940	27,9	95	0,87
D7-39-2-C3	770-960	25,3	D7-39-2-C11	750-940	27,9	95	1,10
Chevêtre non-exposé - D6-35							
D6-35-1-C6	0-190	24,9	D6-35-1-C5	0-190	26,2	95	1,05
D6-35-1-C6	0-190	24,9	D6-35-1-C6	190-360	22,7	95	0,91

6 Analyse et discussion des résultats

Cette section présente l'ensemble des analyses et interprétations effectuées.

Tout d'abord, la variabilité des différents tests effectués est discutée. Il est crucial de prendre en compte cette variabilité lors de l'interprétation des tendances observées dans les paramètres, afin d'éviter des conclusions erronées.

Ensuite, la première partie de l'analyse portera sur les tests d'expansion résiduelle et leur interprétation. Les relations entre l'augmentation de l'endommagement du béton sont examinées, déterminée par les tests de diagnose (DRI et SDT), et l'expansion additionnelle générée dans le béton pendant les tests d'expansion. Cette analyse permettra de tenter de répondre à la deuxième question de recherche.

Pour tenter de répondre à la première question de recherche, les relations entre les paramètres actuels de diagnose et de prognose et les propriétés mécaniques sont investiguées.

De plus, une série d'analyses sur l'influence de divers paramètres sur les résultats obtenus est réalisée. Cela inclut l'examen de l'influence de la position des carottes extraites (par rapport à la face exposée à un apport extérieur d'humidité) sur les résultats dans les éléments de chevet, afin d'évaluer l'évolution de l'endommagement dans un élément avec une seule face exposée. Concernant les tests SDT, l'influence du diamètre sur les résultats SDT est étudiée et la supposée non-destructivité de ces tests est évaluée. Enfin, l'influence de la fissuration sur les tests SDT en utilisant les données générées par Barbosa et al. (2017) et Allard et al. (2016) est étudiée.

6.1 Variabilité des résultats

Cette section examine la variabilité des tests effectués. Avant de commencer l'analyse, il est crucial de tenir compte des erreurs introduites par les différentes méthodes d'essai, afin d'éviter toute erreur d'interprétation. Pour chaque méthode d'essai à laquelle les échantillons ont été soumis, un pourcentage représentant la mesure d'imprécision de l'essai a été déterminé.

En ce qui concerne les essais DRI, la variabilité est attribuable au pétrographe effectuant les tests, car les imprécisions de la méthode dépendent de ce qui est observé. Par conséquent, il est nécessaire de comparer des réalisés par la même personne pour minimiser cette source d'erreur. Afin de déterminer ma propre imprécision et de la prendre en compte, quatre échantillons DRI, présentant quatre niveaux d'endommagement différents, ont été soumis à une deuxième série de tests pour permettre une comparaison des résultats. Le Tableau 13 présente les résultats obtenus.

TABLEAU 13 – Variabilité des échantillons examinés en duplicata

Echantillon	DRI 1	DRI 2	Variabilité [%]
D7 38 2 C8 S1	786	725	8,4
D7 38 2 C8 S2 1	918	881	4,2
D7 38 1 C3 S1	1140	1111	2,6
P1F1H	1559	1562	0,2
		Moyenne	3,9

Pour chaque paire d'échantillons, un pourcentage d'erreur est mesuré, puis une moyenne de toutes ces erreurs est calculée. Cette moyenne s'élève à 3,85 %, ce qui est très raisonnable. Il est observé que plus le DRI d'un échantillon est élevé, moins la variabilité du test est importante. Cette tendance pourrait s'expliquer par le fait que les symptômes deviennent plus évidents à mesure que le DRI augmente, ce qui rend plus facile leur distinction.

Ensuite, la variabilité des tests SDT peut être évaluée. Cela se fait généralement en comparant les résultats de trois éprouvettes présentant des niveaux d'endommagement similaires. Pour ce faire, trois éprouvettes du même élément, de même profondeur et de même diamètre (car le diamètre peut potentiellement influencer les résultats SDT, comme cela est discuté ultérieurement), sont comparées. Cela suppose donc que les échantillons ont un niveau d'endommagement similaire. Les résultats de cette comparaison sont présentés dans le Tableau 14.

TABLEAU 14 – Variabilité des tests SDT sur des éprouvettes de même profondeur (0-280) et même diamètre (140 mm)

Echantillon testé	SDI [-]	PDI [-]	E [GPa]
D6-35-2-C6	0,19	0,14	19,9
D6-35-2-C8	0,18	0,13	20,2
D6-35-2-C9	0,20	0,13	16,9
Variabilité [%]	6,85	5,12	12,9

Des pourcentages représentant l'incertitude des trois mesures du test SDT sont ainsi calculés. Le module de Young présente une variabilité légèrement plus élevée que le SDI et PDI. Finalement, la même procédure est réalisée afin de déterminer la variabilité des tests de résistance en compression. Trois éprouvettes d'endommagement similaires sont comparées et le Tableau 15 présente les résultats.

TABLEAU 15 – Variabilité des résultats f_c sur des carottes présentant des niveaux d'endommagement similaires

Echantillon testé	Profondeur [mm]	f_c [MPa]	Variabilité [%]
D7-38-1-C4(1)	710-910	24,6	5,9
D7-38-1-C3	800-1000	26,9	
D7-38-1-C2	820-1020	24,7	

Finalement, afin d'évaluer les relations établies dans la suite de cette discussion, le coefficient de détermination (R^2) est utilisé pour les tendances analysées. Ce coefficient mesure la proportion de la variance totale de Y expliquée par la régression linéaire. Il permet d'évaluer la qualité du modèle de régression linéaire créé entre les différentes données. Ainsi, plus le coefficient est proche de 1, plus le modèle choisi est capable de représenter la manière dont une variable varie en fonction de l'autre variable indépendante. Un R^2 élevé indique que le modèle explique la plupart des variations des données autour de leur moyenne. Un R^2 nul, en revanche, signifie que le modèle n'est pas capable d'expliquer la variation des données.

6.2 Interprétation des tests d'expansion résiduelle

Les relations potentielles avec le nombre DRI et le nombre SDT sont étudiées et la complémentarité des tests vérifiée. Cette section aborde la deuxième question de recherche, qui porte sur l'interprétation de ces tests d'expansion résiduelle et leur pertinence pour être utilisés dans le cadre de l'évaluation de la prognose. Il est à noter que toutes les tendances et interprétations formulées dans le cadre de cette étude sont basées sur un nombre restreint de carottes, ainsi que sur seulement deux types de formulations de béton (estacade et pont Champlain). Pour généraliser ces résultats, il serait donc opportun de mener des études supplémentaires avec un échantillonnage plus large de carottes, et surtout d'autres types de granulats réactifs. Cependant, l'opportunité de réaliser de telles études est rare, car elle nécessite l'extraction de carottes de structures existantes fortement endommagées par la RAS, et un budget conséquent est également nécessaire.

6.2.1 Augmentation du nombre DRI lors des tests d'expansion résiduelle en air humide et en solution alcaline

Tout d'abord, comme indiqué dans la Section 5.2.1, le nombre de DRI augmente systématiquement pour chaque test, qu'il s'agisse de l'air humide ou de la solution alcaline. Cette augmentation des symptômes est clairement liée à la RAS, indiquant que ces tests entraînent effectivement un endommagement supplémentaire.

Comme première analyse des résultats, il est possible de calculer l'augmentation du nombre DRI entre les carottes n'ayant pas subi de tests d'expansion résiduelle, et des carottes comparables sur lesquelles les tests d'expansion ont été réalisés. Les tests d'expansion résiduelle réalisés sont ceux en air humide (> 95 % HR) et en solution alcaline (1N NaOH) à 38 degrés. Ainsi, la Figure 59 illustre l'augmentation du DRI en fonction de l'expansion pour les deux tests d'expansion.

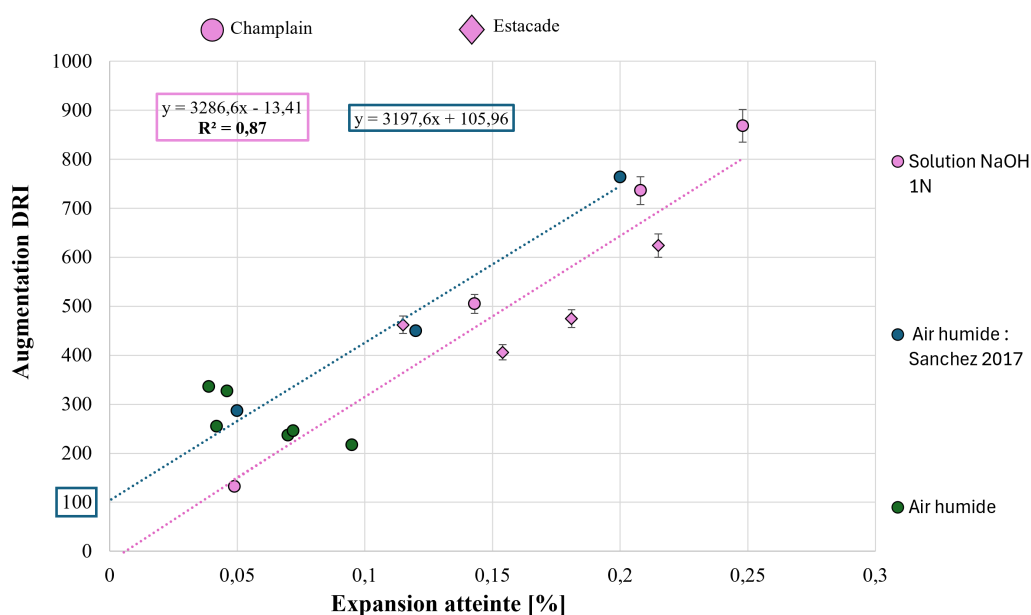


FIGURE 59 – Augmentation du nombre DRI en fonction de l'expansion additionnelle générée lors des tests d'expansion résiduelle, comparé à la corrélation de Sanchez et al. (2017)

Premièrement, une différence notable est observée entre les résultats obtenus en air humide et en solution alcaline, même si un DRI supplémentaire est bien généré lors des deux tests. Ainsi, le test d'expansion en air humide provoque une expansion supplémentaire faible, ne dépassant pas 0,08 %, ce qui entraîne des dommages supplémentaires limités (augmentation du DRI de 200 à 300). En comparaison avec l'exposition à la solution alcaline, il est ainsi clairement démontré que l'air humide induit des valeurs d'expansion bien plus faibles. De plus, les données ne couvrent pas une large plage de valeurs et aucune corrélation ne peut être établie à partir de ces observations. Les résultats obtenus sont plus variables que pour la solution alcaline.

La raison pour laquelle les tests en air humide ne produisent pas d'expansions élevées est supposément due au phénomène de lessivage des alcalis, ce qui empêche la RAS de continuer à être activée. Bien que le lessivage des alcalis en air humide soit certain, l'ampleur de cet effet et le fait qu'il ait effectivement interrompu la réaction demeure incertain. Cependant, compte tenu des résultats significativement plus élevés en solution alcaline, l'hypothèse du lessivage des alcalins est fort probable. De plus, les carottes sont endommagées initialement, favorisant le processus de lessivage. Un arrêt prématuré de l'expansion en air humide est observé pour l'ensemble des échantillons, indépendamment de leurs diamètres, qui varient jusqu'à 140 mm. Ainsi, même les échantillons de plus grand diamètre (140 mm) ont été soumis à ce phénomène.

Ainsi, les augmentations d'endommagement sont relativement faibles et dans le cas de l'air humide, le potentiel "résiduel" (prognose) obtenu dépend donc de la teneur en alcalins existante dans le béton. La cohérence de cette méthode afin d'évaluer le potentiel d'endommagement futur est donc remise en question, son estimation étant plus variable. En outre, tous les points se situent dans une plage de résultats similaire, ce qui complique grandement la détermination de toute corrélation.

En revanche, dans la solution alcaline, les niveaux d'expansion obtenus sont considérablement plus élevés, atteignant jusqu'à 0,25 %. Cette large gamme de résultats permet d'examiner une éventuelle corrélation. Une tendance est observée entre l'augmentation de DRI et l'expansion additionnelle, avec un coefficient de détermination assez élevé (0,87), ce qui suggère que la tendance est robuste et que l'expansion additionnelle générée par trempage dans la solution alcaline est linéairement corrélée avec l'augmentation de l'endommagement mesuré par le DRI.

Cette observation peut être comparée à la relation établie par Sanchez et al. (2017) pour les mêmes granulats réactifs (Québec) et une résistance en compression proche de celle du béton étudié (35 MPa). Cette relation a été établie pour des échantillons dont l'expansion a été générée en laboratoire lors de tests en air humide à 100 % d'humidité relative. Il est remarquable que nos résultats et ceux des auteurs présentent des relations presque parallèles, avec des pentes proches, bien que décalées de 100 en termes de DRI. Ce décalage s'explique par le fait que l'analyse prend en compte la différence entre le DRI avant et après l'expansion, ce qui ne reflète pas les dommages initiaux non causés par la RAS et qui n'évoluent pas lors des tests d'expansion. **Ce constat est intéressant, car il suggère que les dommages causés par la solution NaOH ont des caractéristiques similaires à ceux observés en air humide, ce qui signifie que le trempage en solution alcaline n'introduit pas d'autres mécanismes pouvant influencer l'expansion en dehors de la RAS.**

Ce postulat peut être corroboré par l'alignement des points expérimentaux correspondant aux carottes de l'estacade et du pont Champlain. Concernant la tendance observée en solution alcaline, il est ainsi notable que les points des échantillons des deux structures s'alignent sur la même tendance. Pour rappel, le béton des échantillons contient les mêmes granulats réactifs et un sable non réactif similaire. Le type de ciment utilisé n'étant pas nécessairement le même (information inconnue), les conditions de pH dans le béton et donc la quantité d'hydroxydes d'alcalins peuvent varier. De plus, les conditions d'exposition des éléments en béton dont les carottes ont été extraites étaient différentes. Les éléments du pont Champlain étaient en contact avec l'air, avec une humidité variable selon leur niveau d'exposition, tandis que les éléments de l'estacade provenaient des semelles des piles du pont, où les conditions d'exposition étaient légèrement différentes. Ces semelles sont "confinées" dans des caissons métalliques et le tout est en immersion dans le fond du fleuve Saint-Laurent. Il a été observé que les caissons n'étaient toutefois pas étanches.

Malgré ces différences, les points s'alignent tout de même selon une tendance semblable, ce qui suggère que pour des éléments de béton présentant des conditions d'exposition et des quantités d'alcalins potentiellement différentes, **la quantité d'endommagement pouvant être générée par la RAS est principalement contrôlée par la quantité de silice réactive**, c'est-à-dire la réactivité des granulats utilisés. Ceci est possiblement vrai en solution alcaline de 1N NaOH, lorsque les bétons contiennent des gros granulats calcaires réactifs de la région de Montréal, un sable granitique non réactif et un bon niveau d'endommagement déjà existant par la RAS, car le trempage dans le NaOH 1N semble "uniformiser" le développement des indices d'endommagement en fonction de l'augmentation de l'expansion des éprouvettes qui ont des caractéristiques très semblables. La quantité d'alcalins influence ainsi la vitesse de la réaction, mais il n'y a pas de mécanisme supplémentaire qui modifierait la tendance, ni de changement dans le mécanisme d'expansion du béton (comme un changement dans les propriétés du gel qui conduirait à différents niveaux d'expansion). Il peut donc être supposé que les tendances observées entre DRI et expansion dépendent essentiellement du type de granulats réactifs utilisés.

Cela est significatif car les **tendances "DRI-expansion" pourraient être appliquées à n'importe quel type de béton et conditions d'exposition, à condition que les granulats réactifs soient similaires**. Cela demande évidemment de réaliser des études supplémentaires avec d'autres types de granulats afin de généraliser ce constat. Cela concorde avec les résultats de Sanchez et al. (2017) (Section 3.4.5), où des courbes légèrement différentes sont obtenues pour les divers types de granulats réactifs. En fonction de la résistance en compression, les courbes peuvent potentiellement varier pour des résistances assez élevées, comme expliquent les auteurs. Il est tout de même important que cela ait été observé dans cette étude avec un seul type de granulat réactif (calcaire réactif), ces résultats restent donc encore à valider en effectuant des tests sur d'autres types de granulats réactifs, où potentiellement les mêmes tendances ne seraient pas observées. Il est notable que pour ce type de granulat, les courbes soient légèrement plus pentues que pour les autres courbes obtenues avec d'autres granulats (Figure 26b), indiquant qu'à un même niveau d'expansion, le DRI obtenu est supérieur, ce qui provient d'un niveau de fissuration plus important. Le type de granulat est donc particulièrement réactif.

D'après cette observation, il semble que les résultats des tests d'expansion en air humide devraient suivre les mêmes tendances entre l'évolution des paramètres avec l'expansion additionnelle générée lors des tests d'expansion résiduelle que ceux obtenus en solution NaOH 1N, car les mécanismes d'endommagement sont similaires.

En ce qui concerne la Figure 59, l'augmentation de l'endommagement (DRI) au sein d'éprouvettes conservées dans l'air humide semble effectivement suivre la même tendance que celle obtenue pour les éprouvettes en conditions alcalines.

Ensuite, l'expansion due au gel préexistant lors de sa réhumidification peut être évaluée. En prolongeant la pente de la droite jusqu'à l'axe des abscisses, une augmentation nulle du DRI entraîne une expansion de 0,0408 %. Cette valeur peut potentiellement être associée à l'expansion du gel, car aucun autre dommage n'est associé à cette augmentation. **L'expansion du gel pré-existant est donc relativement faible et négligeable par rapport aux valeurs d'expansion observées lors des tests et souligne que l'expansion principale est due à la création de dommages supplémentaires, conformément à l'objectif des tests.** Il est à noter que l'expansion due au gel peut être sous-estimée ici, car une partie de cette expansion peut se produire simultanément avec l'expansion hydrique. Cependant, cela n'impacte pas l'analyse, car l'intérêt principal réside dans l'expansion post-expansion hydrique. Pour quantifier précisément cette expansion, il serait nécessaire de mesurer l'expansion hydrique séparément. Cette expansion est déterminée avec la tendance déterminée pour la solution alcaline, est supposée semblable pour la solution en air humide car la réhumidification du gel est observée dans les deux cas et supposément il n'y a pas de changement de propriétés du gel en présence d'alcalins supplémentaires.

Jusqu'à présent, seul le nombre total de DRI a été abordé. Cet indicateur permet d'évaluer l'endommagement du béton mais offre surtout l'avantage de décrire l'état de fissuration et son évolution à l'intérieur du matériau. En air humide, les résultats ne sont pas concluants, mais un modèle de fissuration a été proposé par Sanchez et al. (2017). Les auteurs ont mené ses essais sur des échantillons de laboratoire non endommagés au départ, lui permettant ainsi d'analyser l'évolution des dommages causés par la RAS à partir d'un béton non endommagé. Comme décrit, la fissuration commence au sein du granulat, où se trouve la silice réactive, puis se propage dans la pâte de ciment à des niveaux d'expansion plus élevés, atteignant 0,2 à 0,3 %, et l'augmentation du nombre de fissures dans les particules de granulats plafonnent aux alentours de 0,2 %.

Cependant, dans ce cas, la situation est différente. La relation est obtenue à partir d'échantillons qui étaient initialement endommagés. Par conséquent, la fissuration dans le béton a déjà commencé et a atteint un certain stade en fonction du niveau d'expansion initial et de l'échelle proposée par Sanchez et al. (2017). Ainsi, même si le DRI final semble corrélé de la même manière avec l'expansion, il n'est pas nécessairement vrai que l'endommagement généré par le test d'expansion en solution alcaline engendre les mêmes dommages, car le niveau de fissuration est déjà plus avancé (la fissuration ayant potentiellement déjà atteint la pâte de ciment) et les dommages se forment différemment en raison de ce stade plus avancé, et le modèle de fissuration peut être remis en question dans ce cas.

Le DRI est principalement influencé par les fissures dans les granulats et la pâte de ciment (avec ou sans gel). Cela peut être représenté à la Figure 60, qui représente les DRI totaux après l'expansion en solution alcaline et décomposées en fonction de ces symptômes. Les résultats dans l'air humide ne permettent pas de tirer de conclusions significatives en raison des augmentations faibles observées et de la proximité des points sur le graphique.

Pour ces raisons, les résultats pour les essais dans l'air humide ne sont pas présentés à la Figure 60.

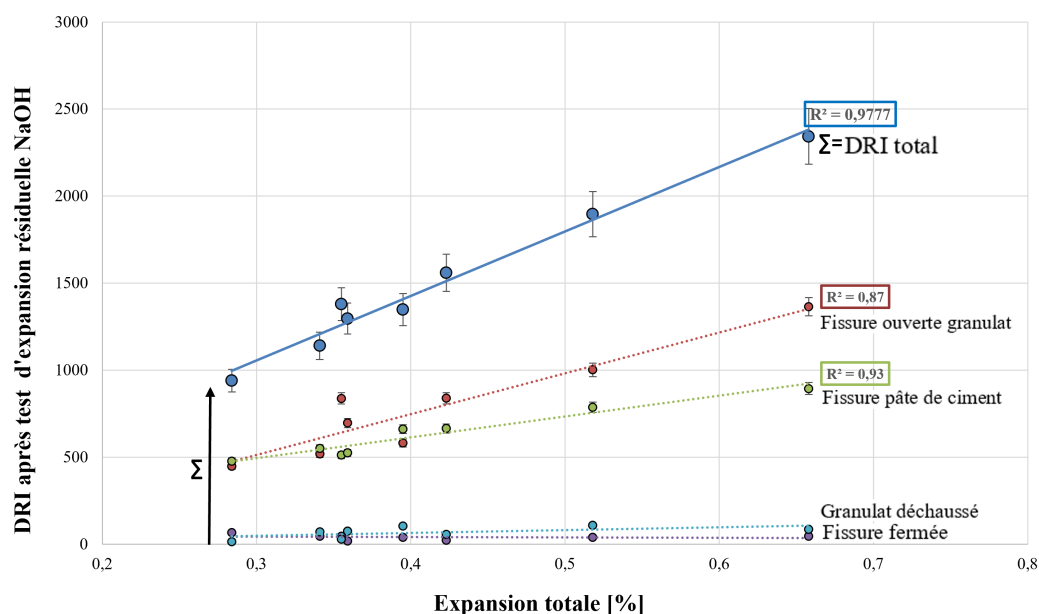


FIGURE 60 – Composition du DRI total sur les carottes testées en expansion résiduelle

L'évolution du DRI est clairement influencée par ces deux facteurs. Les fissures, qu'elles contiennent du gel ou non, sont regroupées ensemble ici, car il n'est pas toujours facile de les reconnaître et de distinguer (surtout dans la pâte de ciment) ce qui pourrait amener à des erreurs d'interprétations. Les symptômes des granulats déchaussés augmentent légèrement, tandis que les fissures fermées restent quasiment constantes, comme prévu.

Ici, les résultats sont présentés pour les échantillons en solution NaOH 1N. Il est constaté que le développement de fissures dans la pâte de ciment et dans les granulats, en fonction de l'expansion en solution alcaline, suit une tendance linéaire, avec des coefficients R^2 élevés, ce qui confirme cette observation. Cela suggère qu'en solution NaOH, il n'y a pas de plateau quant au nombre de fissures développées dans les particules de granulats. Cependant, cette représentation montre l'évolution en fonction de l'expansion totale, incluant les DRI totaux comprenant les valeurs de symptômes avant les tests. Il serait donc pertinent d'analyser la tendance des symptômes sur les carottes n'ayant pas subi de tests d'expansion et testées telles que prélevées et de la comparer à ces résultats pour conclure sur l'évolution des symptômes en solution NaOH.

La Figure 61 illustre l'évolution des symptômes en fonction de l'expansion, à la fois pour les DRI effectués sur les échantillons semblables (trou de forage adjacent et même profondeur, dans le même élément structural) tels que prélevés sur le site, ainsi que pour les échantillons soumis à l'essai d'expansion en solution alcaline. Pour les échantillons testés, l'expansion est estimée à l'aide de la relation de Sanchez et al. (2017), qui présente une tendance similaire à la nôtre.

Dans ce contexte, l'analyse se concentre sur l'évolution des tendances du développement de la fissuration au sein des carottes in situ et en solution alcaline, de sorte que l'accent est mis sur les pentes des droites. Ainsi, bien que le DRI soit linéairement corrélé pour les échantillons avant et après expansion, l'accent est mis ici sur les tendances des évolutions des fissures dans les granulats et la pâte de ciment.

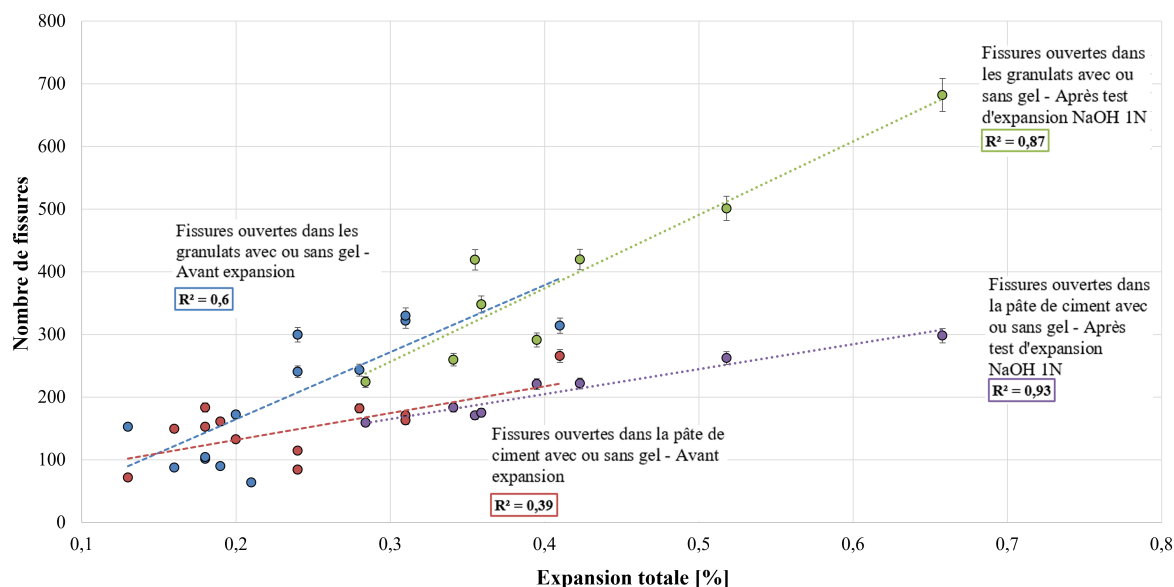


FIGURE 61 – Augmentation du nombre de fissures total en fonction de l’expansion sur les carottes avant expansion et testées en solution NaOH 1N

Premièrement, concernant les échantillons avant expansion, il peut être observé une tendance linéaire croissante de l’augmentation du nombre de fissures dans les granulats et la pâte de ciment en fonction de l’expansion estimée. Aucun plafonnement de la fissuration n’est donc observé. Cela est observé sur des échantillons pour lesquels aucun test n’a été préalablement effectué et représentant donc la tendance réelle sur site. L’évolution de la fissuration dans la pâte de ciment présente des variations plus importantes (R^2 plus faible), ce qui peut être attribué au fait que ces échantillons provenant du site sont exposés à d’autres pathologies endommageant la pâte de ciment (corrosion, gel-dégel), et les différents niveaux d’exposition peuvent être bénéfiques pour certaines pathologies et moins pour d’autres. Ainsi, la présence de fissures dans le béton, non dues à la RAS, augmente le nombre de fissures comptabilisées, même pour des expansions faibles. Par conséquent, le nombre de fissures est plus élevé, mais aussi plus variable en fonction de l’exposition de l’élément. Les carottes après exposition à la solution alcaline présentent également ces fissures dans la pâte de ciment créées avant les tests, ce qui rend les résultats comparables, car cette fissuration ne se développe pas durant l’expansion.

Concernant les résultats en solution alcaline, il a été démontré précédemment que cette condition d’essai ne perturbait pas le mécanisme d’expansion et que les tendances obtenues dépendaient de la réactivité des granulats, car la tendance était la même que pour le test en air humide où le mécanisme se produit dans des conditions réalistes avant lessivage.

Il semble donc logique de s’attendre à une continuité entre les droites. Ainsi, il peut être observé à la Figure 61 que les tendances des échantillons après l’essai d’immersion dans le NaOH suivent les tendances observées avant le test, avec des corrélations possédant des coefficients de détermination élevés permettant d’appuyer les tendances. Ainsi, **le test en solution alcaline semble induire les mêmes caractéristiques d’endommagement après l’essai d’immersion dans le NaOH que celles déterminées sur des échantillons endommagés de manière naturelle tels que prélevés et pour lesquels aucun test préalable d’expansion n’a été effectué.**

Cela signifie que le test en laboratoire dans des conditions accélérées en solution alcaline suit les mêmes tendances en termes de développement de l'endommagement additionnel que celui qui avait été généré sur site, lorsque l'expansion libre est considérée. Donc, le test en solution alcaline semble ainsi pertinent afin d'évaluer le potentiel d'endommagement futur du béton. La question est donc de savoir si cet endommagement s'arrêterait plus tôt sur site, car l'ajout de NaOH permet potentiellement de consommer davantage de silice réactive au sein des granulats. Dès lors, il s'agit bien d'un potentiel maximal donnant une limite supérieure des résultats pouvant être obtenus.

À partir de ces tendances, il peut être intéressant de comparer l'évolution des symptômes à celle proposée par Sanchez et al. (2015). En se basant sur des tests d'expansion en air humide, il a été observé le cheminement de fissuration décrit à la Figure 8 dans l'état de l'art à la Section 3.2.3.

Ainsi, sur la base de leurs résultats, les auteurs suggèrent qu'à partir de 0,2 %, le nombre de fissures dans les granulats commence à plafonner et celles dans la pâte de ciment à augmenter de plus en plus. Cependant, les auteurs ne discutent pas de lessivage dans ces résultats, bien que ces tests en expansion en air humide aient forcément été soumis à ce phénomène, d'autant plus que l'humidité relative était de 100 %. Si ces résultats sont comparés à ceux des carottes n'ayant pas subi de test d'expansion et montrant donc l'évolution des symptômes de manière naturelle dans l'élément de pont, il semble évident que la fissuration ne plafonne pas dans les granulats à partir de 0,2 %.

Dans cette étude, **il est donc supposé que les échantillons testés par Sanchez et al. (2015) ont subi du lessivage responsable du plafonnement de l'expansion des éprouvettes et vraisemblablement du développement de la fissuration dans les granulats.** Dès lors, entre 0,2 et 0,3 %, l'endommagement créant de l'expansion est potentiellement dû au gel préalablement créé dans les granulats, qui en s'humidifiant produit des pressions au sein du béton et continue à créer de la fissuration dans la pâte de ciment aux alentours. Cela permet ainsi potentiellement d'expliquer comment l'expansion continue d'être générée si le développement de la fissuration dans les granulats s'arrête, comme proposé par Sanchez et al. (2015).

Donc, ce schéma de fissuration ne serait pas représentatif de l'évolution réelle sur site où le phénomène de lessivage ne joue un rôle que dans la section très superficielle de l'élément structural (Courtier 1990). Cependant, pour des niveaux d'expansion plus élevés et lorsque la silice réactive est totalement consommée, il est effectivement possible d'observer un plafonnement des fissures dans les granulats, suivi d'une augmentation de l'expansion due à la propagation de la pression dans la pâte de ciment. Cependant, cela ne se produit pas pour les niveaux d'expansion proposés par Sanchez et al. (2015), du au lessivage des alcalins. Encore une fois, **le phénomène de lessivage des alcalis remet en question la fiabilité de l'essai d'expansion en air humide pour évaluer le potentiel d'expansion futur associable à la RAS (prognose).** Le test, considéré comme le plus "réaliste" car proche des conditions sur site, ne semble pas représenter l'endommagement réel créé sur site. Il risque d'engendrer de faibles expansions qui, s'ils sont utilisés, peuvent mener à des conclusions non sécuritaires en sous-estimant les dommages. En particulier, les propriétés mécaniques du béton dépendent largement de la fissuration dans les granulats. Si un plafonnement de cette fissuration est considéré, cela peut conduire à des résultats non sécuritaires. Cette question est rediscutée à la Section 6.3.1.

Suite à cette discussion, il est donc clair que **la réserve de silice réactive n'est clairement pas encore totalement consommée dans les échantillons étudiés dans le cadre de ce projet**, car la fissuration dans les granulats continue à augmenter avec la même pente, pour des expansions atteignant 0,7 % pour les éprouvettes conservées en solution alcaline.

Cela indique que, sur site, les niveaux d'expansion peuvent continuer à augmenter de manière significative et que la réaction ne s'arrêterait pas, tant que la quantité d'ions alcalins dans le système est suffisante pour permettre de consommer davantage de silice réactive dans les granulats. En supposant que les alcalins se régénèrent par échange d'ions avec le calcium dans la pâte de ciment lorsque le gel l'atteint, et que l'humidité reste suffisamment élevée, cela peut laisser penser que la réaction ne s'arrêtera que lorsque toute la silice réactive est consommée.

Le potentiel résiduel d'expansion en air humide dépend de la quantité d'alcalins dans le béton, car il est influencé par le lessivage. Ainsi, les expansions maximales sont obtenues lorsque la quantité d'alcalins devient inférieure au seuil nécessaire pour poursuivre la réaction, et les expansions résiduelles obtenues constituent une borne inférieure à ce qu'il peut être observé sur des carottes développant un endommagement naturel sur site (lessivage est superficiel). En revanche, le potentiel résiduel d'expansion en solution alcaline (NaOH 1N) n'est pas influencé par cette quantité d'alcalins, car des alcalins sont ajoutés pour empêcher de passer sous ce seuil. Le potentiel dépend donc de la quantité de silice réactive qui continue d'être consommée, et les expansions résiduelles obtenues constituent donc ici à l'inverse une borne supérieure de ce qu'il pourrait être obtenu en réalité. Dans ce contexte, il est important de comprendre la réalité de ce potentiel résiduel et son implication sur site. Ainsi, à partir de ces observations, **il serait intéressant de réaliser un nouveau test d'expansion résiduelle, dans lequel une solution alcaline serait utilisée à une concentration équivalente à celle déterminée par un test de lessivage permettant de déterminer la teneur actuelle en alcalins du béton**. Ceci permettrait de tester le béton sans les problèmes de lessivage, tout en évitant d'ajouter des alcalins supplémentaires. Ces résultats pourraient ensuite être comparés aux tests d'expansion en air humide et en solution alcaline (1N NaOH). Une telle approche permettrait de confirmer l'hypothèse du lessivage des alcalins, de comparer les expansions finales obtenues pour les deux tests alcalins afin de déterminer si l'ajout d'alcalins dans le NaOH 1N induit effectivement une réaction supplémentaire de la silice réactive. Si cela n'est pas le cas, alors le test le plus pertinent serait celui utilisant le NaOH 1N, car il serait plus rapide et fournirait des résultats plus fidèles à la réalité quant au potentiel de réactivité résiduelle du béton. Ce nouveau test ne prend cependant pas en compte le relâchement potentiel d'alcalins par les granulats, ce qui constitue un autre point à approfondir.

Le test d'expansion en solution alcaline semble donc être pertinent pour évaluer la prognose. Cependant, ce test est accéléré et génère des niveaux d'expansion très élevés. Ainsi, **il est possible que le temps nécessaire pour atteindre le potentiel maximal d'expansion soit supérieur à la durée de vie restante de la structure**, et que ce potentiel ne soit jamais atteint. Pour la structure étudiée dans le cadre de cette étude (Pont Champlain), les niveaux d'expansion estimée atteignent environ 0,4% après 50 ans de durée de vie, et lors de l'essai d'expansion en solution alcaline, une expansion supplémentaire de 0,25% est atteinte. Ainsi, le temps réel nécessaire pour atteindre cette expansion totale est probablement plus long que la "durée de vie de la structure", même si celle-ci n'est pas une valeur fixe, car tant que la structure continue à rencontrer des critères de performance et de sécurité, celle-ci peut être prolongée.

Pour le pire des cas, en supposant un taux d'expansion linéaire sur site pour atteindre les mêmes résultats d'expansion finale générée par le test accéléré, il faudrait une durée de vie supplémentaire de 80 ans. Il s'agit donc bien d'un potentiel maximum, pas spécialement atteint par la structure. En effet, le critère réel dictant la durée de vie de la structure doit plutôt être porté sur la diminution de la capacité portante, relié à cette expansion. Ainsi, la capacité portante peut devenir insuffisante pour des expansions atteintes inférieures à celle du potentiel maximal obtenu. Dans ce cas, la durée de vie est donc dépendante de la diminution maximale des propriétés associées à l'expansion du béton, comme discuté à la Section 6.3. Le paramètre qui serait alors très intéressant est le taux d'expansion généré durant le test en solution alcaline, mais celui-ci doit pouvoir être comparé à l'évolution de l'expansion sur site, ce qui n'est pas encore disponible. Cependant, cela permettrait de prédire les augmentations de l'expansion en fonction d'un certain nombre d'années, et ainsi relier aux diminutions des propriétés mécaniques (Section 6.3).

En fin de compte, à la suite de cette discussion, **il devient possible de déterminer le cheminement de la fissuration dans le béton en ce qui concerne l'expansion en solution alcaline.**

Ainsi, comme la Figure 61 l'indique, le nombre de fissures dans les granulats et la pâte de ciment continuent d'augmenter pour des niveaux d'expansion élevés, augmentant avec une pente plus prononcée et étant donc principalement responsables de l'augmentation de l'expansion. Le modèle de Sanchez et al. (2015) dans l'air humide est ainsi repris et adapté à la solution alcaline en fonction des observations effectuées, comme illustré dans la Figure 62. Cependant, les fissures en pelure d'oignon n'ont pas été identifiées dans les échantillons de béton étudiés et ne sont donc pas représentées, car elles ne sont pas représentatives du type de granulat (calcaire siliceux réactif).

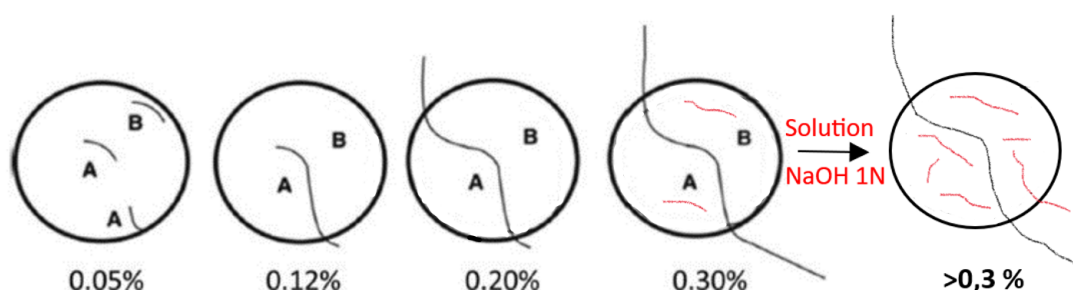


FIGURE 62 – Motif de fissuration dans le béton lors des tests d'expansion résiduelle NaOH 1N adapté sur Sanchez et al., 2015

Le modèle de Sanchez et al. (2015) devrait ainsi potentiellement être adapté aux types de granulats réactifs étudiés, car ses résultats ne représentent pas précisément le niveau de fissuration dans ce cas. De plus, car ses tests ont été réalisés en laboratoire dans un environnement humide et influencés par le phénomène de lessivage, **ce modèle doit être donc être étudié avec précaution.** En solution alcaline, il est observé que la fissuration dans les granulats ne présente aucun plafonnement, contrairement à ce que suggère Sanchez et al. (2015), et donc la fissuration continue de se développer conformément au modèle. Si la fissuration dans les granulats continue d'augmenter, la fissuration dans la pâte de ciment continue également à augmenter par propagation de la pression créée autour du granulat.

Pour des niveaux d'expansion supérieurs à 0,3 %, il a été observé que les fissures se forment par la création de petites veinules au sein des granulats, là où de la silice réactive peut être atteinte et dissoute. La Figure 63 représente un zoom sur les plaques polies de béton pour deux niveaux d'expansion différents.

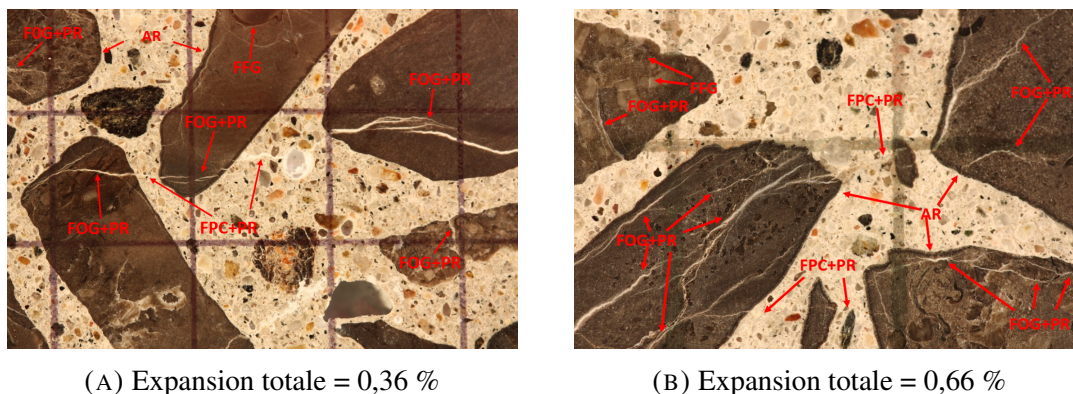


FIGURE 63 – Zoom sur plaques polies montrant l'état du béton et l'évolution de la fissuration pour des bétons ayant été soumis à un essai d'expansion résiduelle en solution alcaline (1N NaOH)

Il est observé que lorsque l'expansion augmente, le nombre de fissures avec gel dans les granulats augmente également, se caractérisant par l'apparition de nombreuses veinules blanches.

Finalement, il peut être intéressant de regarder la relation entre le DRI des carottes pouvant être comparée avant et après expansion, pour des carottes prélevées au sein du même élément structural, dans des forages adjacents et à des profondeurs équivalentes (donc ayant vraisemblablement un niveau d'endommagement initial semblable). Cela est représenté à la Figure 64.

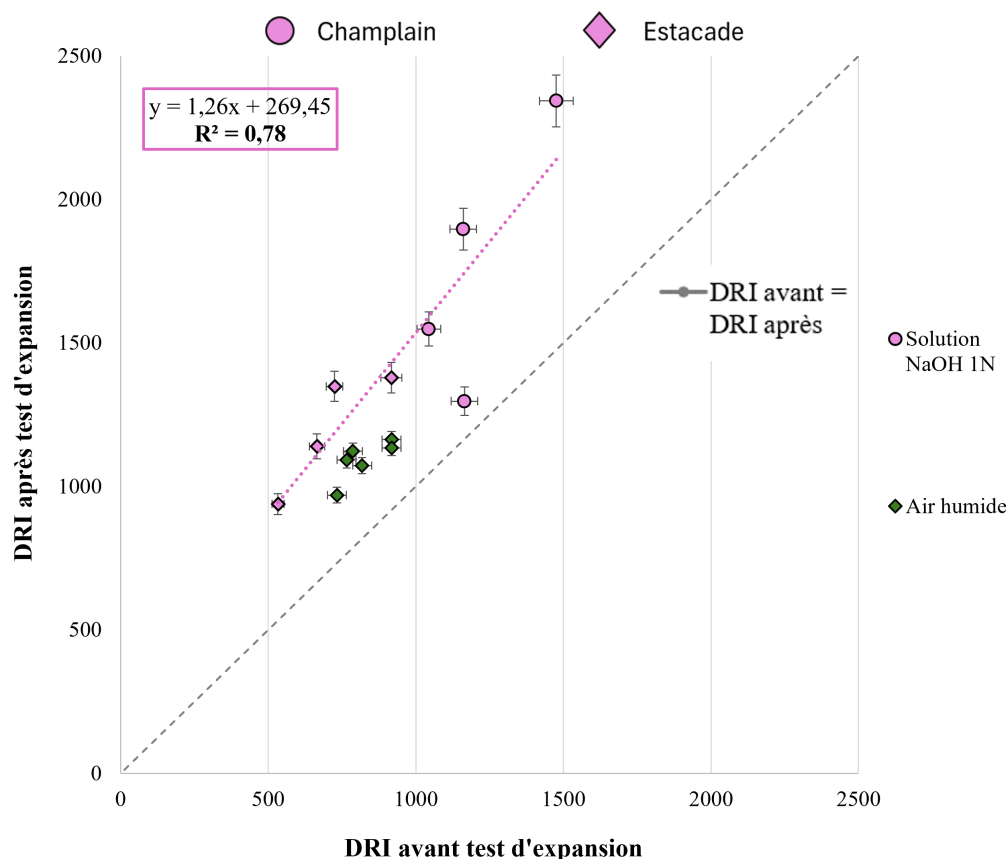


FIGURE 64 – Comparaison entre le DRI avant expansion et le DRI après les tests d’expansion résiduelle entre carottes de même élément et de profondeurs similaires

Cette figure présente des résultats très intéressants. La tendance présente un coefficient de détermination élevé (0,78) appuyant donc qu’il existe une proportionnalité entre les DRI obtenus sur des éprouvettes semblables, avant et après les essais d’expansion résiduelle. Pour un DRI initial de plus en plus grand, le DRI après expansion continue d’augmenter de la même manière. Ainsi, la réactivité des échantillons est la même et il reste toujours de la silice réactive.

En examinant la relation, il est constaté que plus le DRI avant l’expansion est élevé, plus l’augmentation du DRI est importante. Les conditions de test du béton sont similaires pour tous les échantillons, et le type de béton est identique. Cette observation peut s’expliquer par le fait que **plus le DRI initial est élevé, plus le béton est endommagé et donc plus fissuré en raison de la RAS, ce qui entraîne une infiltration plus aisée des alcalins dans le béton et les granulats pour réagir avec la silice réactive**. Ainsi, plus le béton est endommagé, plus le taux d’expansion est important.

Il serait donc envisageable de déterminer directement le nombre DRI final obtenu après les tests d’expansion en solution alcaline à partir de cette relation, ce qui permettrait de s’affranchir de ces tests. Cependant, étant donné que des plateaux d’expansion n’ont pas été clairement obtenus, cette relation est valable uniquement pour des tests en solution alcaline effectués sur la même durée de conditionnement. De plus, cette méthode est adaptée au type de granulat étudié ici, mais ne peut pas être généralisée à d’autres types de granulats sans des études supplémentaires. Cela permettrait d’éviter de réaliser ce test.

En air humide, la pente semble être la même pour le nombre de points disponibles, mais la droite est légèrement décalée vers le bas. La plage couverte par les résultats est toutefois fortement réduite, compte tenu vraisemblablement des effets du lessivage des alcalins, en raison du plafonnement de la fissuration dans les granulats.

Il est possible de montrer encore plus cette observation en représentant le graphique mettant en relation le DRI mesuré sur les éprouvettes telles que prélevées et l'expansion résiduelle en solution alcaline, représentée à la Figure 65.

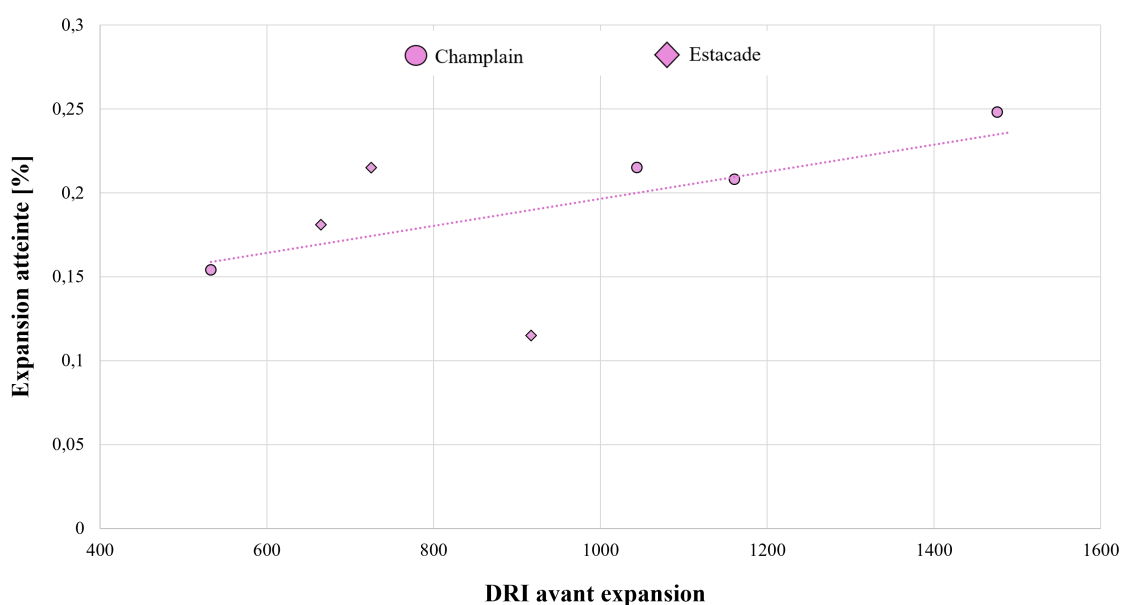


FIGURE 65 – Relation entre des valeurs de DRI sur des échantillons non testés à l'expansion et l'expansion résiduelle du béton à 66 semaines après réhumidification mesurée en solution NaOH sur des carottes comparables

La figure illustre une tendance croissante où l'expansion résiduelle augmente également lorsque le DRI avant l'expansion augmente. Les points de l'estacade et du pont Champlain sont analysés dans la même tendance, car il a été démontré que les points s'alignaient sur la tendance du pont Champlain pour les échantillons présentant le même type de béton.

Ainsi, plus le DRI avant l'expansion est élevé, plus l'expansion résiduelle est grande. Cela signifie que **plus les échantillons sont endommagés initialement, plus l'expansion résiduelle générée dans le test est importante.**

La variabilité observée entre les DRI initiaux est influencée par la localisation des carottes (élément et profondeur) et donc par les conditions d'exposition. Ainsi, pour une prédiction prudente de l'endommagement futur du béton, il est crucial de prélever des carottes là où le béton est le plus affecté, afin d'obtenir les résultats les plus pessimistes, même s'il est difficile de déterminer précisément où le béton est le plus endommagé.

6.2.2 Augmentation du nombre SDT lors des tests d'expansion résiduelle en air humide et en solution alcaline

Les tendances entre les paramètres SDT (SDI, PDI, E) et les expansions résiduelles générées en expansion en air humide et en solution NaOH 1N ont été étudiées. Le module de Young est un paramètre très intéressant qui peut être déterminé avec cette méthode.

Il est intéressant d'examiner les tendances pour voir si elles correspondent à celles observées pour le DRI, afin de confirmer les résultats et également évaluer la complémentarité des tests. Les carottes comparées étaient du même élément et de profondeurs similaires, comme pour le DRI. De plus, seules les carottes de même diamètre ont été comparées entre elles, car le diamètre peut potentiellement influencer les paramètres SDT, comme cela est discuté à la Section 6.4.2.

La Figure 66 présente l'augmentation du SDI avec l'expansion additionnelle en air humide et en solution alcaline, la Figure 67 l'augmentation du PDI et la Figure 68 la diminution du module de Young. Pour les paramètres SDI et PDI, les tendances obtenues par Sanchez et al. (2017) correspondant au même granulat réactif et une résistance similaire, avant plafonnement (Section 26, Figure 27), ont été ajoutées afin de comparer les tendances avec les nôtres, comme cela a été observé avec le DRI.

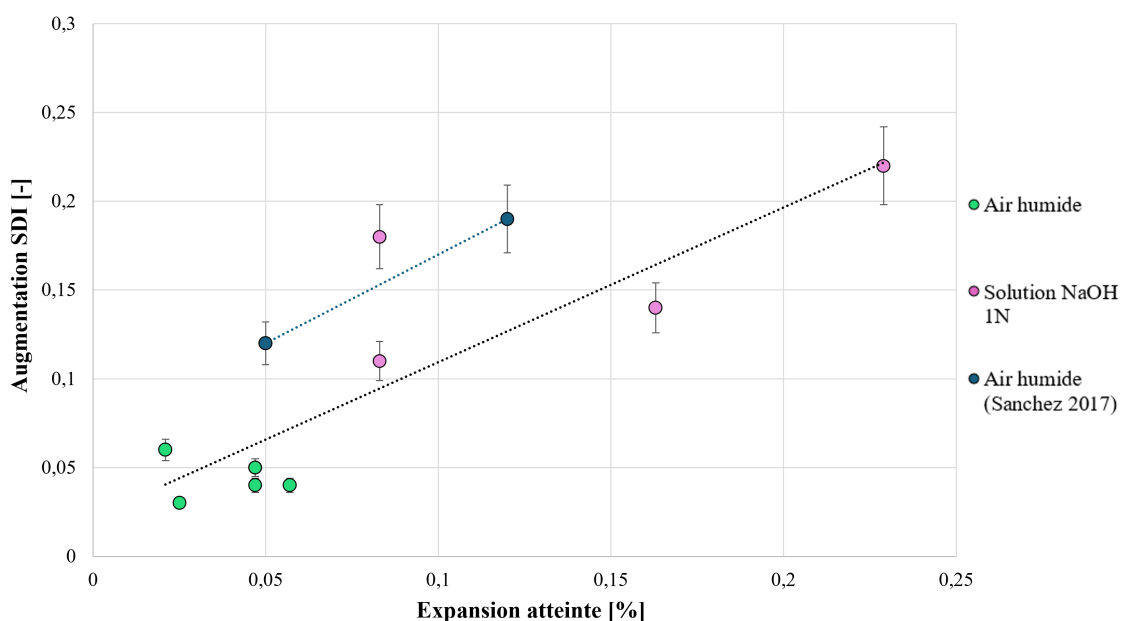


FIGURE 66 – Relation entre l'augmentation estimée du paramètre SDI et l'expansion résiduelle du béton à 66 semaines après réhumidification mesurée en solution NaOH

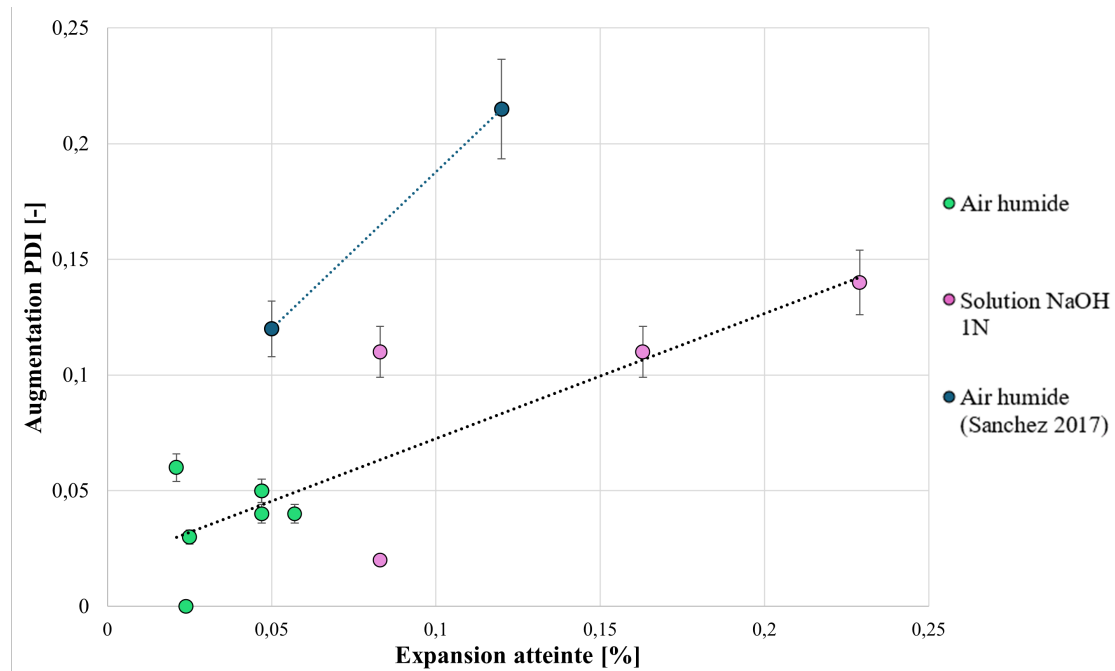


FIGURE 67 – Relation entre l'augmentation estimée du paramètre PDI et l'expansion résiduelle du béton à 66 semaines après réhumidification mesurée en solution NaOH

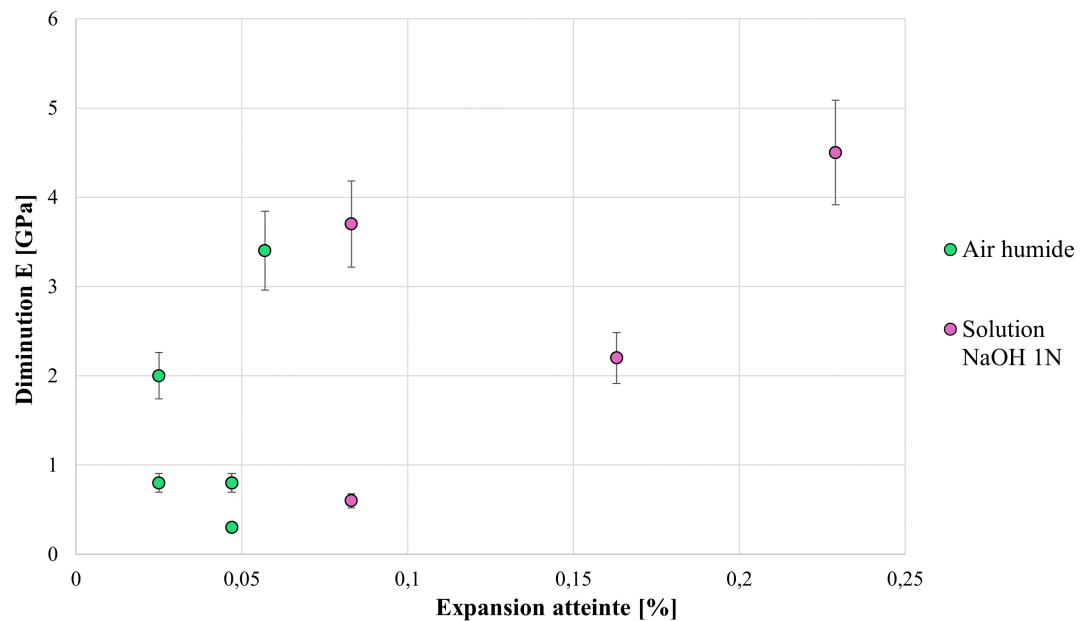


FIGURE 68 – Relation entre l'augmentation estimée du paramètre E et l'expansion résiduelle du béton à 66 semaines après réhumidification mesurée en solution NaOH

Premièrement, comme expliqué dans la section précédente, il serait attendu que les résultats en air humide suivent ceux en solution alcaline. Les tendances sont dès lors représentées pour l'ensemble des points obtenus pour les deux tests d'expansion. Cette cohérence est apparente dans les graphiques, où **les résultats en solution alcaline semblent prolonger la tendance observée en air humide** pour les trois paramètres SDT, particulièrement le SDI/PDI car le module présente une plus grande variabilité.

Cela tend à confirmer que l'endommagement est créé de manière similaire en solution alcaline et en air humide, sans artefact dû à l'ajout d'alcalins.

De plus, **pour les paramètres SDI et PDI, la tendance observée semble s'apparenter à celle de Sanchez et al. (2017)**. Cependant, le manque de points en solution alcaline ne permet pas une comparaison aussi fiable que pour le DRI. La tendance est une nouvelle fois décalée vers le haut (Figure 59), car sa relation prend en compte des dommages préexistants non liés à la RAS. Cela confirme encore une fois que les tendances observées en solution alcaline suivent celles en air humide. La tendance observée par Sanchez et al. (2017) pour le module de Young ne peut être appliquée dans ce cas, car ils expriment la relation par une diminution. Cela nécessiterait de connaître le module de Young initial du béton, ce qui n'est pas précisément établi dans ce projet pour les différents éléments étudiés.

Ensuite, aucun plafonnement ne semble être observé pour les trois paramètres. Cela est cohérent avec les observations de la section précédente. Dans la solution alcaline, il a été remarqué que la fissuration persiste à se développer avec l'expansion. Étant donné que **les paramètres SDI, PDI et E sont principalement affectés par la fissuration dans les granulats, un plafonnement n'est pas attendu, ce qui confirme les résultats DRI obtenus**. Cela contraste avec les résultats de Sanchez et al. (2017), où les paramètres atteignent un plateau en raison du plafonnement de la fissuration dans les granulats. En ce qui concerne le comportement structural de l'ouvrage, cela constitue une information importante, car la diminution du module de Young continue pour des niveaux d'expansions assez élevés et ne plafonne pas vers 0,2 %, laissant indiquer que ce paramètre peut continuer à diminuer pour des expansions importantes sur site. Cela est rediscuté dans la section suivante discutant de l'évolution de la résistance en compression.

Ensuite, **les résultats en air humide semblent présenter une variabilité plus élevée que ceux en solution alcaline, comme observé avec le nombre DRI**. Le module de Young apparaît également comme le plus variable, ce qui est conforme au pourcentage de variabilité calculé à la Section 6.1.

En ce qui concerne les corrélations, la plus grande variabilité des résultats en air humide rend difficile l'obtention de corrélations robustes lorsqu'on considère l'ensemble des données avec la solution alcaline. Si l'on ne prend en compte que les données en solution alcaline, les corrélations semblent assez correctes, mais le faible nombre de points disponibles (seulement 4) limite la possibilité d'obtenir des résultats supplémentaires. Cependant, étant donné les résultats précédents, il est logique de supposer que le test continuera dans cette tendance.

Les observations effectuées avec le DRI étant confirmées avec le test SDT, cela permet de renforcer les tendances observées et de les rendre plus significatives, ce qui est cohérent avec les discussions précédentes. Le test SDT semble ici fournir des résultats intéressants en solution alcaline, ce qui le rend utile, étant donné qu'il avait été remis en question auparavant en raison du plafonnement des résultats. **La complémentarité est donc confirmée à la lumière de ces résultats, ainsi que la fiabilité des tests**, car les tests renforcent les tendances observées et fournissent des informations cohérentes, mais offrent des résultats de sorties différentes : le DRI fournit des informations pétrographiques sur l'état de fissuration dans le béton, tandis que le SDT permet de montrer l'influence de ce réseau de fissuration sur les propriétés mécaniques (particulièrement le module de Young). Il est tout de même à noter que le nombre de résultats demeure limité.

Cela permet également de confirmer, une fois de plus, que le test DRI, malgré les nombreux préjugés à son encontre en raison de sa dépendance à l'expertise du pétrographe et de sa variabilité souvent évoquée, fournit des résultats tout à fait pertinents et très utiles. Cette méthode apporte des informations essentielles sur le développement de la fissuration, permettant d'expliquer éventuellement l'évolution des propriétés mécaniques.

6.3 Evolution des propriétés mécaniques en fonction des tests de diagnostic

Comme discuté, un aspect à améliorer dans le protocole existant est le paramètre actuellement utilisé pour décrire les dommages de la structure, à savoir l'expansion. En effet, les tests de DRI et SDT corrélaient tous les deux avec le même paramètre final, à savoir le niveau d'expansion dans la structure. Bien que le niveau d'expansion fournisse des informations intéressantes sur l'évolution de la fissuration, l'objectif de ce travail est de déterminer des corrélations avec les propriétés mécaniques pertinentes pour la gestion d'une infrastructure en béton, à savoir la résistance en compression et le module de Young. Cette section tente donc de répondre à la première question de recherche.

En ce qui concerne le module de Young, les corrélations directes entre ce paramètre et le gain d'expansion ont été établies à la Section 6.2.2 (Figure 68). Cela permet ainsi de déterminer une diminution de ce paramètre en fonction de l'expansion déterminée.

Ensuite, d'éventuelles corrélations entre les tests SDT/DRI et la résistance en compression sont évaluées. Cela permettra d'analyser les relations de manière indirecte, en observant les tendances de la diminution de la résistance en compression lors des tests d'expansion et l'évolution des paramètres DRI et SDT, plutôt que d'examiner directement l'évolution entre les niveaux d'expansion et la résistance en compression. En effet, les tendances observées entre l'évolution de l'expansion et la résistance en compression se sont avérées non concluantes. Cela n'est pas surprenant, car de nombreux auteurs ont observé des résultats similaires (Section 3.2.4). Par conséquent, l'approche indirecte est privilégiée.

6.3.1 Evolution de la résistance en compression en fonction du nombre DRI

Dans la section précédente, des tendances entre le DRI et l'expansion résiduelle ont pu être établies, ce qui constitue une avancée dans l'interprétation des résultats des tests d'expansion résiduelle. Cependant, cela ne permet toujours pas d'aider les gestionnaires de structures, car les propriétés mécaniques n'ont pas encore été discutées. Afin de fournir une interprétation quantitative et structurelle de ces résultats, il est donc intéressant de regarder aux relations potentielles entre la résistance en compression et le nombre DRI. Avant d'observer les tendances, il est intéressant de commenter sur la tendance obtenue de l'évolution des fissures en fonction de l'expansion (Figure 61). L'évolution des fissures dans les granulats est particulièrement intéressante du point de vue des propriétés de la structure. En effet, comme l'explique Sanchez et al. (2017), les propriétés mécaniques du béton sont principalement influencées par la fissuration "nette" au sein des granulats. Il fait ainsi la distinction avec les fissures en "pelure d'oignon" (Section 3.2.3), qui n'influencent pas significativement les propriétés mécaniques. Seulement le DRI ne fait pas la distinction entre ces deux types de fissures, et il est sensé de se demander quelle est la proportion de fissure nette dans cette augmentation du nombre de fissure dans les granulats.

Dans cette étude, ces fissures en 'pelure d'oignon' n'ont pas été observées et l'impact sur les propriétés mécaniques provient donc du développement complet de la fissuration dans les granulats. **Ce développement continu de la fissuration dans les granulats peut indiquer que les propriétés du béton vont continuer à diminuer au fur et à mesure de la progression de la réaction, sans plafonner.** C'est donc une information importante à prendre en compte, car les données fournies par la décomposition du nombre DRI peuvent indiquer la sévérité de la diminution des propriétés structurelles. Il faut tout de même noter que le DRI ne représente qu'une "somme" de fissures, mais ne prend pas en compte leur longueur ou leur ouverture, qui sont des paramètres pouvant influencer les propriétés mécaniques.

Dans ce projet, seuls des tests de résistance en compression après les tests d'expansion en air humide ont été réalisés. En effet, peu de tests en solution alcaline ont été effectués, et ces éprouvettes ont donc été privilégiées pour la réalisation de tests DRI et SDT. La Figure 69 représente l'évolution de la résistance en compression en fonction du nombre DRI, pour des échantillons n'ayant pas subi de test d'expansion et après expansion en air humide. Chaque échantillon DRI a été comparé à deux échantillons de forages adjacents pour lesquels des tests de résistance en compression ont été réalisés. Les échantillons comparés sont repris en Annexe (Section A.1.2, Tableau 22). Finalement, les résistances en compression ont été déterminées sur des éprouvettes de même diamètre, et les résultats peuvent donc être comparés sur le même graphique.

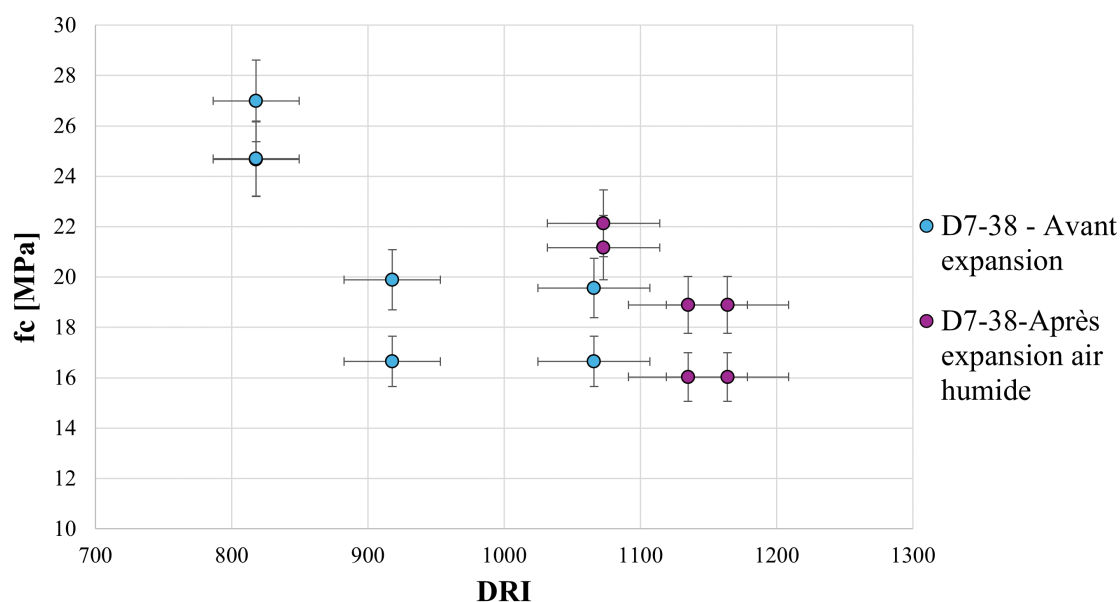


FIGURE 69 – Résistance en compression en fonction des indices DRI mesurés sur carottes telles que prélevées et sur carottes soumises à l'essai d'expansion résiduelle en air humide

Sur les échantillons n'ayant pas subi de tests d'expansion ("Avant expansion"), une diminution de la résistance en compression lorsque le nombre DRI augmente est notable. Après l'expansion, une diminution est également présente entre les échantillons. Il se pose alors la question de savoir si les points peuvent être comparés ensemble sur le même graphique. Pour ce faire, il faut supposer que l'endommagement en air humide suit la même tendance que sur site, et que pour des DRI égaux, la diminution de f_c doit être similaire.

Cependant, une différence entre les résultats des échantillons avant et après l'expansion peut être observée. Pour des DRI quasi similaires (1066 et 1073), les résultats des mesures de résistance à la compression avant et après l'expansion sont décalés verticalement, avec les résultats après l'expansion présentant des résistances en compression plus élevées. Cela suggère donc la présence d'un mécanisme supplémentaire pendant le test d'expansion en air humide. Deux hypothèses sont proposées à cet égard.

La première hypothèse est que les conditions d'exposition du béton en air humide (> 95 % d'humidité relative, 38 °C) sont bénéfiques pour l'hydratation du béton, ce qui pourrait être responsable de l'augmentation de la résistance en compression après immersion en air humide. Cependant, la Figure 69 suggère que cette hydratation serait relativement élevée, considérant l'augmentation de résistance observée d'environ 2 [MPa]. Étant donné que le pont a 50 ans, il semble peu probable que l'hydratation puisse augmenter la résistance d'une valeur aussi importante.

La deuxième hypothèse repose sur le phénomène de lessivage, responsable de l'arrêt de la fissuration dans les granulats, mais le DRI continue néanmoins d'augmenter. Lorsque les fissures ne progressent plus dans les granulats, la résistance ne diminue plus non plus. Ainsi, cela aurait pour effet de décaler les points après l'expansion vers la droite, car f_c ne diminue plus, mais le DRI continue d'augmenter, tandis qu'avant l'expansion, la fissuration dans les granulats n'a pas encore atteint son plateau. Cependant, il est difficile de déterminer avec certitude l'augmentation supplémentaire du DRI pour laquelle f_c ne diminuerait plus.

Par conséquent, il est compliqué de déplacer les points avec certitude pour les positionner là où le DRI correspond à la fin de la fissuration dans les granulats, afin de les comparer aux points avant l'expansion. Les points correspondant aux valeurs après l'expansion aux valeurs après l'expansion à l'aide humide sont donc retirés de l'analyse. Une tendance est donc tentée d'être déterminée uniquement avec les données disponibles avant les tests d'expansion.

Cependant, il est possible d'ajouter un point correspondant à l'état initial du béton non endommagé. La résistance initiale du béton peut être déterminée avec un élément de béton du pont interne non endommagé. Si la poutre interne est prise, elle présente des nombres DRI très faibles entre 100 et 150, avec une moyenne de 135 (Fournier et al., 2024). Sa résistance du béton est de 47,6 MPa. Seulement, la composition du béton est différente que celle au sein de la pile et il n'y a donc pas de certitude que le béton utilisé pour la poutre interne présente une résistance en compression originelle similaire à celle du sommet de la pile, et le nombre DRI associé n'est donc qu'une hypothèse. Le point est tout de même rajouté vu le manque de points disponibles et la Figure 70 est obtenue.

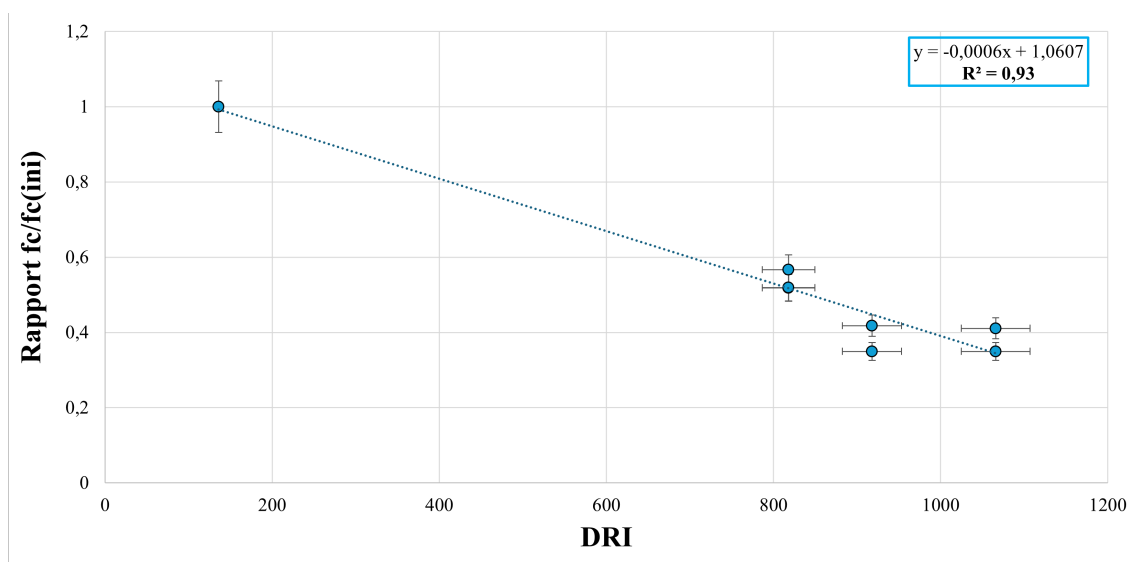


FIGURE 70 – Diminution de la résistance en compression f_c en fonction du nombre DRI

Une relation linéaire peut être obtenue entre la diminution de la résistance en compression et le nombre DRI avec un coefficient de détermination élevé, mais la pertinence de la tendance est à prendre avec précaution par le faible nombre de points disponibles. De plus, le point représentant l'état initial du béton semble s'aligner correctement dans la tendance les points laissant penser que la résistance initiale est cohérente. Cependant, étant donné les hypothèses posées pour utiliser ce point, la corrélation observée pourrait ne pas être significative. Les différences dans la composition du béton suggèrent que les similitudes observées dans les données pourraient être le résultat du hasard plutôt que d'une relation réelle et fiable.

Une relation linéaire entre le DRI et la résistance en compression peut potentiellement s'expliquer par le fait que comme expliqué, la résistance en compression dépend principalement des fissures nettes dans les granulats (Sanchez et al., 2015). Les résultats précédents ont permis d'établir que la fissuration dans les granulats augmentait linéairement avec le niveau d'expansion pour les échantillons sur site.

Concernant l'évolution future de la résistance en compression, il est possible de supposer que la tendance se maintiendra. En effet, comme observé à la Figure 61, les fissures continuent d'augmenter en solution alcaline. Il a été démontré que cela n'était pas dû à l'ajout d'alcalins, car les dommages créés étaient similaires. Cependant, le niveau d'expansion auquel un plateau serait atteint reste inconnu. La tendance se poursuivrait ainsi de manière linéaire jusqu'à ce que la fissuration dans les granulats plafonne, indépendamment des lessivages d'alcalins. Ainsi, de la même manière que le module de Young, la résistance en compression ne montre pas de plafonnement et continue donc de diminuer, ce qui offre néanmoins une information intéressante du point de vue structural. Ainsi, le test SDT confirme les conclusions tirées avec le DRI, renforçant davantage cette tendance.

Dès lors, la relation pourrait être utilisée avec des nombres DRI obtenus après test d'expansion en solution alcaline. Il peut être calculé que la résistance atteint une valeur nulle pour un DRI de 1767.

Sur site, le DRI maximal obtenu était de 1476, au niveau des piles d'estacade, indiquant que la résistance dans les zones les plus endommagées était très faible. Des carottes ayant subi les tests en solution alcaline présentent des DRI assez élevés, allant jusqu'à 1897 et 2344. Cela suggère que le béton après ces tests ne possédait plus de capacité significative de résistance en compression. Cela ne semble pas très vraisemblable et cette relation peut être remise en cause. En effet, celle-ci repose sur un nombre limité de points, ne couvrant pas l'ensemble des DRI et doit donc être interprétée avec prudence. Il serait intéressant d'analyser l'évolution de la résistance pour des carottes en solution alcaline afin d'obtenir plus de points à des DRI élevés et ainsi mieux comprendre la tendance, et de posséder une valeur plus précise du niveau originel de résistance. Egaleme nt, la tendance dépend du type de granulats réactifs utilisés et il serait donc utile d'explorer cette tendance en utilisant d'autres types de granulats réactifs. Au vu de ce résultat, il est clair que passer indirectement par le DRI amène à des meilleurs résultats que de directement regarder l'évolution avec l'expansion.

6.3.2 Evolution de la résistance en compression en fonction du nombre SDT

Pour comparer la résistance en compression et les paramètres du test SDT, il est nécessaire de comparer des carottes de même diamètre. En effet, comme démontré à la Section 6.4.2, le diamètre influe sur les résultats du test SDT, ce qui suggère une influence similaire sur les résultats de la résistance en compression, puisque le test SDT consiste en des cycles de chargement en compression-décompression, mais avec un niveau de chargement réduit. Par conséquent, le nombre de données disponible (3) n'est pas suffisant avec cette contrainte supplémentaire pour permettre l'analyse de tendances potentielles. Étant donné que les tests SDT ont révélé des résultats similaires à ceux du DRI mais avec moins de fiabilité, il semble plus logique d'utiliser les relations obtenues avec le DRI de toute manière. De plus, le fait que le SDT confirme la tendance à la fissuration dans les granulats renforce le raisonnement exposé dans la section précédente.

6.3.3 Application au protocole

Pratiquement, pour évaluer la résistance en compression, des tests sont effectués sur des carottes prélevées à différents endroits de la structure, en privilégiant les zones les plus endommagées (dans le cas où l'information recherchée est la détermination de la diminution des propriétés mécaniques la plus sévère), car il a été démontré que les résultats varient en fonction du niveau d'exposition. Il convient donc d'être prudent lors du prélèvement des échantillons afin de garantir qu'ils sont représentatifs du niveau d'endommagement le plus critique. Cependant, il est admis que la résistance en compression donne des résultats assez variables et ne fournit donc pas une indication fiable sur le niveau de fissuration dans le béton, une information cruciale pour une interprétation correcte des résultats et importante pour la durabilité du béton. Par exemple, connaître l'état de fissuration dans la pâte de ciment, qui influe sur d'autres pathologies telles que le gel-dégel et la corrosion, est essentiel, car cela peut créer des chemins préférentiels vers les armatures. Le test DRI fournit donc des informations autres que le niveau d'expansion, et cette méthode doit donc continuer à être utilisée. De même, le module de Young est déterminé grâce au test SDT. Pour la prognose, la faible corrélation entre la résistance et l'expansion nécessite toujours d'autres tests de diagnostic tels que le DRI et le SDT afin d'évaluer leur évolution et de déterminer, à partir de ces relations, non seulement la résistance en compression, mais aussi l'évolution du module de Young grâce au test SDT.

Il n'est donc pas envisageable de remplacer les tests de diagnose actuels par le test de résistance en compression, le test constitue ainsi une information supplémentaire, qui devient nécessaire dans le cas où une évaluation de la capacité de l'élément ou de l'ouvrage est effectuée.

6.4 Influence des paramètres (profondeur, diamètre, direction de la fissuration) sur les résultats obtenus

L'analyse de l'influence de ces divers paramètres permettra d'ajouter des recommandations et améliorations pour le protocole.

6.4.1 Influence de la profondeur sur l'endommagement du béton

Il est intéressant d'analyser l'influence de l'éloignement de la source d'exposition la plus sévère, ce qui est rendu possible grâce aux sections de chevêtres étudiées. Il est attendu qu'en fonction de la profondeur de la carotte extraite, les conditions du béton varient et que les conditions les plus favorables pour la RAS varient donc également. En effet, trois sections de chevêtres ont été carottées de la face non exposée vers l'intérieur du pont (sous le tablier). En calculant la distance accumulée à partir de cette face exposée et en observant l'évolution des résultats le long de celle-ci, il est possible d'étudier l'impact de la profondeur et donc du niveau d'exposition sur la détérioration due à la RAS.

La Figure 71 représente le chevrete qui a été étudié dans le cadre de cette étude. La face exposée est indiquée et la flèche représente le sens dans lequel la profondeur va être analysée. 0 correspond donc à la surface exposée à un apport externe d'humidité du aux intempéries.

Concernant le chevrete, il est important de noter que celui-ci a été renforcé à sa surface par un cintre métallique, et des renforts métalliques ont été ajoutés le long du chevrete pour le renforcer. De plus, la partie du chevrete étudiée est en porte-à-faux, ce qui signifie que les armatures (longitudinales et étriers) se densifient de plus en plus en allant vers l'appui. Comme discuté à la section 3.2.5, la présence de confinement du aux barres l'armature limite l'expansion du béton.

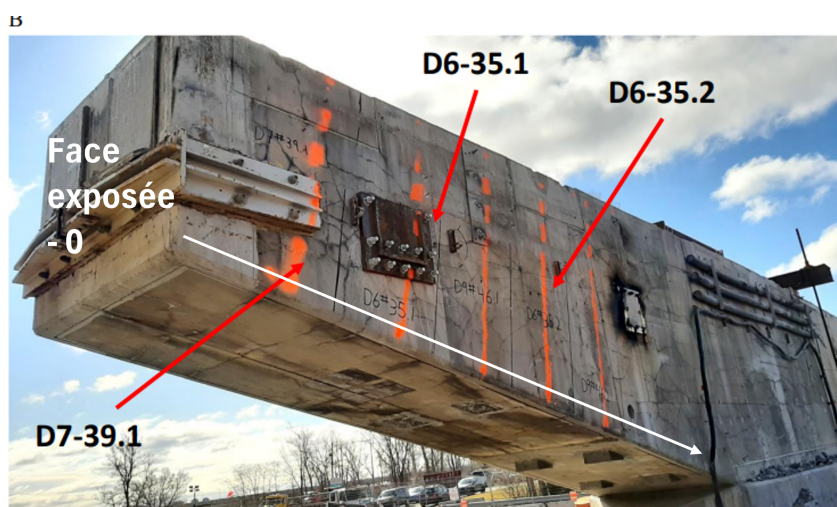


FIGURE 71 – Distance depuis l'extrémité exposée du chevrete - Fournier et al, 2024

Lorsque les blocs ont été coupés, ils n'ont pas tous été déposés sur le sol dans le même sens. Par exemple, le bloc D6-35-1 a été placé de manière à ce que la direction de carottage soit opposée à la direction correspondant à l'éloignement de la face exposée (Figure 71, flèche blanche). Ainsi, la Figure 72 présente la direction appropriée à considérer pour analyser l'influence de la profondeur correspondant, sachant que le carottage vertical est de haut en bas.

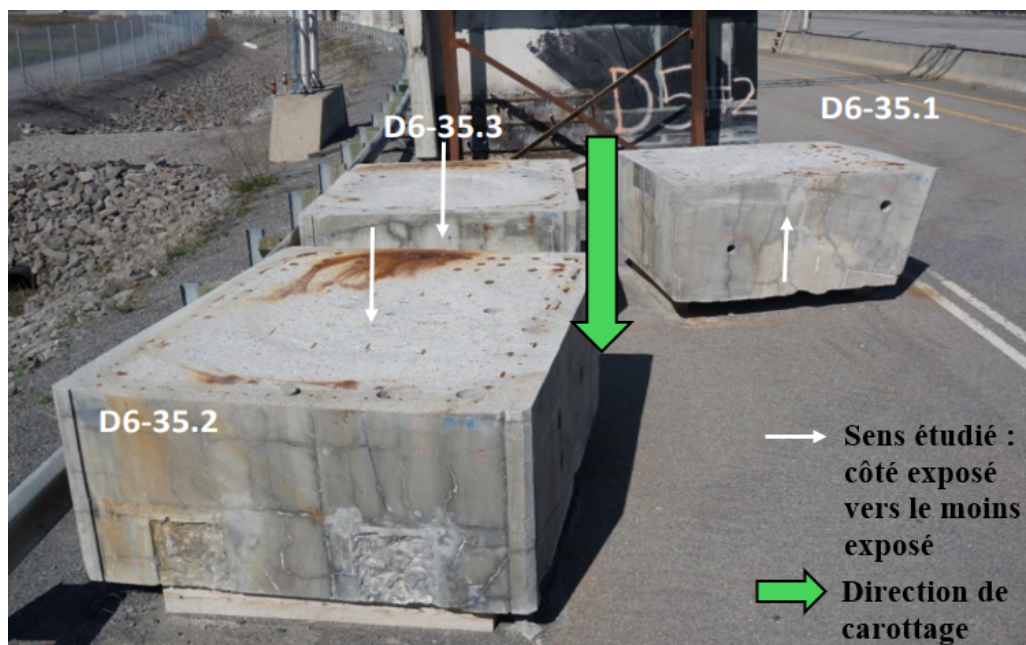


FIGURE 72 – Sections de chevêtres posés au sol - Fournier et al, 2024

Pour les carottes du bloc D6-35-1, les profondeurs des carottes étudiées doivent être prises "à l'envers" afin de rester dans le même sens. Ainsi, les résultats SDT ont pu être étudiés en fonction de la profondeur, pour les tests SDT avant expansion et de même diamètre. En effet, il est montré que les diamètres avaient bien une influence sur les résultats SDT (Figure 11). Ainsi les Figures 73 et 74 sont obtenues.

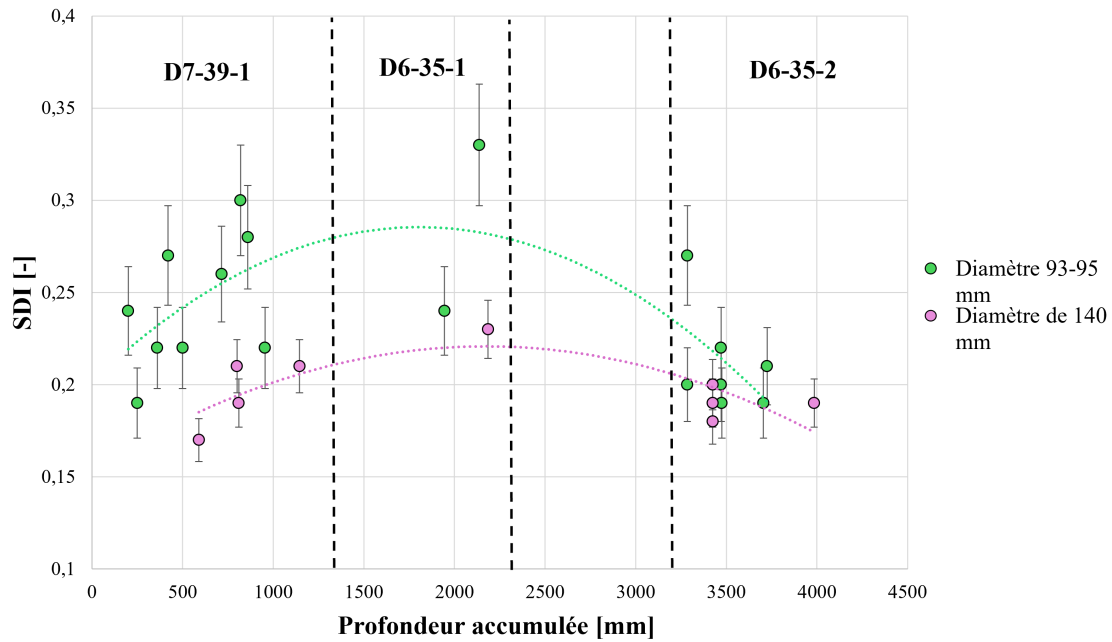


FIGURE 73 – Profil de variation longitudinal du paramètre SDI en fonction de la distance depuis l'extrémité exposée du chevêtre

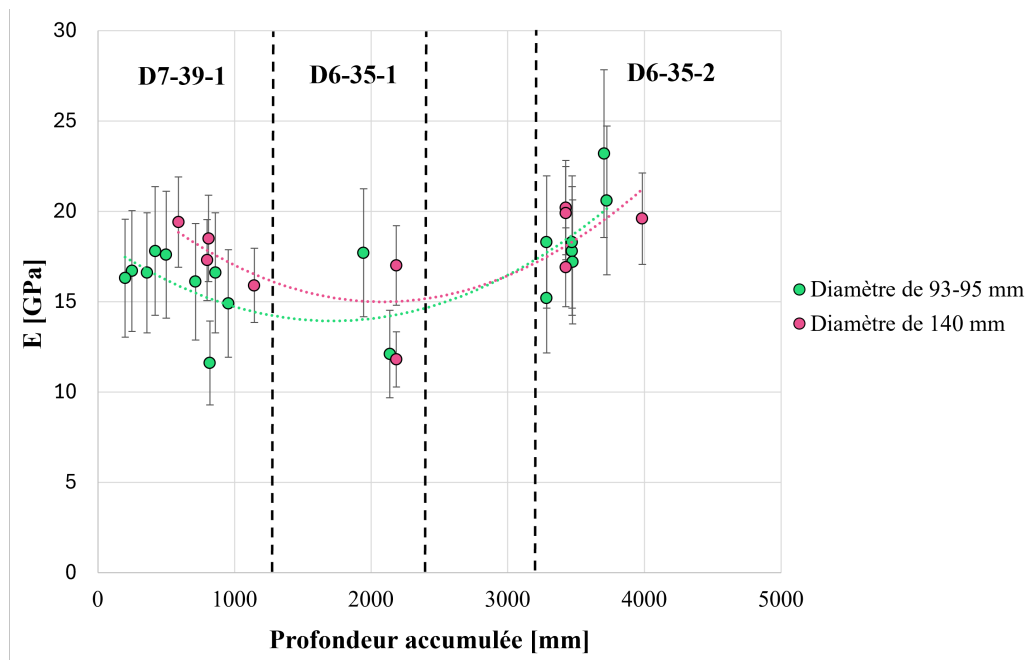


FIGURE 74 – Profil de variation longitudinal du paramètre PDI en fonction de la distance depuis l'extrémité exposée du chevêtre

Une tendance a été établie en reliant les points pour le SDI et E. Cependant, compte tenu de la taille des barres d'erreur, la fiabilité de cette tendance semble faible, car les barres se chevauchent et leur largeur dépasse celle de la courbe créée. Il est donc difficile de tirer des conclusions définitives de ces résultats. L'influence de la profondeur sur l'endommagement du béton peut également être étudiée avec la résistance en compression.

La Figure 75 représente l'évolution de f_c le long du chevêtre pour des tests avant tout test d'expansion et de même diamètre.

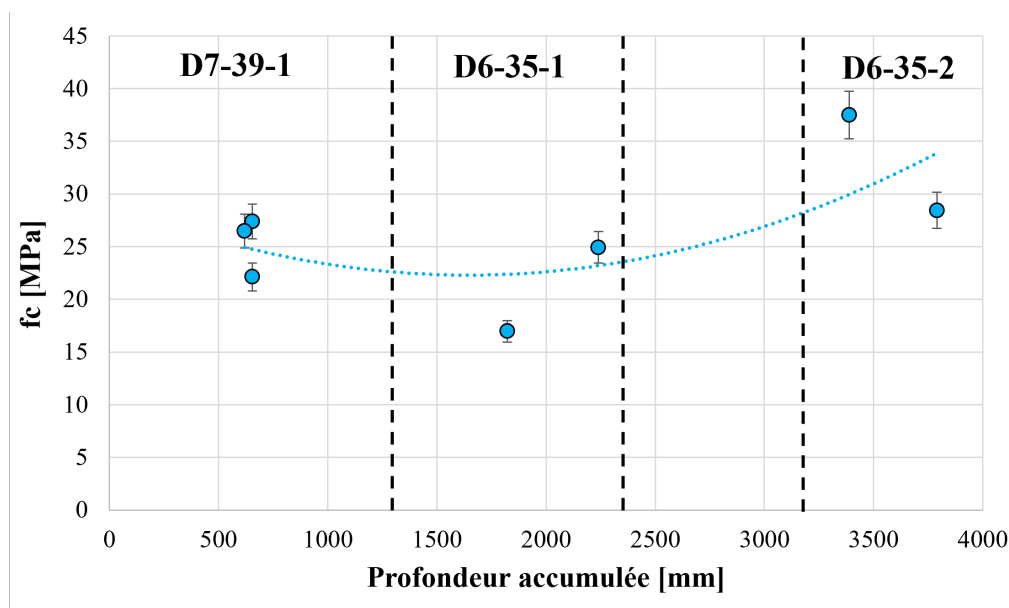


FIGURE 75 – Profil de variation longitudinal du paramètre E en fonction de la distance depuis l'extrémité exposée du chevêtre

Premièrement, les barres d'erreur sont plus petites par rapport à la tendance obtenue, ce qui rend cette dernière beaucoup plus fiable. La tendance observée reste similaire à celle pour le SDI et E, montrant une profondeur critique où un endommagement accru du béton semble observable (avec les valeurs les plus faibles pour f_c et E, et les plus élevées pour SDI).

Les résultats attendus montrent que les **dommages à la surface sont réduits par rapport au reste de l'élément en béton**. Cela peut être expliqué en raison du phénomène de lessivage des alcalis. La carbonatation peut également limiter l'impact de la RAS en consommant la chaux (CH) dans la pâte de ciment hydratée, réduisant ainsi le mécanisme destructeur de la RAS et le pH (voir Section 3.2.1). Cependant, cet effet est très superficiel et les carottes sont extraites à des distances des bords du chevêtre trop importantes pour être influencées par la carbonatation. Par contre, **les dommages augmentent avec la profondeur, car l'humidité reste élevée près de la surface sans les problèmes de lessivage**.

La profondeur à laquelle les résultats indiquent le plus grand endommagement est cohérente pour les trois paramètres, se situant entre 2 m et 2,5 m. Enfin, la résistance remonte vers 3 m, ce qui peut être expliqué potentiellement par apport externe d'humidité moins important si l'élément se situe sous le tablier du pont et s'éloigne de l'extrémité du chevêtre qui est exposé aux intempéries, rendant les conditions moins favorables à la RAS et améliorant ainsi la situation. Cependant, cette hypothèse est ensuite réduite et remise en question, car on pense que l'effet réel est une discontinuité dans le niveau de confinement du béton. La résistance remonte à des valeurs plus élevées qu'en surface, indiquant que le béton est moins endommagé en surface qu'à l'intérieur (pour des carottes prélevées à 0,5 m).

En se basant sur ces résultats, il est peut être conclu que **l'éloignement de la source externe ou additionnelle d'humidité, avec les autres paramètres maintenus constants, exerce un impact sur l'endommagement du béton. Cela contribue, au moins en partie, aux différents niveaux d'endommagement observés sur les carottes.**

Pour influencer la RAS, il est possible d'agir sur la quantité d'alcalins, l'humidité, la température et l'état de contrainte. La réactivité des granulats ne peut être modifiée et est considérée similaire dans le même élément de béton. La quantité d'alcalins peut être réduite par le lessivage, ce qui est plus prononcé en surface. Les conditions d'humidité varient et sont liées à la distance de l'exposition à la source d'humidité. Ainsi, tous ces paramètres sont liés à la profondeur et permettent d'expliquer les tendances observées.

Finalement, l'état de contrainte peut influencer les résultats de la RAS : dans un élément en flexion, les fissures tendent à suivre les armatures, créant une fissuration préférentielle le long du chevet. Plus on se rapproche du centre, plus il y a d'armatures, ce qui peut également avoir un effet : plus il y a d'armatures longitudinales, plus la fissuration est préférentielle. Étant donné que les carottes sont prélevées dans le sens des barres d'armature, les fissures pourraient devenir de plus en plus parallèles à l'axe de chargement, ce qui pourrait être moins dommageable que des fissures polygonales, lorsque testées aux tests SDT et f_c . De plus, en dehors des armatures longitudinales, les zones présentant les meilleurs résultats (en surface et en profondeur) sont des parties renforcées. Ce renforcement supplémentaire peut limiter l'expansion du béton grâce à un confinement supplémentaire de celui-ci, ce qui entraîne une réduction de l'endommagement. Donc, la zone la plus critique est celle présentant un confinement moindre et pour laquelle le lessivage est moindre.

6.4.2 Influence du diamètre des éprouvettes sur les résultats SDT

Au vu des nombreux tests SDT qui ont pu être effectués sur des carottes de diamètres différents, il est possible de déterminer l'influence du diamètre des éprouvettes sur les résultats SDT. Pour analyser l'influence du diamètre de manière isolée, des carottes provenant du même élément et prélevées à des profondeurs similaires sont comparées. Ces carottes ont théoriquement produit des résultats comparables, en l'absence d'une influence significative du diamètre sur les résultats. Ainsi, quatre ensembles de spécimens ont été constitués en fonction des données disponibles, fournissant suffisamment de points (au moins quatre) pour analyser les tendances. Les échantillons comparés sont présentés en Annexe à la section A.1.2 (Tableau 20, Tableau 26, Tableau 31). Tous les échantillons comparés sont donc avant tout test d'expansion. Donc, pour chaque ensemble, les paramètres de sortie SDI et le module de Young ont été analysés. La Figure 76 illustre les résultats SDI en fonction du diamètre, tandis que la Figure 77 montre l'évolution du module de Young en fonction du diamètre.

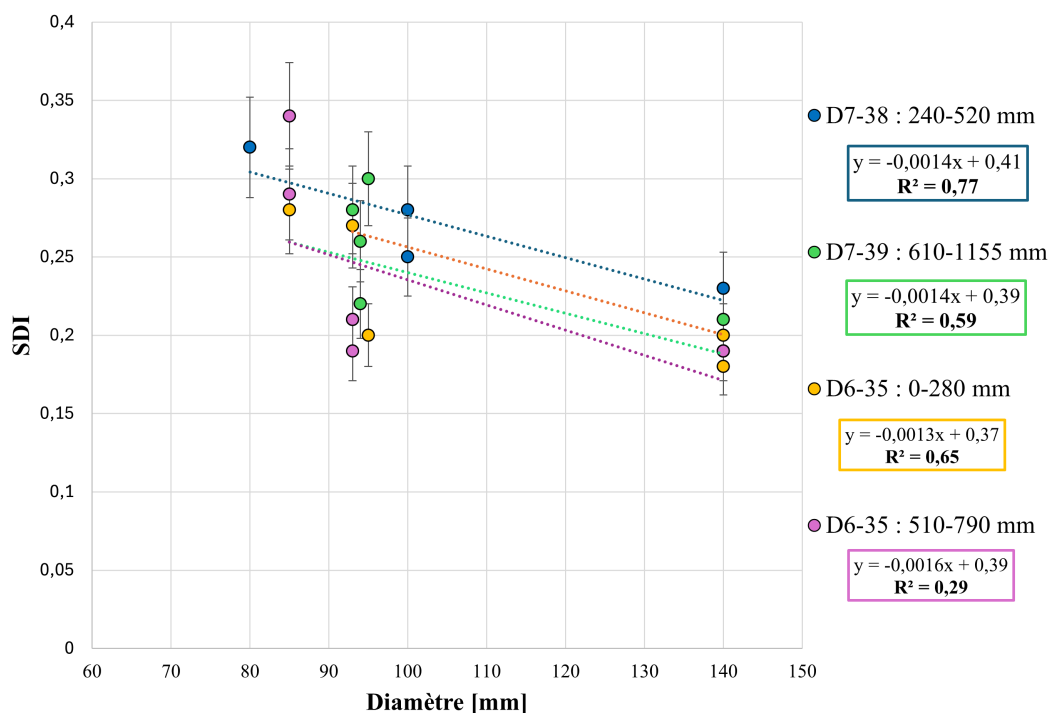


FIGURE 76 – Evolution du paramètre SDI en fonction du diamètre de l'échantillon

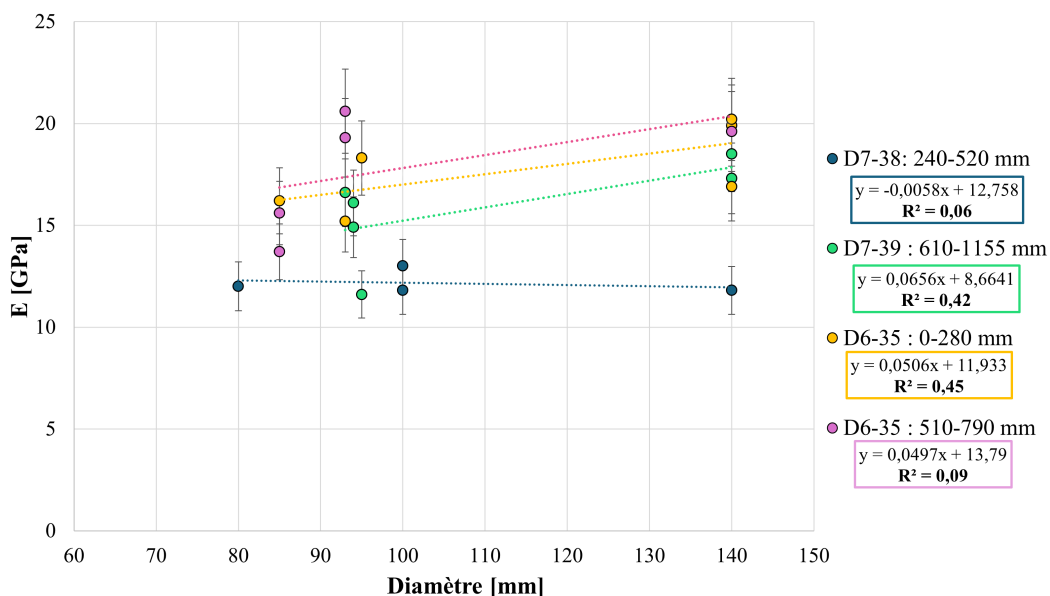


FIGURE 77 – Evolution du paramètre E en fonction du diamètre de l'échantillon

Malgré une certaine variabilité, les tendances observées sont assez claires : **les résultats d'essais suggèrent que l'endommagement du béton est moins élevé lorsqu'une éprouvette de béton d'un diamètre plus élevé est testée**, car le SDI obtenu est plus faible et le module de Young plus élevé. Ainsi, un diamètre d'éprouvette plus petit conduit à des résultats plus défavorables et suggère un béton plus endommagé que s'il était testé avec un plus grand diamètre. En effet, la différence entre les paramètres est importante.

Pour le SDI, les résultats passent d'environ 0,3 à 0,2, et pour le module de Young, de 15 à 20 *GPa*. Cela entraîne une diminution du niveau d'endommagement d'un cran sur l'échelle établie par Sanchez et al. (2017) (voir Tableau 1).

Les tendances observées pour le SDI présentent des pentes assez similaires. Cependant, les droites sont décalées verticalement car les échantillons ne présentent pas tous le même niveau d'endommagement parmi les quatre ensembles. Bien que la tendance semble justifiée, aucune corrélation ne peut en être tirée. De plus, les barres d'erreurs sont significatives sur les valeurs, ce qui rendrait difficile la détermination d'une corrélation précise. Néanmoins, les barres d'erreurs ne se chevauchent pas à un tel point que la tendance ne serait pas justifiée.

Pour le module de Young, les tendances obtenues sont moins évidentes et les pentes sont plus distantes les unes des autres. Les barres d'erreurs se chevauchent de telle sorte qu'il est compliqué d'obtenir des tendances faibles. Le module de Young présente une variabilité plus importante que le SDI, calculé de 12 %, expliquant les résultats obtenus plus aléatoires.

Une des raisons pour lesquelles cette tendance pourrait être observée avec le SDI est l'importance de la taille relative des granulats par rapport à celle de l'échantillon. Lorsque le diamètre diminue, les granulats auraient donc une influence plus significative sur le comportement de l'éprouvette. Il a été démontré par Sanchez et al. (2017) que le SDI et le module de Young étaient principalement influencés par les fissures dans les granulats et atteignaient un plateau lorsque la fissuration atteignait la pâte de ciment. Par conséquent, si les granulats ont une influence plus importante, il est possible que les résultats soient plus défavorables car le niveau d'endommagement calculé serait plus élevé.

L'impact accru des granulats peut s'expliquer par le fait que le rapport de la surface des particules des granulats au volume de béton peut augmenter potentiellement si le béton n'est pas parfaitement homogène. Cela signifie que les échantillons de plus petit diamètre contiennent une proportion relativement plus importante des granulats par rapport au volume total de béton. Dans ce cas, un diamètre plus élevé serait alors préférable. Pour vérifier cette hypothèse, il serait nécessaire de mener des tests sur des diamètres différents, couvrant ainsi une gamme plus étendue de diamètres. En analysant ces données, il serait possible de déterminer si, à partir d'un certain diamètre suffisamment élevé, le diamètre n'a plus d'influence sur les résultats, car les granulats apporteraient une importance similaire. Cette hypothèse suppose que la granulométrie des granulats est similaire dans l'ensemble des échantillons, car des granulats de plus grande taille peuvent également influencer les résultats.

6.4.3 Influence d'une direction préférentielle de la fissuration dans les tests mécaniques

L'influence de la direction préférentielle de la fissuration sur les tests mécaniques est une influence non prise en compte jusqu'à présent dans l'interprétation des résultats. Pourtant, il a été montré par de nombreux auteurs que celle-ci avait une influence sur les résultats des tests comme la résistance en compression et SDT, comme expliqué dans l'état de l'art à la section 3.2.6. Ainsi, Barbosa et al. (2017) ont pu obtenir des carottes d'un tablier de pont présentant une fissuration préférentielle très marquée (voir Section 3.2.6). Les données qu'il a recueillies sont analysées ici pour déterminer des corrélations.

Les analyses portent sur les tests de résistance en compression qu'il a réalisés. Les cas de fissurations directionnelles sont très marqués. Celui-ci a montré que la résistance en compression est supérieure pour les carottes présentant une fissuration préférentielle parallèle à l'axe de chargement (de par leur mode de ruine distinct Section 3.2.6). Ainsi, il est analysé ici s'il existe une corrélation entre la résistance en compression de carottes présentant une direction de fissuration perpendiculaire et puis parallèle. La Figure 78 présente la comparaison entre la résistance en compression des carottes ayant une direction préférentielle parallèle à l'axe de chargement ($f_{c,0}$) et celles ayant une direction préférentielle perpendiculaire à cet axe ($f_{c,90}$).

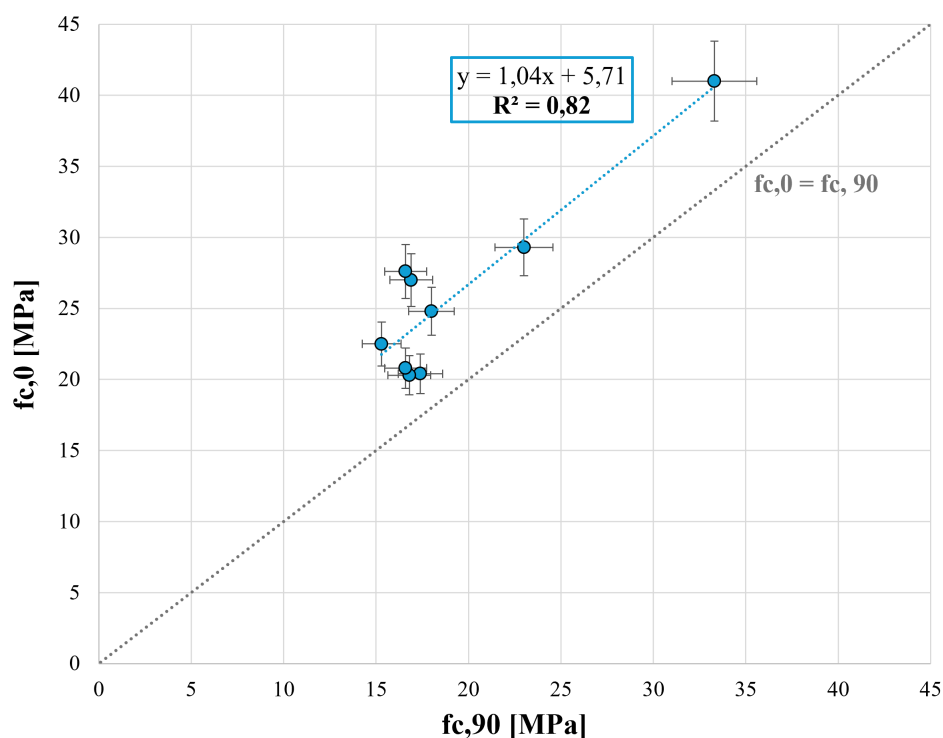


FIGURE 78 – Comparaison de f_c - fissuration préférentielle \parallel ($f_{c,0}$) et \perp ($f_{c,90}$) - Données de Barbosa (2017)

Une tendance avec un coefficient de détermination élevé (0,82) appuie la relation, permettant de déterminer la résistance correspondant à l'autre direction de fissuration. La différence entre les deux résistances est tout de même assez conséquente, étant d'au moins 5,7 MPa. Cela n'est pas négligeable et il faut donc prendre en compte cet effet dans l'interprétation des résultats.

Cela est particulièrement utile lorsqu'on extrait des carottes d'un élément présentant une direction de fissuration préférentielle perpendiculaire à l'axe de chargement, car il est alors possible d'estimer la résistance pour une direction parallèle. En effet, la résistance obtenue pour les carottes avec motif de fissuration préférentielle parallèle à l'axe de chargement est la plus cohérente à utiliser dans l'interprétation, car les fissures suivent les contraintes de confinement et l'effort de compression. Ainsi, la résistance qui intéresse est celle dans la direction de ces efforts, sinon les résultats seraient trop défavorables par rapport à la direction pertinente. Seulement, il est souvent très compliqué, voire impossible de venir carotter dans ces directions.

Donc, pour les carottes devant être extraites dans une direction où le motif de fissuration obtenu serait perpendiculaire au chargement, une relation peut être établie et utilisée pour obtenir des résultats pertinents par rapport aux calculs de capacité portante.

Ensuite, le travail de Allard et al. (2016) est également intéressant car celui-ci a pu extraire de nombreuses carottes dans des directions verticales et horizontales et pouvant donc potentiellement présenter des directions de fissurations préférentielles. La Figure 79 présente les directions de carottages effectuées dans le cadre de son travail sur des dalles en béton fortement armées en semelle et avec des niveaux de RAS avancés.

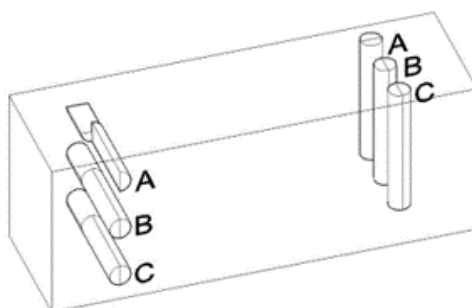


FIGURE 79 – Direction de carottage dans les dalles en béton armé - Allard et al, 2016

Étant donné qu'il s'agit d'une section de dalle épaisse fortement armée en base avec de petites barres d'armature (de retrait) au sommet du corps d'épreuve (Figure 81), il est attendu que la fissuration soit longitudinale dans l'axe longitudinal du corps d'épreuve et suive les barres d'armature. Ainsi, en cas de fissuration directionnelle, les carottes horizontales présenteraient un motif de fissuration parallèle, tandis que les carottes verticales montreraient un motif perpendiculaire. Plus précisément, les carottes forées l'ont été selon le schéma de forage présenté à la Figure 80.

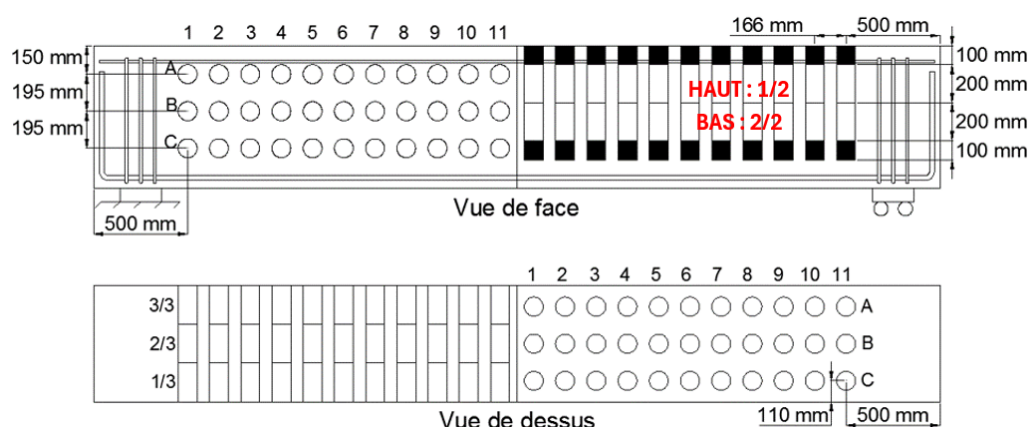


FIGURE 80 – Plan de carottage dans les dalles en béton armé - Allard et al., 2016

Pour comparer les carottes ayant un niveau d'exposition similaire (profondeur par rapport à la surface) et une position similaire par rapport aux armatures, les carottes horizontales et verticales sont comparées à des niveaux équivalents dans la dalle. Le Tableau 16 présente les carottes pouvant être comparées.

TABLEAU 16 – Comparaison entre les carottes présentant un niveau d'exposition similaire

H-A -3/3	V-A-1/2
H-A-2/3	V-B-1/2
H-A-1/3	V-C-1/2
H-B-3/3	V- A-2/2
H-B-2/3	V-B-2/2
H-B-1/3	V-C-2/2
H-C-3/3	V- A-2/2
H-C-2/3	V-B-2/2
H-C-1/3	V-C-2/2

Les carottes ont donc été prélevées verticalement (V) ou horizontalement (H) et correspondent à des sections de béton situées à des distances progressivement plus importantes en partant de la semelle (localisation des barres d'armature) vers le sommet du corps d'épreuve. L'expansion des corps d'épreuve, mesurée à l'aide de plots situés à différentes hauteurs sur les flancs de ces derniers, s'est révélée de plus en plus importante en se dirigeant vers le sommet des sections des dalles, en s'éloignant de la rangée de barres longitudinales situées en base.

Les résistances en compressions sont donc comparées. Allard et al. (2016) ont étudié deux séries de 4 sections de dalles épaisses (600 x 700 x 4500 mm). Les deux séries correspondent à deux coulées différentes et pour chaque série chaque section subira un conditionnement favorisant le développement de la RAS, de durée variable et atteindra donc un niveau d'expansion différent : 0 %, 0,07 %, 0,15 % et 0,23 %. Au final, après avoir comparé les résistances en compression pour les différentes séries de carottes (H et V), une différence entre les résultats ne s'est pas montrée, le rapport entre les résistances étant assez constant autour de 1. Cela a été fait également pour les paramètres SDT (SDI, PDI, E). Les résultats étaient similaires à la résistance en compression ou aucune tendance n'a pu être observée.

Ainsi, une étude similaire a été réalisée uniquement sur les carottes les plus proches des barres d'armature, car c'est là que la fissuration directionnelle devrait être la plus prononcée. Cependant, aucune corrélation n'a été obtenue. Cela peut s'expliquer par le fait qu'Allard et al. (2016) ont en réalité observé une fissuration préférentielle très faible et plutôt polygonale/aléatoire, et que sa fissuration n'est pas aussi avancée que celle observée par Barbosa et al. (2017), comme représenté à la Figure 81. Par conséquent, il est logique qu'aucune corrélation ne puisse être établie, contrairement à l'étude de Barbosa et al. (2017) où la fissuration est clairement préférentielle.

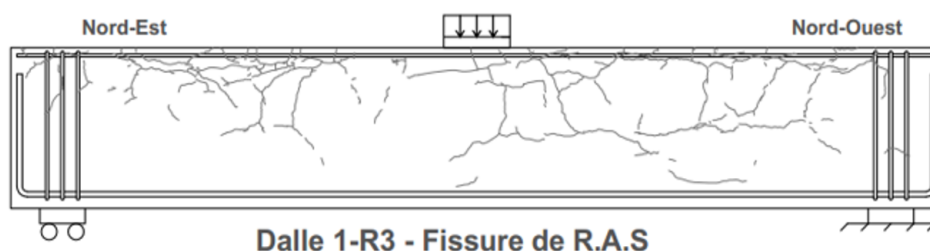


FIGURE 81 – Fissuration de la dalle présentant le niveau d'expansion le plus élevé (0,23 %) dans l'étude de Allard et al., 2016

Il peut donc être établi qu'**une différence entre les résultats de résistance en compression est présente pour un niveau de fissuration préférentielle très bien établie, mais que dans les cas où cette fissuration est faiblement directionnelle, aucune tendance significative ne peut être discernée**, indiquant une influence limitée de la direction de la fissuration. Pour étudier plus en détail l'influence de cette fissuration, il serait nécessaire d'examiner des échantillons présentant des fissurations directionnelles plus variées.

6.5 Discussion sur la non-destructivité du SDT

Comme discuté à la section 3.4.1, Sanchez et al. (2014) propose que si les tests SDT sont réalisés à un niveau de chargement de 40 % la résistance en compression du béton, le test est non-destructif sur des carottes d'un béton non endommagé. Il n'est cependant pas connu si le test est destructif pour des échantillons endommagés. Thériault et al. (2022b), a effectué un programme d'essais de résistance en compression post SDT, afin d'évaluer la non-destructivité sur des échantillons de béton endommagés, provenant des semelles de l'estacade. Celui-ci a déterminé une diminution de la résistance post SDT sur la quasi-totalité (89,3 %), de ses échantillons, et le test serait donc destructif sur des échantillons endommagés.

Dans ce projet, des tests post-SDT de résistance en compression ont été réalisés pour tous les échantillons. Des tests de résistance en compression sur des carottes n'ayant subi aucun autre essai (p.ex. d'expansion résiduelle) ont également été effectués. Ainsi, il est possible de comparer des carottes provenant du même élément, de la même profondeur et ayant le même diamètre afin d'évaluer une éventuelle diminution de la résistance en compression post-SDT. Compte tenu des résultats obtenus dans la section précédente, il est préférable de comparer uniquement les échantillons de diamètres similaires.

La Figure 82 illustre les résultats des essais de résistance en compression avant et après le test SDT pour des échantillons endommagés, présentant un paramètre SDI supérieur à 0,25, indiquant un niveau élevé de dommage selon la proposition proposée par Sanchez et al. (2017). Les échantillons présentés sont des échantillons soumis à l'essai SDT avant test d'expansion. En effet, après expansion, les seuls tests de résistance réalisés l'ont été sur des carottes conservées en air humide.

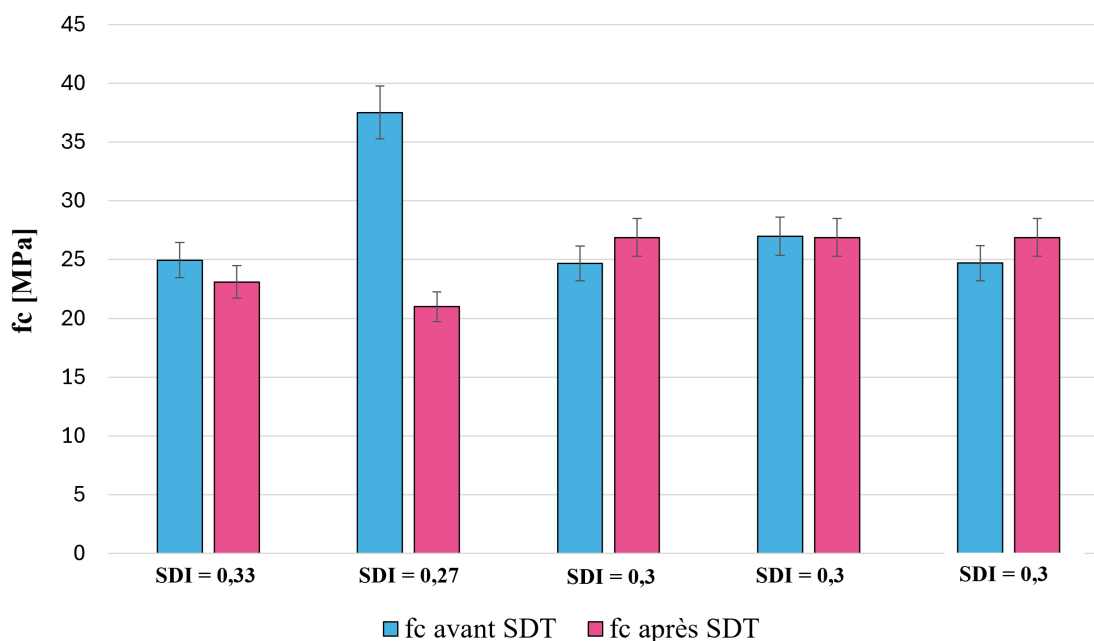


FIGURE 82 – Comparaison des résistances en compression avant et après test SDT sur des carottes comparables - Fournier et al., 2024

Comme le montre la figure, une diminution de la résistance n'est observée que pour trois échantillons. Cependant, pour deux d'entre eux, les barres d'erreur chevauchent la différence entre la résistance avant et après le test SDT. Pour les autres échantillons, les barres d'erreur couvrent également la différence, rendant impossible toute conclusion définitive. En conséquence, il n'est pas possible d'affirmer que le test est effectivement destructif sur les échantillons endommagés testés dans le cadre de cette étude, comme ce fut le cas pour les échantillons testés lors de l'étude de Thériault et al. (2022b).

Cela peut s'expliquer par les niveaux de chargement choisis par Thériault et al. (2022b) et les niveaux choisis dans ce projet.

Dans ce projet, le niveau de chargement a été déterminé par les tests de résistance en compression sur des carottes endommagées provenant du pont. Les résistances choisies proviennent du même élément de béton, car il n'y a pas de certitude que le béton utilisé est similaire dans l'ensemble des éléments. La résistance de conception n'est pas connue avec certitude, et il n'est pas certain que le béton utilisé dans un élément moins endommagé ait une résistance initiale similaire. Ainsi, les niveaux de chargement utilisés sont en moyenne de 24,6 MPa. L'ensemble des valeurs est présenté dans le Tableau 57.

En comparaison, les niveaux de chargement utilisés par Thériault et al. (2022b) étaient en moyenne de 44,8 MPa, car il a déterminé ces niveaux en se basant sur des éléments moins endommagés de la structure. Le niveau de chargement correspondait à 40 % de la résistance d'un béton non (ou moins) endommagé.

Actuellement, **une question se pose sur la résistance en compression à considérer pour le chargement lors du test SDT**. Concernant le choix de la résistance appropriée pour le SDT, Sanchez et al. (2013) avaient suggéré d'utiliser la résistance en compression de conception à 28 jours. Toutefois, les caractéristiques du béton sont souvent mal connues, ce qui pose un problème.

De plus, la résistance en compression continue d'augmenter après ces 28 premiers jours car l'hydratation n'est pas encore achevée, rendant cette résistance peu représentative. C'est dans ce contexte que Sanchez et al. (2016) ont plus tard proposé l'utilisation de la résistance en compression d'une zone non endommagée du béton, permettant ainsi de se référer à la résistance du béton en service à l'âge du béton, sans nécessité de connaître sa résistance à 28 jours. Dès lors, la pratique courante consiste à déterminer la résistance en compression sur des carottes prélevées directement sur la structure au moment de l'évaluation de la diagnose et de la prognose. Cependant, il reste à déterminer s'il est préférable de mesurer la résistance d'une partie non endommagée du béton ou d'une partie endommagée.

Il est souvent compliqué de convaincre les entreprises de carotter dans une partie non endommagée de la structure. Carotter dans une partie endommagée est plus aisé car d'autres tests seront réalisés dans cet élément et des carottes seront d'office extraites. De plus, utiliser la résistance initiale du béton, sur un béton d'une structure fortement endommagée, revient à tester le béton à un niveau bien supérieur à 40%. Dans notre cas, si la résistance originelle se rapproche des 45 MPa, la résistance mesurée sur les prélèvements par carottage oscille entre 20 et 30 MPa. Ainsi, prendre 40% de la résistance originelle revient à tester le béton entre 60% et 90% de la résistance finale. **Il serait donc préférable de prendre les 40% de la résistance de la carotte endommagée. De plus, il n'est pas démontré ici que le test est effectivement destructif, ce qui va dans le sens de ce que Sanchez a proposé.**

7 Recommandations pour le protocole

En répondant à ces deux questions et en analysant l'influence de différents paramètres sur les résultats, nous pouvons confirmer que le protocole existant de gestion des infrastructures routières contient tous les éléments nécessaires pour être amélioré et mis à jour suivant nos recommandations.

7.1 Diagnose

- Étant donné les résultats obtenus par le DRI, il est impératif de **réaliser des carottages dans les zones présentant les niveaux de dommages les plus élevés afin de détecter les valeurs maximales du niveau d'endommagement du béton** pour la diagnose et la prognose. Il est donc nécessaire de réaliser des carottages à une profondeur suffisante dans les zones où les dommages sont les plus importants pour évaluer les pires résultats possibles.
- En ce qui concerne **la méthode SDT et l'interprétation des résultats, il est essentiel de souligner dans le protocole que les résultats peuvent varier en fonction du diamètre des éprouvettes testées**. Ainsi, des diamètres plus faibles (80 - 90 mm) peuvent donner des résultats plus défavorables que des diamètres plus élevés (140 mm), ce qui influe sur la conclusion concernant les dommages de la structure. Il est donc primordial de prendre en compte cette variation lors de l'interprétation des résultats et il est conseillé de privilégier des carottages de diamètre plus élevé lorsque cela est possible.
- Egalement concernant la méthode SDT, **il est conseillé d'utiliser un niveau de chargement correspondant à 40 % de la résistance en compression évaluée sur la structure endommagée directement**. Avec ce chargement, il peut être raisonnablement considéré que la méthode se montre non destructive, par rapport à la résistance avant SDT.
- En ce qui concerne la résistance en compression, **il faut considérer que la présence d'un motif de fissuration préférentiel bien développé peut influencer les résultats de l'essai, tel que l'a observé Barbosa (2017)**. Une relation a été établie pour ajuster la résistance de manière plus réaliste en tenant compte de cette fissuration. En cas de présence d'un motif de fissuration préférentiel, il est nécessaire de se référer à la direction de carottage qui engendrera les résultats les plus pessimistes, c'est-à-dire, lorsque la direction de fissuration préférentielle est perpendiculaire à l'axe de chargement des éprouvettes.
- Il est pertinent de **proposer de réaliser des tests de résistance en compression lors de la diagnose** afin de déterminer la résistance en compression et ainsi obtenir des informations sur les propriétés mécaniques du béton affecté. De plus, les relations entre les propriétés mécaniques et les tests de diagnose peuvent être considérées afin de fournir un élément supplémentaire pour l'interprétation des résultats par les gestionnaires de structures. Toutefois, rappelons que la résistance en compression n'est typiquement pas la propriété du béton qui est la plus négativement affectée par le développement de l'expansion (et de l'endommagement) associable à la RAS.

7.2 Prognose

- Des recommandations concernant les tests d'expansion résiduelle devraient être ajoutées, basées sur les résultats obtenus dans le cadre de ce projet, afin de permettre une interprétation correcte des nouveaux résultats. L'interprétation du test d'expansion en air humide devrait être effectuée avec précaution, voire il n'est pas spécialement recommandé de l'utiliser. Si ce test est effectué, ses résultats ne devraient pas être privilégiés comme les plus "réalistes", car il est probable que les niveaux ultimes potentiels d'expansion soient sous-estimés et donc non fiables, surtout si les expansions et les nombres DRI obtenus à partir de ces tests sont utilisés pour déterminer les propriétés structurelles. Il devrait donc être stipulé dans le protocole que ces résultats constituent bien une limite inférieure de l'expansion résiduelle et l'endommagement supplémentaire pouvant être généré. Egaleme nt, il devrait être ajouté de privilégier, si possible, de réaliser ces essais sur des carottes de grand diamètre (au moins 150 mm). Au contraire, les résultats d'expansion en solution alcaline doivent être pris en compte plus sérieusement et il devrait être stipulé que ceux-ci constituent probablement une borne supérieure.

Ainsi, **il est proposé de développer une nouvelle méthode d'expansion résiduelle où le lessivage est empêchée et sans ajout d'alcalins, en utilisant une solution contenant la concentration en alcalins déterminée au sein du béton, sans ajout supplémentaire d'alcalins**, permettant également de vérifier si les tests en air humide ou en solution alcaline (NaOH 1N) fournissent effectivement une borne inférieure ou supérieure. Cependant, il faut noter que cette méthode ne prendrait toujours pas en compte la contribution potentielle d'alcalins par les granulats, ce qui pourrait potentiellement conduire à des résultats sous-estimés. Cette nouvelle méthode devrait être comparée avec les résultats obtenus en solution alcaline (1N NaOH). Les taux d'expansion doivent également être privilégiés, et des études visant à relier les taux d'expansion observés en laboratoire avec ceux du site sont essentielles pour une bonne interprétation de ces tests. Ces études pourraient ainsi contribuer à développer des modélisations permettant de prédire le comportement futur du béton, en reliant les résultats expérimentaux provenant des sites et des expériences. Cela permettrait d'améliorer les prévisions et d'évaluer la fiabilité de la prognose concernant le comportement réel à venir du béton.

- La limite actuellement préconisée pour l'expansion (0,2%), correspondant à la plastification possible, n'a jamais fait l'objet de validation expérimentale et devrait probablement être reconsidérée. De plus, comme discuté à la section 3.2.7, il a été démontré que des niveaux élevés d'expansion peuvent endommager l'adhérence acier-béton. Si une perte d'adhérence survient, la valeur de 0,2 % perd sa pertinence car elle repose sur une adhérence parfaite. Par conséquent, **il est proposé de reconsidérer cette recommandation des protocoles**. Le risque de plastification des barres d'armature nécessite donc davantage d'investigations afin de développer des recommandations plus précises concernant cet effet. Autre que cet aspect, une autre limite devrait être prise en compte, devant être exprimée en termes de diminution des propriétés structurelles, peut être associée au niveau d'expansion, suggérant qu'au-delà d'un certain seuil, une évaluation structurelle est nécessaire. Des recherches approfondies sur l'influence de la fissuration sur la perte d'adhérence entre le béton et l'armature sont également recommandées.

- Au vu du travail réalisé, **il est conseillé d'effectuer des tests de de caractérisation de la condition du béton (DRI, SDT) suivant la réalisation des essais d'expansion résiduelle afin d'évaluer l'évolution des dommages** pour le type de granulat/sable réactif utilisé, ainsi que l'évolution des propriétés structurelles. Cette étude propose des relations spécifiques pour des bétons utilisant des granulats réactifs de type calcaire siliceux, s'appliquant a priori à différents types de béton tant que le granulat réactif est similaire.
- **Le modèle de fissuration des éprouvettes de béton suivant la réalisation d'un essai d'expansion résiduelle en solution alcaline** peut également être pris en considération et approfondi afin de fournir une **compréhension du mécanisme de dommage lors des tests d'expansion en solution alcaline**.

8 Conclusions

La première question de recherche a pu être explorée. Plutôt que d'utiliser directement le paramètre d'expansion, des relations ont été établies entre la résistance en compression et le DRI, ainsi qu'entre le module de Young (SDT) et l'expansion, permettant de corrélérer le niveau d'expansion obtenu lors des tests effectués dans le protocole à la détérioration des paramètres du béton mécaniques. Les résultats ont montré que la fissuration à l'intérieur des particules de granulats augmente de façon linéaire dans les éprouvettes de béton qui ont été soumises à des conditions naturelles d'exposition telles que celles rencontrées sur le site du pont : cette tendance a également été observée pour les échantillons testés en solution de NaOH. Une tendance approximativement linéaire (nécessitant une vérification additionnelle et la prise en compte de davantage de données) a été identifiée entre la résistance en compression et les valeurs d'endommagement du béton obtenues par le DRI, dans les carottes testées après extraction, reliant indirectement au niveau d'expansion du béton. Les données analysées ont également démontré une diminution à peu près linéaire du module de Young avec l'augmentation de l'expansion et l'endommagement généré lors des tests d'expansion résiduelle, menant en des tendances similaires entre le SDT et le DRI soulignant leur complémentarité. Étant donné que la fissuration des granulats ne s'est pas stabilisée à des niveaux d'expansion élevés, il est anticipé que la diminution de ces paramètres continue jusqu'à ce que toute la silice potentiellement réactive soit consommée. Cependant, afin d'obtenir des relations fiables, il est nécessaire de réaliser une étude plus approfondie avec un nombre plus important et varié d'échantillons présentant différents types de granulats réactifs.

La deuxième question de recherche a également trouvé réponse. Les faibles expansions résiduelles en air humide remettent en question la fiabilité des tests pour évaluer les dommages futurs du béton, et bien que la méthode soit généralement considérée comme la plus "réaliste", le lessivage des alcalis pourrait expliquer cette faible expansion, remettant en question leur représentativité par rapport aux conditions réelles sur site, les résultats de ces tests fournissant ainsi une limite inférieure. Les tests d'expansion résiduelle en solution alcaline (NaOH 1N) se sont montrés plus pertinents pour évaluer le potentiel d'endommagement futur du béton, et fournissent une limite supérieure du potentiel résiduel du béton. Il a été montré que le test ne crée pas de mécanismes supplémentaires dus à l'ajout d'alcalins influençant l'expansion en dehors de la RAS. La continuité des tendances de fissuration entre les échantillons in situ et après avoir subi l'essai d'expansion résiduelle en solution alcaline suggère que cette méthode reproduise fidèlement les mécanismes d'endommagement observés sur site. Les résultats en solution alcaline montrent que la fissuration dans les granulats et la pâte de ciment continue d'augmenter avec l'expansion, sans plafonnement comme suggéré par le modèle de Sanchez et al. (2015) pour des tests d'expansion réalisés en air humide. Un modèle de fissuration s'apparentant aux échantillons en solution alcaline est dès lors proposé. Il est donc proposé de réaliser des tests d'expansion résiduelle en utilisant une solution alcaline à une concentration équivalente à celle déterminée par un test d'extraction des alcalins à l'eau chaude ou à l'eau froide, en supplément des deux autres méthodes d'expansions résiduelles, afin de confirmer l'hypothèse de lessivage et offrir une comparaison pertinente avec les tests en solution alcaline. Finalement, les observations confirmées par les tests DRI (état de fissuration) et SDT (propriétés mécaniques) renforcent la fiabilité des tendances observées et les tests se montrent complémentaires.

9 Bibliographie

[A]

Ahlstrom, The United States Federal Highway Administration's alkali-silica reactivity development and deployment program, 14th ICAAR (International Conference on Alkali Aggregate Reactions), Austin, 2012.

Ahmed, Burley, Rigden, The effect of alkali-silica reaction on the fatigue behaviour of plain concrete tested in compression, indirect tension and flexure, Magazine of Concrete Research, pp. 375–390, 51, 1999.

Allard, Bilodeau, Pissot, Fournier, Bastien, Bissonnette, Expansive behavior of thick concrete slabs affected by alkali-silica reaction (ASR), Construction Building Material, pp. 421–436, 171, 2016.

Allard, Bilodeau, Pissot, Fournier, Bastien, Bissonnette, Expansive behavior of thick concrete slabs affected by alkali-silica reaction (ASR), Construction Building Material, pp. 421–436, 171, 2018.

Alonso, Walker, García, Naito, Pettersson, Puigdomenech, Cuñado, Vuorio Weber, Ueda, Fujisaki, Development of an accurate pH measurement methodology for the pore fluids of low pH cementitious materials (Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co.), Vol. SKB-R-12-02, 2012.

Asamoto, Ohtsuka, Kuwahara, Miura Study, on effects of solar radiation and rain on shrinkage, shrinkage cracking and creep of concrete, Cement and Concrete Research, pp. 590-601, 41 (6), 2011.

ASTM C227 — 03, Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Cement-Aggregate Combinations (Mortar-bar Method), American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, 2003.

[B]

Ballivy, Khayat, Gravel, Houle, Influence of Reinforcement Steel on the Expansion of Concrete Affected by Alkali Aggregate Reaction, 11th ICAAR (International Conference on Alkali Aggregate Reactions), Ville de Québec, pp. 919-928, 2000.

Barbosa, Hansen, Alkali-Silica Reaction in Reinforced Concrete Structures Part II : Shear Strength of Severe ASR Damaged Concrete Beams, XXII Nord. Concr. Res. Symp., Iceland, pp. 69–72, 2014.

Barbosa, Gustenhoff, Kielsgaard, Cao, Grel, Influence of alkali-silica reaction and crack orientation on the uniaxial compressive strength of concrete cores from slab bridges, Construction Building Material, pp. 440–451, 176, 2017.

Béland, Détermination de l'influence des paramètres physico-chimiques de base du béton sur la cinétique et le potentiel résiduel de la réaction alcalis-silice (Mémoire MSc), Université Laval, 2020.

Ben Haha, Gallucci, Guidoum, Scrivener, Relation of expansion due to alkali silica reaction to the degree of reaction measured by SEM image analysis, Cement and Concrete Research, pp. 1206-1214, 37(8), 2007.

Bérubé, Dupont, Pigeon, Stoian, Expansion test methods for mass concrete exposed to alkali-aggregate reaction, International Conference on Concrete Alkali Aggregate Reactions in Hydroelectric Plants and Dams, 1992.

Bérubé, Frenette, Landry, McPhedran, Pedneault, Ouellet, Évaluation du potentiel résiduel de réaction et d'expansion du béton en service atteint de réactivité alcalis-silice, Rapport final no.CO-93-04, pp. 151, 1994.

Bérubé, Durand, Vézina, Fournier, Alkali-aggregate reactivity in Quebec (Canada), Canadian journal of civil engineering, pp. 226-245, 27(2), 2000.

Bérubé, Frenette, Pedneault, Rivest, Laboratory Assessment of the Potential Rate of ASR Expansion of Field Concrete, Cement, Concrete and Aggregates, pp. 13-19, 24(1), 2002a.

Bérubé, Duchesne, Dorion, Rivest, Laboratory assessment of alkali contribution by aggregates to concrete and application to concrete structures affected by alkali-silica reactivity, Cement and Concrete Research, pp. 1215-1227, 32(8), 2002b.

Bérubé, Smaoui, Côté, Expansion Tests on Cores from ASR-Affected Structures. 12th Conference on AAR in Concrete, Beijing (China), pp. 821-832, Vol. 2, 2004a.

Bérubé, Smaoui, Bissonnette, Fournier, Évaluation du comportement structural des infrastructures routières affectées de réactions alcalis-granulats – Phase II – Rapport final (no 2), Centre de recherche sur les infrastructures en béton (CRIB) et ICON/CANMET, pp. 230, 2004b.

Bérubé, Smaoui, Bissonnette, Fournier, Outil d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de réactions alcalis-silice (RAS), Ministère des Transports du Québec, pp. 156, 2005a.

Bérubé, Smaoui, Fournier, Bissonnette, Durand, Evaluation of the expansion attained to date by concrete affected by alkali-silica reaction - Part III : Application to existing structures, Canadian Journal of Civil Engineering, pp. 463-479, 32(3), 2005b.

Bleszynski, Thomas, Microstructural Studies of Alkali-Silica Reaction in Fly Ash Concrete Immersed in Alkaline Solutions, Advanced Cement Based Materials, pp. 66-78, 7, 1998.

Buckley, Greenblatt, The sol-gel preparation of silica gels, Journal of Chemical Education, pp. 599-602, 71(7), 1994.

Bunker, Molecular mechanisms for corrosion of silica and silicate glasses, Journal of Non-Crystalline Solids, pp. 300-3087, 179, 1994.

[C]

Canadian Standards Association (CSA), Standard Practice to Identify Degree of Alkali-Aggregate Reactivity of Aggregates and to Identify Measures to Avoid Deleterious Expansion in Concrete, CSA A23.2-27A, Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada, 2000.

Chatterji, The role of $\text{Ca}(\text{OH})_2$ in the breakdown of portland cement concrete due to alkali-silica reaction, *Cement and Concrete Research*, pp. 185–188, 9, 1979.

Clark, Yen-Bower, Corrosion of glass surfaces, *Surface Science*, pp. 53–70, 100, 1980.

Clayton, Structural performance of ASR affected concrete, 14th ICAAR (International Conference on Alkali Aggregate Reactions), Kyoto, Japan, 17-20. Edited by K. Okada, S. Nishibayashi, and M. Kawamura, Elsevier Science Pub.Co, New York, pp. 671-676, 1989.

Clayton, Currie, Moss, The effects of alkali-silica reaction on the strength of prestressed concrete beams, *The structural Engineer*, pp. 287-292, 68, 1990.

Clemena, Lane, Freeman, Lozev, Evaluation of nondestructive evaluation methods for application in early detection of deterioration in concrete pavements, Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, USA, pp. 26, VTRC 00-R13, 2000.

Courtier, The assessment of ASR-affected structures. *Cement and Concrete Composites*, pp. 191-201, 12(3), 1990.

Crisp, Wood, Norris, Towards Quantification of Microstructural Damage in AAR Deteriorated Concrete, International Conference on Recent Developments on the Fracture of Concrete and Rock, The University of Wales, Cardiff, 1989.

Crisp, Waldron, Wood, Development of a non-destructive test to quantify damage in deteriorated concrete, *Magazine of Concrete Research*, pp. 247–256, 45, 1993.

Crouch, Specification for the determination of stiffness damage parameters from the low cyclic uniaxial compression of plain concrete cores, Revision A, Mott, Hay, Anderson, Special services division, internal technical note, 1987.

Crouch, Wood, Damage evolution in ASR affected concretes., *Engineering Fracture Mechanics*, pp. 211–218, 35, 1990.

[D]

Diamond, ASR - Another Look at Mechanisms, 8th ICAAR (International Conference on Alkali Aggregate Reactions), (Eds. K. Okada, S. Nishibayashi, and M. Kawamura), Kyoto, Japan, pp. 83–94, 1989.

Dunant, Scrivener, Effects of uniaxial stress on alkali-silica reaction induced expansion of concrete, *Cement and Concrete Research*, pp. 567–576, 42, 2012.

Dunbar, Grattan-Bellew, Results of damage rating evaluation of condition of concrete from a number of structures affected by ASR, CANMET/ACI International Workshop on Alkali-Aggregate Reactions in Concrete, Darmouth, Canada, pp.257-266, 1995.

[E]

Esposito, Anaç, M.A.N. Hendriks, Influence of the Alkali-Silica Reaction on the Mechanical Degradation of Concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*, pp. 28, 2016.

[F]

Fan, Hanson, Length expansion and cracking of plain and reinforced concrete prisms due to alkali–silica reaction, *Journal of the American Concrete Institute*, pp. 480–487, 95, 1998.

Fecteau, Fournier, Residual expansion testing : New aspects on cores extracted from exposure blocks submitted to environmental conditions, 14th ICAAR (International Conference on Alkali Aggregate Reactions), Austin (USA), 10, 2012.

Fournier, Bérubé, Application of the NBRI accelerated mortar bar test to siliceous carbonate aggregates produced in the St. Lawrence Lowlands (Quebec, Canada) : Proposed limits, rates of expansion, and microstructure of reaction products, *Cement and Concrete Research*, 1991.

Fournier, Bérubé, Thomas, Smaoui, Folliard, Evaluation and Management of Concrete Structures Affected by Alkali-Silica Reaction – A Review, 7th CANMET/ACI International Conference on Recent Advances in Concrete Technology, pp. 60, 2004.

Fournier, Bérubé, Folliard, Thomas, Report on the Diagnosis, Prognosis, and Mitigation of Alkali-Silica Reaction (ASR) in Transportation Structures, Federal Highway Administration (FHWA), 2010.

Fournier, Khaleghi, Khani, Conciatori, Bissonette, Evaluation of the Actual Condition, Mechanical Performance, and Durability of Concrete Elements of the Champlain Bridge, Université Laval, 2024.

[G]

Gao, Multon, Sellier, Optimising an expansion test for the assessment of alkali-silica reaction in concrete structures, *Materials and Structures*, pp. 1641–1653, 44(9), 2011.

Giaccio, Torrijos, Tobes, Batic, Zerbino, Development of Alkali-Silica Reaction under Compressive Loading and Its Effects on Concrete Behavior, *ACI Materials Journal*, pp. 223–230, 106, 2009.

Gholizadeh Vayghan, Rajabipour, The composition–rheology relationships in alkali–silica reaction gels and the impact on the gels’ deleterious behavior, *Cement and Concrete Research*, 2015.

Golterman, Mechanical predictions on concrete deterioration — part 2 : classification on crack patterns, *Journal of the American Concrete Institute*, pp. 01–06, 92, 1995.

Gravel, Ballivy, Expansion of AAR Concrete under Triaxial Stresses : Simulation with Instrumented Concrete Block., 14th ICAAR (International Conference on Alkali Aggregate Reactions), Québec, Canada, 2000.

Grattan-Bellew, Danay, Comparison of laboratory and field evaluation of AAR in large dams, *Proc. of the Int. Conf. on Concrete AAR in Hydroelectric Plants and Dams*, Canadian Electrical Association and Canadian National Committee of the Int. Commission on Large Dams, pp. 23, 1992.

Grattan-Bellew, Laboratory Evaluation of Alkali-Silica Reaction in Concrete from Saunders Generating Station, *ACI Materials Journal*, 92(2), 1995.

Grattan-Bellew, Mitchell, Quantitative petrographic analysis of concrete –The Damage Rating Index (DRI) method, a review. Proc. Marc-André Bérubé symposium on AAR in concrete, CANMET/ACI Advances in concrete technology seminar, Montréal, Canada, pp. 321-334, 2006.

[H]

Hansen, Studies relating to the mechanism by which the alkali-aggregate reaction proceeds in concrete, *Journal of the American Concrete Institute*, pp. 213-227, 15(3), 1994.

Hansen, Barbosa, Hoang, Shear capacity of ASR damaged structures – In-depth analysis of some in-situ shear tests on bridge slabs, , 1th ICAAR (International Conference on Alkali Aggregate Reactions), 2016.

Hench, Clark, Physical chemistry of glass surfaces, *Journal of Non-Crystalline Solids*, pp. 83–105, 28, 1978.

Hixson, NextEra and NRC to continue monitoring ASR degradation at Seabrook Station Nuclear Power Plant, *Enformable Nuclear News*, 2012.

Huang, Hui, Wang, The Creep and Shrinkage of Concrete, China Electric Power Press, Beijing, 2012.

Hooton, Rogers, MacDonald, Ramlochan, Twenty-Year Field Evaluation of Alkali-Silica Reaction Mitigation, *Journal of the American Concrete Institute*, pp. 539-548, 110(5), 2013.

[I]

Ichikawa, Miura, Modified model of alkali–silica reaction, *Cement and Concrete Research*, pp. 1291–1297, 37, 2007.

Iler, The Chemistry of Silica : Solubility, Polymerization, Colloid and Surface Properties and Biochemistry, Wiley, 1979.

Institution of Structural Engineers (ISE), Structural Effects of Alkali-Silica Reaction –Technical Guidance Appraisal of Existing Structures, Institution of Structural Engineers, pp. 45, 1992.

[J]

Jones, Clark, The effects of restraint on ASR expansion of reinforced concrete, *Magazine of Concrete Research*, pp. 1–13, 48, 1996.

[K]

Knudsen, Thaulow, Quantitative microanalyses of alkali–silica gel in concrete, *Cement and Concrete Research*, pp. 443–454, 5, 1979.

Kobayashi, Load carrying behaviour of concrete structures and members affected by alkali-aggregate reactions : reinforced concrete beams”, *Concrete Journal*, Japan Concrete Institute, pp. 70-78, 24, 1989.

Kubo, Nakata, Effect of reactive aggregate on mechanical properties of concrete affected by alkali-silica reaction., 14th ICAAR (International Conference on Alkali Aggregate Reactions), 2012.

Kunitz, Syneresis and swelling of gelatin, *Journal of General Physiology*, pp. 289–312, 12, 1928.

[L]

Larive, Laplaud, Joly, Behavior of AAR-affected concrete : experimental data, in : 10th Int. Conf. AAR, pp. 670–677, 1996.

Le Roux, Massieu, Godart, Evolution under stress of a concrete affected by AAR - Application to the feasibility of strengthening a bridge by prestressing, 9th ICAAR (International Conference on Alkali Aggregate Reactions), pp. 599-606, 1992.

Leemann, Katayama, Fernandes, Broekmans, Types of alkali-aggregate reactions and the products formed, *Institut. Civ. Eng. - Constr. Mat.*, pp. 169 128, 2016.

Leemann, Gora, Lothenbach, Heuberger, Alkali silica reaction in concrete - Revealing the expansion mechanism by surface force measurements, *Cement and Concrete Research*, 2024.

Lindgård, Andiç-Çakir, Fernandes, Rønning, Thomas, Alkali-silica reactions (ASR) : Literature review on parameters influencing laboratory performance testing, *Cement and Concrete Research*, pp. 223-243, 2012.

Lindgård, Thomas, Sellevold, Pedersen, Andiç-Çakır, Justnes, Rønning, Alkali-silica reaction (ASR)—performance testing : Influence of specimen pre-treatment, exposure conditions and prism size on alkali leaching and prism expansion, *Cement and Concrete Research*, pp. 68-90, 53, 2013.

[M]

Martin, Sanchez, Fournier, Toutlemonde, Evaluation of different techniques for the diagnosis and prognosis of Internal Swelling Reaction (ISR) mechanisms in concrete, *Construction Building Material*, pp. 956–964, 156, 2017.

Majlesi, A laboratory investigation into the structural performance and mechanical properties of plain and reinforced concrete elements affected by alkali silica reaction, Queen Mary and Westfield Collage University of London, 1994.

McGowan, Vivian, Studies in cement-aggregate reaction : correlation between crack development and expansion of mortars, *Australian Journal of Applied Science*, pp. 228-232, 3, 1952.

McLeish, Structural implications of the alkali silica reaction in concrete, Report 177, Transport and Road Research Laboratory (TRRL), Wokingham, Berkshire United Kingdom, 1990.

MERL Report-09-23, New Recommendations for ASR Mitigation in Reclamation Concrete Construction, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 2009.

Miyagawa, Seto, Sasaki, Mikata, Kuzume, T. Minam, Fracture of reinforcing steels in concrete structures damaged by alkali-silica reaction : field survey, mechanism and maintenance, *Journal of Advanced Concrete Technology*, pp. 339–355, 4, 2006.

Mohammadi, Ghiasvand, Nili, Relation between mechanical properties of concrete and alkali-silica reaction (ASR), a review, *Construction Building Material*, pp. 119-567, 258, 2020.

Molchanov, Prikhidko, Corrosion of silicate glasses by alkaline solutions, *Russian Chemical Bulletin*, pp. 1179–1184, 6(10), 1957.

Morenon, Multon, Sellier, Grimal, Hamon, Bourdarot, Impact of stresses and restraints on ASR expansion, *Construction Building Material*, pp. 58–74, 140, 2017.

Multon, Seignol, Toutlemonde, Structural behavior of concrete beams affected by alkali silica reaction, *Journal of the American Concrete Institute*, pp. 67–76, 102, 2005.

Multon, Toutlemonde, Effect of applied stresses on alkali-silica reaction-induced expansions., *Cement and Concrete Research*, pp. 912–920, 36, 2006.

Multon, Barin, Godart, Toutlemonde, Estimation of the residual expansion of concrete affected by alkali silica reaction, *ASCE, Journal of Materials in Civil Engineering*, pp. 54–62, 20, 2008.

Multon, Sellier, Multi-scale analysis of alkali–silica reaction (ASR) : Impact of alkali leaching on scale effects affecting expansion tests, *Cement and Concrete Research*, pp. 122-133, 81, 2016.

[N]

Nixon, Bollinghaus, The Effect of Alkali Aggregate Reaction on Tensile and Compressive Strength of Concrete, *Durability of Building Materials*, pp. 243-248, 2(3), 1985.

NRC Information Notice, Concrete Degradation by Alkali–Silica Reaction, United States Nuclear Regulatory Commission, 2011-20.

Ng, Effect of alkali-silica reaction on the punching shear capacity of reinforced concrete slabs, The University of Birmingham, England, U.K, 1991.

[O]

Özkan, Canan, Mehmet Ali, Influence of aggregate type on mechanical behavior of normal- and high-strength concretes, *Journal of the American Concrete Institute*, pp. 99, 2002.

[P]

Plusquellec, Geiker, Lindgård, Duchesne, Fournier, De Weerd, Determination of the pH and the free alkali metal content in the pore solution of concrete : Review and experimental comparison, *Cement and Concrete Research*, pp. 96, 13-2, 2017. Poole, Alkali-silica reactivity mechanisms of gel formation and expansion, 9th ICAAR (International Conference on Alkali Aggregate Reactions), London (UK), pp. 782-789, 104, 1992.

Powers, Steinour, An investigation of some published researches on alkali-aggregate reaction. I. The chemical reactions and mechanism of expansion, *Journal of the American Concrete Institute*, pp. 497-516, 26(6), 1955a.

Powers, Steinour, An interpretation of some published researches on the alkali-aggregate reaction, Part 2 : A hypothesis concerning safe and unsafe reactions with reactive silica in concrete, *Journal of the American Concrete Institute*, pp. 785-811, 26(8), 1955b.

Powers, Shrimmer, Quantification of ASR in concrete : An introduction to the Damage-Rating Index method, 29th Cement Microscopy International Conference (ICMA) Montreal (Canada), pp. 345-353, 2007.

Putterill, Oberholster, Investigation of different variables that influence the expansion of concrete caused by alkali-aggregate reaction under natural environmental conditions, National Building Research Institute, Council for Scientific and Industrial Research, Pretoria, South Africa, Report BBR 626, 1985.

[R]

Reinhardt, Mielich, A fracture mechanics approach to the crack formation in alkali-sensitive grains, *Cement and Concrete Research*, pp. 255-262, 41(3), 2011.

Rigden, Salam, Burley, The influence of stress intensity and orientation upon the mechanical properties of ASR affected concrete, 9th ICAAR (International Conference on Alkali Aggregate Reactions), pp. 865-876, 27-31, 1992.

Rivard, Fournier, Ballivy, Quantitative petrographic technique for concrete damage due to ASR : experimental and application, *Cement, Concrete and Aggreg.*, pp. 63–72, 22, 2000.

Rivard, Fournier, Ballivy, The DRI method for ASR affected concrete - A Critical Review of Petrographic features of Deterioration and Evaluation Criteria, *Cement, Concrete and Aggregates*, pp. 1-10, 24(2), 2002.

Rivard, Ballivy, Assessment of the expansion related to alkali-silica reaction by the Damage Rating Index method, *Construction and Building Materials*, pp. 83-90, 19, 2005.

Rogers, Hooton, Reduction in mortar and concrete expansion with reactive aggregates due to alkali leaching., *Cement, Concrete and Aggregates*, pp. 42–49, 13(1), 1993.

[S]

Salles, Pínfari, Kuperman, Mizumoto, H. de Mayo Bernardes, Jaguari, Hydropower plant — evaluation, diagnosis and control of a structure affected by alkali–silica reaction, 14th ICAAR (International Conference on Alkali Aggregate Reactions), Austin, Texas, 2012.

Saouma, Diagnosis and Prognosis of AAR Affected Structures : State-of-the Art Report of the RILEM Technical Committee 259-ISR, Springer International Publishing, 31, 2021.

Sanchez, Fournier, Jolin, Bastien, 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, *Cement and Concrete Research*, pp. 213-229, 56, 2014.

Sanchez, Fournier, Jolin, Duchesne, Reliable quantification of AAR damage through assessment of the Damage Rating Index (DRI), *Cement and Concrete Research*, pp. 74-92, 67(0), 2015.

Sanchez, Fournier, Jolin, Bastien, Mitchell, Practical use of the Stiffness Damage Test (SDT) for assessing damage in concrete infrastructure affected by alkali-silica reaction, *Construction and Building Materials*, pp. 1178-1188, 125, 2016.

Sanchez, Fournier, Jolin, Mitchell, Bastien, Overall assessment of Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in concretes presenting different strengths and incorporating a wide range of reactive aggregate types and natures, 2017.

Sanchez, Drimalas, Fournier, Mitchell, Bastien, Comprehensive damage assessment in concrete affected by different internal swelling reaction (ISR) mechanisms, *Cement and Concrete Research*, pp. 284–303, 107, 2018.

Sanchez, Fournier, Mitchell, and Bastien, J., Condition assessment of an ASR-affected overpass after nearly 50 years in service, *Construction and building material*, 2020.

Schloze, Chemical durability of glasses, *Journal of Non-Crystalline Solids*, pp. 91–103, 52 (1–3), 1982.

Sellier, Bourdarot, Multon, Cyr, Grimal, Combination of Structural Monitoring and Laboratory Tests for Assessment of Alkali-Aggregate Reaction Swelling : Application to Gate Structure Dam, 2009.

Shrimer, Application and use of Damage Rating Index in assessment of AAR-affected concrete-selected case studies. *Proc. 11th Int. Conf. on AAR in Concrete*, Québec, Canada, pp. 899-907, 2000.

Sims, Hunt, Miglio, Quantifying Microscopical Examinations of Concrete for AAR and Other Durability Aspects, *Durability of Concrete*, G. M. Idorn International Symposium, SP-131, J. Holm and M. Geiker, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 267-287, 1992.

Sjöberg, Silica in aqueous environments, *J. Non-Cryst. Solids*, pp. 51–57, 196, 1996.

Smaoui, Fournier, Bérubé, Bissonnette, Durand, Fournier, Bissonnette, Durand, Evaluation of the expansion attained to date by concrete affected by alkali silica reaction. Part I :Experimental study, *Canadian Journal of Civil Engineering*, pp. 826–845, 31, 2004.

Smaoui, Fournier, Bissonnette, Influence of Specimen Geometry , Orientation of Casting Plane , and Mode of Concrete Consolidation on Expansion Due to ASR, *Cement, Concrete and Aggregates*, pp. 1–13, 26, 2004.

Smaoui, Bérubé, Fournier, Bissonnette, Durand, Effects of alkali addition on the mechanical properties and durability of concrete, *Cement and Concrete Research*, pp. 203–212, 35, 2005.

Smaoui, Bissonnette, Bérubé, Fournier, Durand, Mechanical properties of ASR-affected concrete containing fine or coarse reactive aggregates, *J. ASTM Int.*, pp. 1–16, 3, 2006.

Smaoui, Bissonnette, Bérubé, Fournier, Stresses induced by alkali–silica reactivity in prototypes of reinforced concrete columns incorporating various types of reactive aggregates, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 34(12), 2008.

Sørgaard, Oseland, Kanstad, Hendriks, Rodum, Experimental investigation of ASR-affected concrete – The influence of uniaxial loading on the evolution of mechanical properties, expansion and damage indices, *Construction Building Material*, pp. 118384–118398, 245, 2020.

Stanton, Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, pp. 1781–1811, 66(10), 1940.

St-John, Alkali-Aggregate Reaction in New Zealand – A Continuing Problem, 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in Concrete, edited by K. Okada, S. Nishibayashi and M. Kawamura. August, pp. 51-56, 1989.

Swamy, Al Asali, Influence of Alkali-Silica Reaction on the Behaviour of Reinforced Concrete Columns, 4th International Conference on Durability of Building Materials and Components, Singapore, pp. 813-819, 2, 1987.

Swamy, Al Asali, Effects of Alkali-Silica Reaction on the Structural Behaviour of Reinforced Concrete Beams, ACI Structural Journal, pp. 451-459, 86, 1989.

Swamy, Alkali-Silica Reaction and Concrete Structures, Structural engineering Review, pp. 89-103, 2, 1990.

Swamy, Effects of alkali aggregate reactivity on material stability and structural integrity. In proceedings, of the CANMET/ACI International Workshop on Alkali aggregate reactions in concrete - Dartmouth, Nova Scotia, pp. 1-4 October 1995. Compiled by B. Fournier. Canada Centre for Minerals and Energy Technology, Ottawa, Ont. pp. 293 -310, 1995.

[T]

Thériault, Fournier, Bissonnette, Évaluation de la condition actuelle et de l'endommagement potentiel par la réaction alcalis-silice (RAS) d'une structure de béton en conditions immergées, Faculté des Études Supérieures de l'Université Laval, 2022a.

Thériault, Fournier, Fecteau, Bissonnette, Rapport final : Étude préliminaire du risque associable à la RAG de l'estacade du pont Champlain, Ponts Jacques-Cartier et Champlain inc (PJCCI), 2022b.

Thomas, The role of calcium hydroxide in alkali recycling in concrete, Materials Science of Concrete Special Volume on Calcium Hydroxide in Concrete, (Ed. J. Skalny, J. Gebauer and I. Odler), American Ceramic Society, Westerville, OH, pp. 269-280, 2001.

Thomas, Fournier, Folliard, Alkali-aggregate reactivity (AAR) facts book, Federal Highway Administration (FHWA), 2013a.

Thomas, Folliard, Fournier, Rivard, Drimalas, Methods for Evaluating and Treating ASR-Affected Structures : Results of Field Application and Demonstration Projects, Federal Highway Administration (FHWA), pp. 80, 1, 2013b.

Thomas, Michael, Ideker, North America (USA and Canada), in : I. Sims, Alan Poole (Eds.), Alkali-Aggregate React, A World Rev., 1st ed., CRC Press, pp. 467–491, 2017.

Thompson, Charlwood, Steele, Curtis, Mactaquac generating station intake and spillway remedial measures, Proc. 18th Int. Cong. on Large Dams, Durban, South Africa, pp. 342–368, 1, 1994.

Torii, Sannoh, Kubo, Ohashi, Serious damages of ASR affected RC bridge piers and their strengthening techniques, 12th ICAAR (International Conference on Alkali Aggregate Reactions), pp. 1283–1288, 2004.

Trottier, Zahedi, Ziapour, Sanchez, Locati, Microscopic assessment of recycled concrete aggregate (RCA) mixtures affected by alkali-silica reaction (ASR), *Construction Building Material*, pp. 121-250, 269, 2021.

Trottier, Ziapour, Zahedi, Sanchez, Locati, Microscopic characterization of alkali silica reaction (ASR) affected recycled concrete mixtures induced by reactive coarse and fine aggregates, *Cement and Concrete Research*, pp. 10-426, 144, 2021.

[U]

Urhan, Alkali silica and pozzolanic reactions in concrete. Part 1 : interpretation of published results and an hypothesis concerning the mechanism, *Cement and Concrete Research*, pp. 141–152, 17, 1987.

[V]

Varshneya, *Fundamentals of Inorganic Glasses*, 2nd ed. Academic Press Inc, San Diego, CA, 1994.

Villeneuve, Détermination de l'endommagement du béton par méthode pétrographique quantitative, Thèse de maîtrise, Université Laval, 2011.

Villeneuve, Fournier, Duchesne, Determination of the damage in concrete affected by ASR — the damage rating index (DRI), 14th ICAAR (International Conference on Alkali Aggregate Reactions), Austin (Texas), 2012.

[W]

Walsh, The effects of cracks on the uniaxial elastic compression of rocks, *Journal of Geophysical Research*, pp. 339–411, 70, 1985.

Wang, Gillott, Mechanism of Alkali-Silica Reaction and the Significance of Calcium Hydroxide, *Cement and Concrete Research*, pp. 647-654, 21(4), 1991.

Wood, When does AAR stop : in the laboratory and in the field, 12th ICAAR (International Conference on Alkali Aggregate Reactions), Beijing, China, pp. 1016–1024, 2004.

[Z]

Zahedi, Sanchez, Noël, Evaluating asr physicochemical process under distinct restraint conditions for a better assessment of affected concrete infrastructure, UOttawa, 2021.

Zubaida, Zahedi, Sanchez, Rivard, Evaluation of the potential of residual expansion in concrete affected by Alkali Aggregate Reaction, 14th ICAAR (International Conference on Alkali Aggregate Reactions), pp. 1-3, 2020.

A Annexe

A.1 Méthodologie

A.1.1 Détails de prélèvement des carottes

Chevêtre exposée - D7-39

Les sections retirées sont donc les sections D7-39-1 (Figure 83), D7-39-2 (Figure 84).



FIGURE 83 – Section D7-39-1 du chevêtre exposé - Fournier et al, 2024

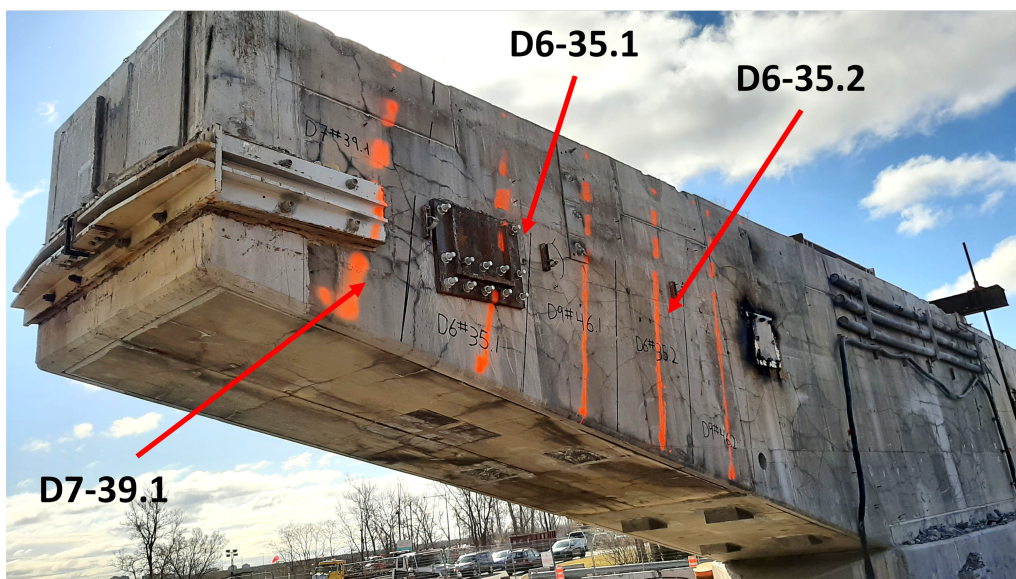


FIGURE 84 – Section D7-39-2 du chevêtre exposé - Fournier et al, 2024

La plupart des forages sont réalisés en direction verticale, mais quelques carottes ont été extraites horizontalement. Les carottes horizontales sont réservées aux tests DRI sur toute leur longueur. Encore une fois, l'orientation de la fissuration n'est pas considérée ici, car l'objectif est d'associer les résultats des méthodes à des profondeurs équivalentes. Les forages verticaux et horizontaux sont illustrés dans la Figure 85. À l'extrémité du chevêtre, un béton de réparation d'une épaisseur de 20 à 30 centimètres est identifiable.



FIGURE 85 – Direction de forage horizontale et verticale - Chevêtre exposé - Fournier et al, 2024

Les carottes obtenues ainsi que les différentes méthodes d'essais sont présentées aux Figures 86, 87, 88. La légende des différents tests appliqués est représentée à la Figure 40. Les sous-carottes de couleur rose à l'extrémité représente le béton de réparation.

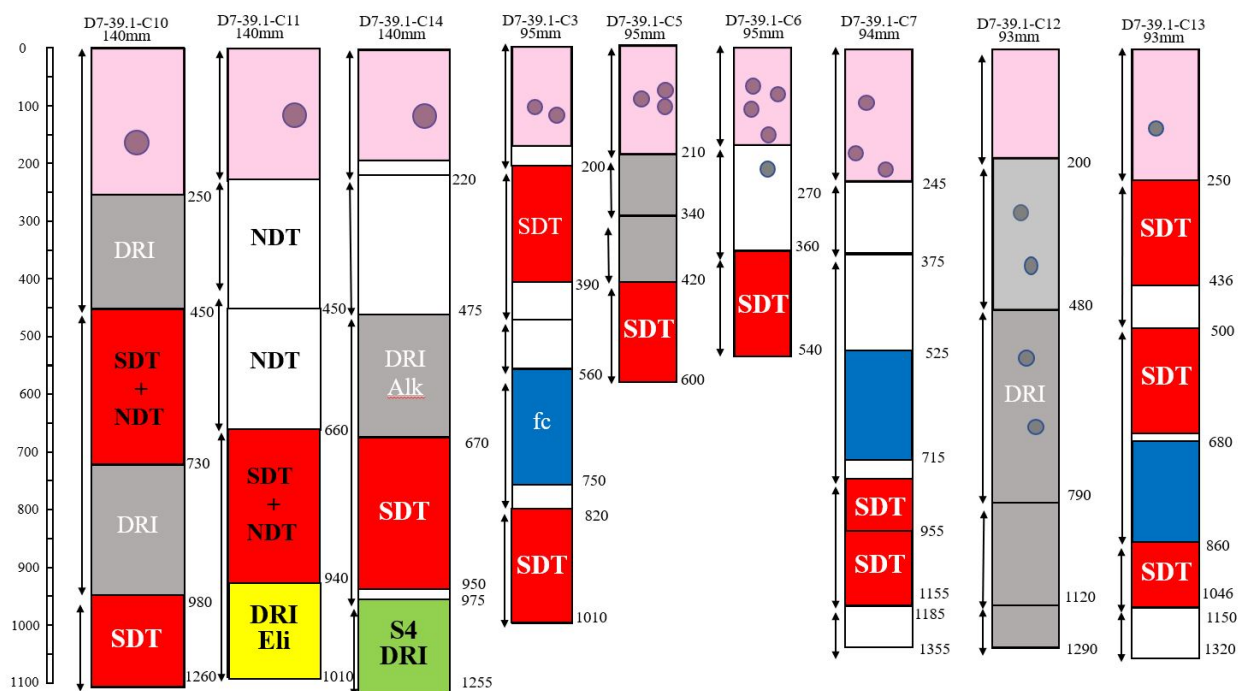


FIGURE 86 – Plan d'essai D7-39-1 - Fournier et al, 2024

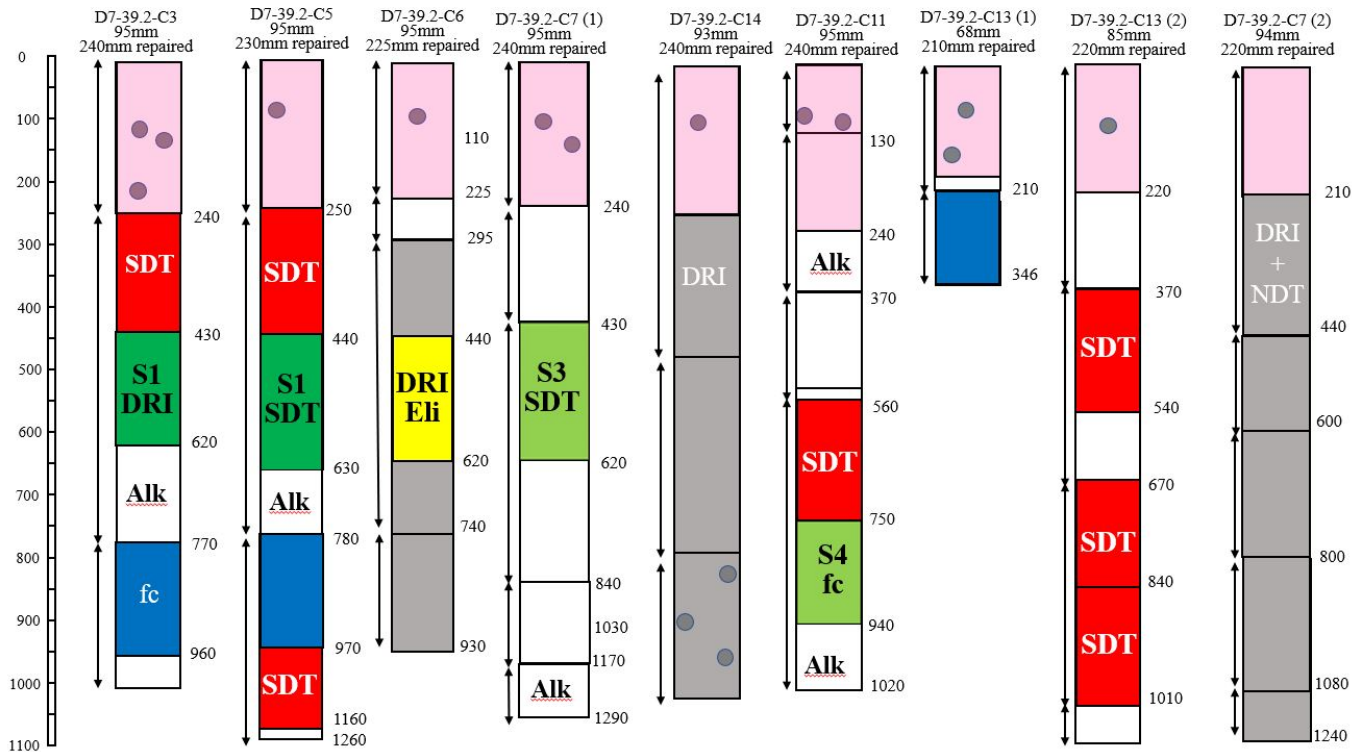


FIGURE 87 – Plan d'essai D7-39-2 - Fournier et al, 2024

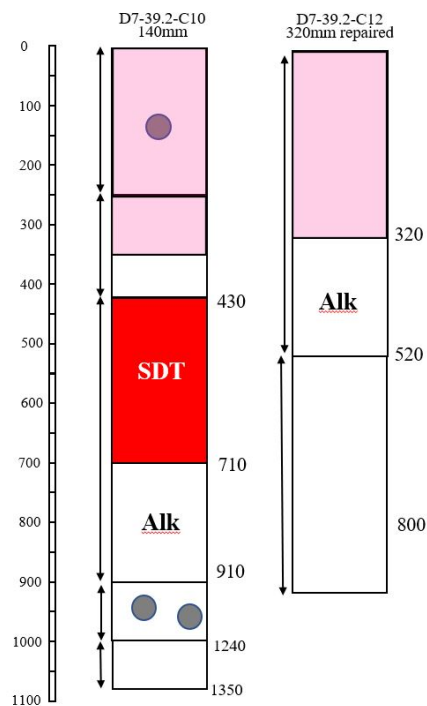


FIGURE 88 – Plan d'essai D7-39-2 - Fournier et al, 2024

Chevêtre non exposée - D6-35

La Figure 83 présente les sections D6-35-1 et D6-35-2, et la Figure 84 montre la section D6-35-3. Les carottes obtenues ainsi que les différentes méthodes d'essais sont présentées aux Figures 89, 90, 91. La légende des différents tests appliqués est représentée à la Figure 40.

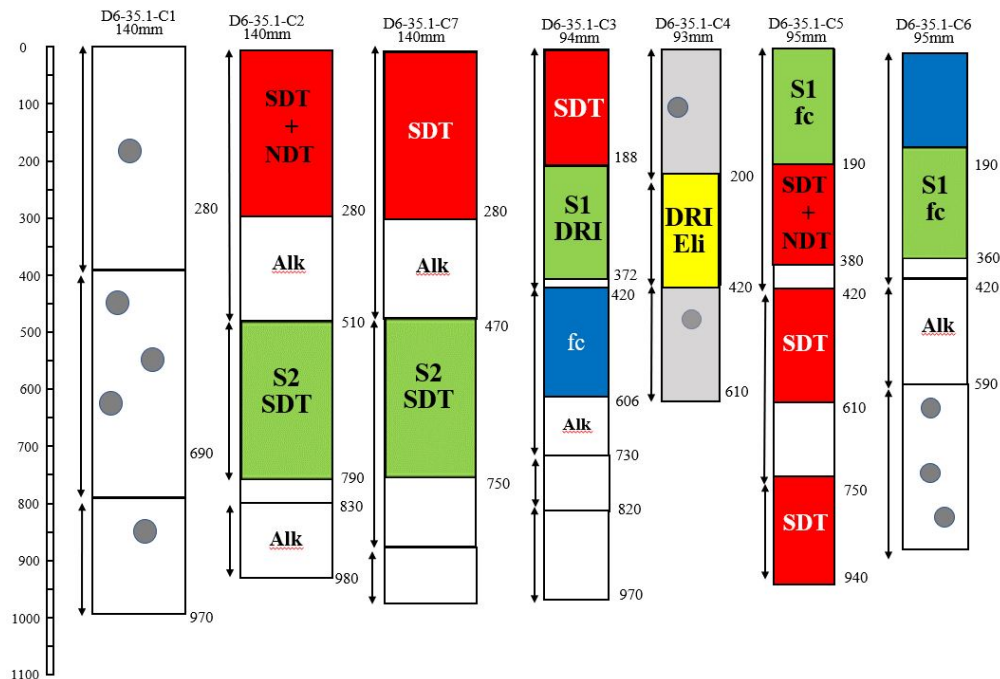


FIGURE 89 – Plan d'essai D6-35-1 - Fournier et al, 2024

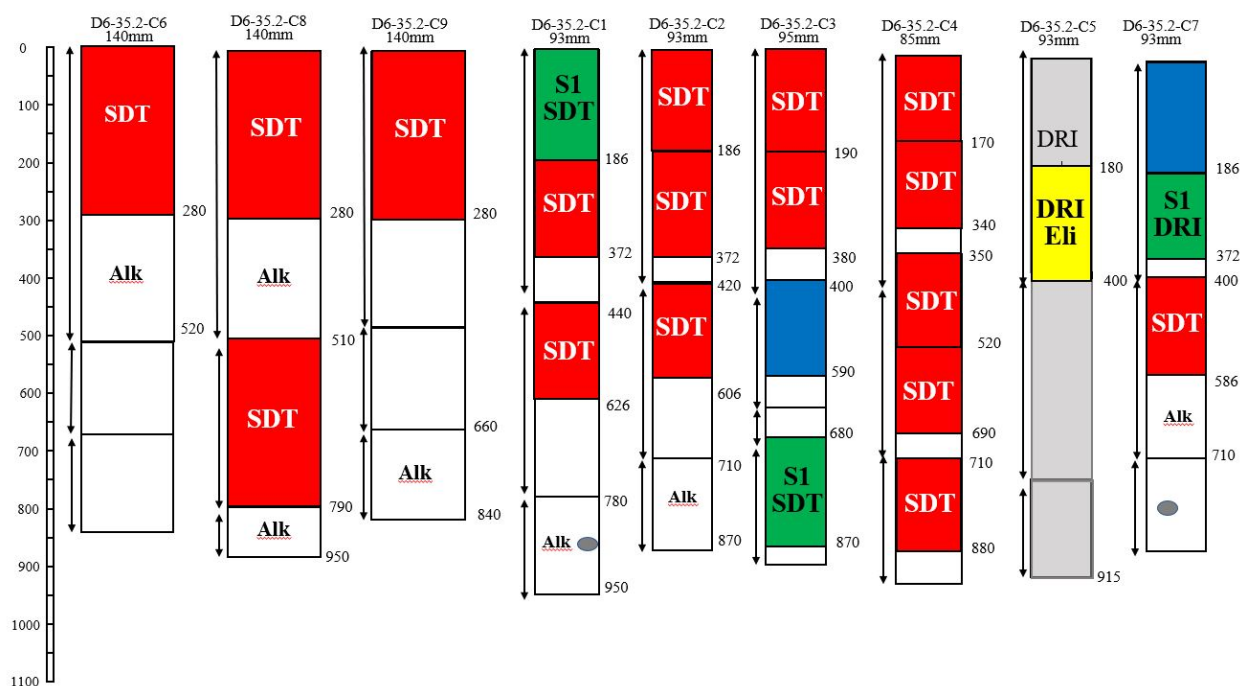


FIGURE 90 – Plan d'essai D6-35-2 - Fournier et al, 2024

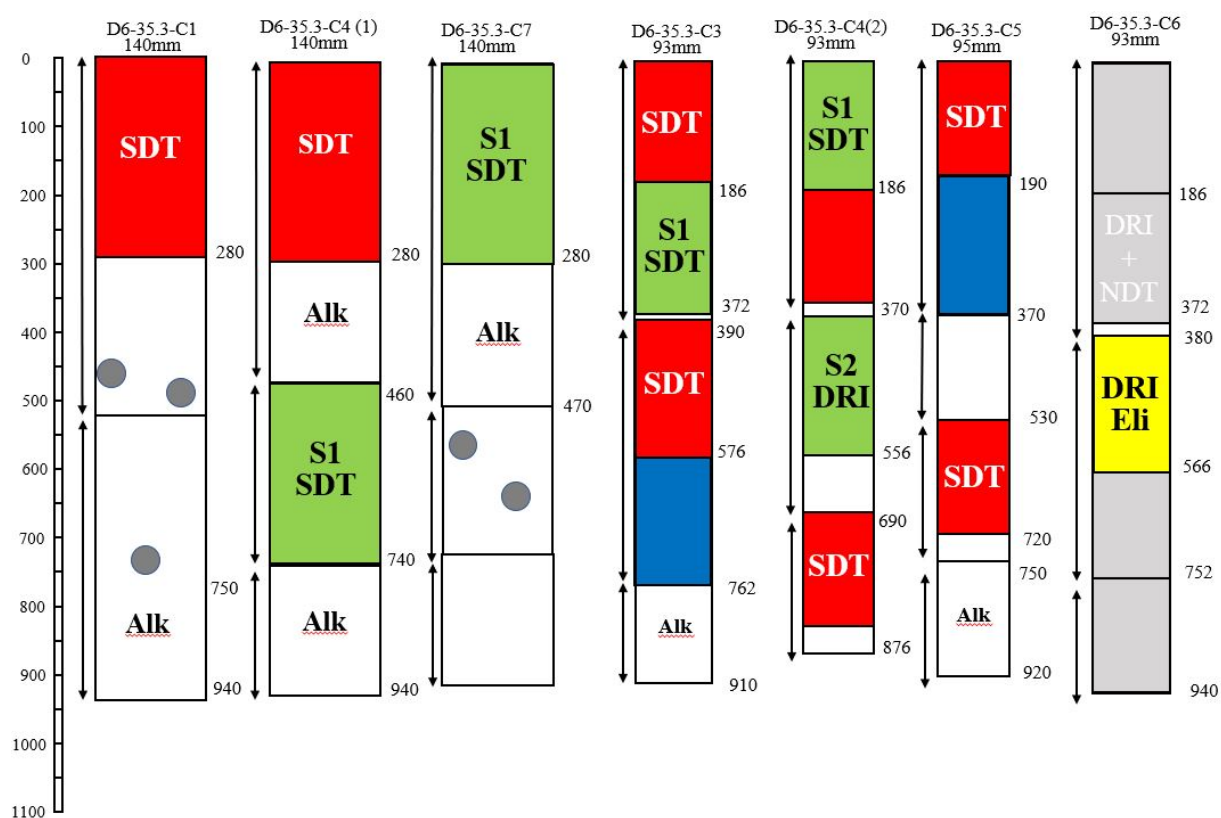


FIGURE 91 – Plan d'essai D6-35-3 - Fournier et al, 2024

A.1.2 Comparaison des résultats des tests effectués

Sommet de la pile - D7-38

TABLEAU 17 –

■ Test d'expansion résiduelle - Air humide

■ Test d'expansion résiduelle - Solution NaOH 1N

Comparaison des résultats SDT obtenus sur carottes comparables avant et après les tests d'expansion résiduelle - D7-38

Comparaison SDT	
Elément D7-38-2	
<i>Avant expansion</i>	<i>Après expansion</i>
D7-38-1-C1 240-520 mm	D7-38-1-C4(2) 280-550 mm
D7-38-1-C5 515-795 mm	D7-38-1-C4(2) 700-980 mm
D7-38-1-C3 0-200 mm	D7-38-1-C6 0-200 mm
D7-38-2-C4 0-200 mm	D7-38-2-C5 0-200 mm

TABLEAU 18 –

■ Test d'expansion résiduelle - Air humide

■ Test d'expansion résiduelle - Solution NaOH 1N

Comparaison des résultats DRI obtenus sur carottes avant et après les tests d'expansion résiduelle - D7-38

Comparaison DRI			
Elément D7-38-1		Elément D7-38-2	
<i>Avant expansion</i>	<i>Après expansion</i>	<i>Avant expansion</i>	<i>Après expansion</i>
D7-38-1-C2 200 - 400 mm	D7-38-1-C3 200 - 400 mm	D7-38-2-C8 0 - 280 mm	D7-38-2-C6 0 - 200 mm
D7-38-1-C5 795-1025 mm	D7-38-1-C1 690 - 970 mm	D7-38-2-C8 480 - 750 mm	D7-38-2-C2 500 - 780 mm
		D7-38-2-C8 480 - 750 mm	D7-38-2-C4 520 - 720 mm

TABLEAU 19 –

■ Test d'expansion résiduelle - Air humide

Comparaison des résultats f_c obtenus sur carottes avant et après les tests d'expansion résiduelle - D7-38

Comparaison résistance en compression			
Elément D7-38-1		Elément D7-38-2	
<i>Avant expansion</i>	<i>Après expansion</i>	<i>Avant expansion</i>	<i>Après expansion</i>
D7-38-1-C4(1) 710-910 mm	D7-38-1-C6 570-710 mm	D7-38-2-C4 720-920 mm	D7-38-2-C6 750-950 mm
D7-38-1-C4(1) 710-910 mm	D7-38-1-C4(1) 510-710 mm	D7-38-2-C4 720-920 mm	D7-38-2-C5 556-756 mm
D7-38-1-C3 800-1000 mm	D7-38-1-C6 570-710 mm	D7-38-2-C6 315-515 mm	D7-38-2-C5 556-756 mm
D7-38-1-C3 800-1000 mm	D7-38-1-C4(1) 510-710 mm		
D7-38-1-C2 820-1020 mm	D7-38-1-C6 570-710 mm		
D7-38-1-C2 820-1020 mm	D7-38-1-C4(1) 510-710 mm		

TABLEAU 20 – Comparaison des résultats des tests SDT entre carotte de même profondeur, de même élément, mais de diamètre différents - D7-38

Comparaison des SDT en fonction du diamètre - D7-38				
Echantillon	D7-38-1-C1	D7-38-1-C4(1)	D7-38-1-C6	D7-38-1-C8
Diamètre	140 mm	100 mm	100 mm	80mm
Profondeur	240-520 mm	170-370 mm	200-400 mm	160-320 mm

TABLEAU 21 – Comparaison des résultats de résistance en compression avant et après SDT entre carotte de même profondeur, de même élément - D7-38

Comparaison des résistances en compression avant et après SDT			
Avant SDT		Après SDT	
Echantillon	Profondeur [mm]	Echantillon	Profondeur [mm]
D7-38-1-C4(1)	710-910	D7-38-1-C6	770-970
D7-38-1-C4(1)	710-910	D7-38-1-C8	715-865
D7-38-1-C3	800-1000	D7-38-1-C6	770-970
D7-38-1-C3	800-1000	D7-38-1-C8	715-865
D7-38-1-C2	820-1020	D7-38-1-C6	770-970
D7-38-1-C2	820-1020	D7-38-1-C8	715-865
D7-38-2-C4	720-920	D7-38-2-C1	780-1050
D7-38-2-C5	200-396	D7-38-2-C2	210-490
D7-38-2-C5	200-396	D7-38-2-C3	200-480
D7-38-2-C6	315-515	D7-38-2-C2	210-490
D7-38-2-C6	315-515	D7-38-2-C3	200-480

TABLEAU 22 – Comparaison des résultats DRI et de la résistance en compression sur des carottes d'endommagement similaire : avant et après test d'expansion en air humide

Comparaison DRI -fc			
Avant expansion		Après expansion - Air humide	
Echantillon DRI	Echantillon fc	Echantillon DRI	Echantillon fc
D7-38-1-C5 795-1025 mm	D7-38-1-C4(1) 790-910 mm	D7-38-1-C1 690-970 mm	D7-38-1-C4(1) 510-710 mm
D7-38-1-C5 795-1025 mm	D7-38-1-C3 800-1000 mm	D7-38-1-C1 690-970 mm	D7-38-1-C6 570-770 mm
D7-38-2-C8-S2-1 500-700 mm	D7-38-2-C4 720-920 mm	D7-38-2-C2 500-780 mm	D7-38-2-C5 556-756 mm
D7-38-2-C8-S2-1 500-700 mm	D7-38-2-C5 200-396mm	D7-38-2-C2 500-780 mm	D7-38-2-C6 750-950 mm
D7-38-2-C8-S2-2 700-900 mm	D7-38-2-C4 720-920 mm	D7-38-2-C4 720-920 mm	D7-38-2-C5 556-756 mm
D7-38-2-C8-S2-2 700-900 mm	D7-38-2-C4 315-515 mm	D7-38-2-C4 720-920 mm	D7-38-2-C6 750-950 mm

Chevêtre exposé - D7-39

TABLEAU 23 –

■ Test d'expansion résiduelle - Air humide

■ Test d'expansion résiduelle - Solution NaOH 1N

Comparaison des résultats SDT obtenus sur carottes avant et après les tests d'expansion résiduelle - D7-39

Comparaison SDT	
Elément D7-39-2	
Avant expansion	Après expansion
D7-39-2-C11 560-750mm	D7-39-2-C7(1) 430-620 mm
D7-39-2-C11 560-750 mm	D7-39-2-C5 440-630 mm

TABLEAU 24 –

■ Test d'expansion résiduelle - Air humide

■ Test d'expansion résiduelle - Solution NaOH 1N

Comparaison des résultats DRI obtenus sur carottes avant et après les tests d'expansion résiduelle - D7-39

Comparaison DRI			
Elément D7-39-1		Elément D7-39-2	
Avant expansion	Après expansion	Avant expansion	Après expansion
D7-39-1-C11 940-1010 mm	D7-39-1-C14 975-1255 mm	D7-39-2-C6 440-620 mm	D7-39-2-C3 430-620 mm

TABLEAU 25 –

■ Test d'expansion résiduelle - Air humide

Comparaison des résultats f_c obtenus sur carottes avant et après les tests d'expansion résiduelle - D7-39

Comparaison de la résistance en compression	
Elément D7-39-1	
<i>Avant expansion</i>	<i>Après expansion</i>
D7-39-2-C5 780-970 mm	D7-39-2-C11 750-940 mm
D7-39-2-C3 770-960 mm	D7-39-2-C11 750-940 mm

TABLEAU 26 – Comparaison des résultats des tests SDT entre carotte de même profondeur, de même élément, mais de diamètre différents - D7-39

Comparaison des SDT en fonction du diamètre - D7-39					
Echantillon	D7-39-1-C11	D7-39-1-C14	D7-39-1-C3	D7-39-1-C7	D7-39-1-C13
Diamètre	140 mm	140 mm	95mm	94 mm	93 mm
Profondeur	660-940 mm	670-950 mm	820-1010mm	955-1155mm	860-1046 mm

TABLEAU 27 – Comparaison des résultats de résistance en compression avant et après SDT entre carotte de même profondeur, de même élément - D7-39

Comparaison des résistances en compression avant et après SDT			
Avant SDT		Après SDT	
Echantillon	Profondeur [mm]	Echantillon	Profondeur [mm]
Elément D7-39			
D7-39-1-C3	560-750	D7-39-1-C10	450-730
D7-39-1-C3	560-750	D7-39-1-C13	500-680
D7-39-1-C7	525-715	D7-39-1-C10	450-730
D7-39-1-C7	525-715	D7-39-1-C13	500-680
D7-39-1-C13	680-860	D7-39-1-C7	715-955
D7-39-1-C13	680-860	D7-39-1-C14	670-950
D7-39-1-C13	680-860	D7-39-1-C11	660-940
D7-39-2-C3	770-960	D7-39-2-C13(2)	670-840
D7-39-2-C3	770-960	D7-39-2-C13(2)	840-1010
D7-39-2-C5	780-970	D7-39-2-C13(2)	670-840
D7-39-2-C5	780-970	D7-39-2-C13(2)	840-1010

Chevêtre non exposé - D6-35

TABLEAU 28 –

■ Test d'expansion résiduelle - Air humide

■ Test d'expansion résiduelle - Solution NaOH 1N

Comparaison des résultats SDT obtenus sur carottes avant et après les tests d'expansion résiduelle - D6-35

Comparaison SDT	
Elément D7-39-2	
<i>Avant expansion</i>	<i>Après expansion</i>
D6-35-3-C1 0-280 mm	D6-35-3-C7 0-280 mm
D6-35-3-C5 0-190mm	D6-35-3-C4(2) 0-186mm
D6-35-3-C4(2) 186-370mm	D6-35-3-C3 186-372 mm
D6-35-2-C2 0-186 mm	D6-35-2-C1 0-186 mm
D6-35-2-C3 0-190 mm	D6-35-2-C1 0-186 mm

TABLEAU 29 –

■ Test d'expansion résiduelle - Air humide

■ Test d'expansion résiduelle - Solution NaOH 1N

Comparaison des résultats DRI obtenus sur carottes avant et après les tests d'expansion résiduelle - D6-35

Comparaison DRI					
Elément D6-35-1		Elément D6-35-2		Elément D6-35-3	
<i>Avant expansion</i>	<i>Après expansion</i>	<i>Avant expansion</i>	<i>Après expansion</i>	<i>Avant expansion</i>	<i>Après expansion</i>
D6-35-1-C4 190-420 mm	D6-35-1-C3 188-372 mm	D6-35-2-C5 186-400 mm	D6-35-2-C7 186-372 mm	D6-35-3-C6 380-566 mm	D6-35-3-C4(2) 370-556 mm

TABLEAU 30 –

■ Test d'expansion résiduelle - Air humide

Comparaison des résultats f_c obtenus sur carottes avant et après les tests d'expansion résiduelle - D6-35

Comparaison résistance en compression	
Elément D6-35-1	
<i>Avant expansion</i>	<i>Après expansion</i>
D6-35-1-C6 0-190 mm	D6-35-1-C5 0-190 mm
D6-35-1-C6 0-190 mm	D6-35-1-C6 190-360 mm

TABLEAU 31 – Comparaison des résultats des tests SDT entre carotte de même profondeur, de même élément, mais de diamètre différents - D6-35

Comparaison des SDT en fonction du diamètre - D7-39						
Echantillon Diamètre Profondeur	D6-35-2-C6 140 mm 0-280mm	D6-35-2-C8 140 mm 0-280mm	D6-35-2-C9 140 mm 0-280mm	D6-35-2-C2 93mm 0-186 mm	D6-35-2-C3 95 mm 0-190 mm	D6-35-2-C4 85 mm 0-170mm
	D6-35-2-C8 140 mm	D6-35-2-C1 93 mm	D6-35-2-C2 93mm	D6-35-2-C4 85mm	D6-35-2-C4 85 mm	D6-35-2-C7 93mm
	510-790mm	440-626 mm	402-606 mm	350-520 mm	520-690 mm	400-586 mm

TABLEAU 32 – Comparaison des résultats de résistance en compression avant et après SDT entre carotte de même profondeur, de même élément - D6-35

Comparaison des résistances en compression avant et après SDT			
Avant SDT		Après SDT	
Echantillon	Profondeur [mm]	Echantillon	Profondeur [mm]
D6-35-1-C6	0-190	D6-35-1-C3	0-188
D6-35-1-C6	0-190	D6-35-1-C7	0-280
D6-35-1-C6	0-190	D6-35-1-C2	0-280
D6-35-1-C3	420-606	D6-35-1-C5	420-610
D6-35-2-C3	400-590	D6-35-2-C2	420-606
D6-35-2-C3	400-590	D6-35-2-C1	440-626
D6-35-2-C3	400-590	D6-35-2-C4	350-520
D6-35-2-C3	400-590	D6-35-2-C4	520-690
D6-35-2-C3	400-590	D6-35-2-C7	400-586
D6-35-2-C7	0-186	D6-35-2-C4	0-170
D6-35-2-C7	0-186	D6-35-2-C3	0-190
D6-35-2-C7	0-186	D6-35-2-C2	0-186
D6-35-2-C7	0-186	D6-35-2-C9	0-280
D6-35-2-C7	0-186	D6-35-2-C8	0-280
D6-35-3-C5	190-370	D6-35-3-C4(2)	186-370
D6-35-3-C5	190-370	D6-35-3-C1	0-280
D6-35-3-C5	190-370	D6-35-3-C4(1)	0-280
D6-35-3-C3	576-762	D6-35-3-C5	530-720

A.2 Fiches pétrographiques des échantillons testés au DRI

Fiche d'examen du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Sommet de la pile - Eprouvette D7-38-1-C1-S2 - Post expansion air humide

Profondeur : 690-970 mm

Superficie : 36400 mm²



FIGURE 92 – Section polie - Élément D7-38-1-C1-S2 - Expansion air humide

	FFG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Sommaton des comptes / 100 cm ²	194	31	178	13	132	57	1073
Poids DRI* / 100 cm ²	48	62	355	40	396	170	

TABLEAU 33 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D7-38-1-C1-S2 (les acronymes sont définis dans la Figure 93)
Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 93.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 93 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

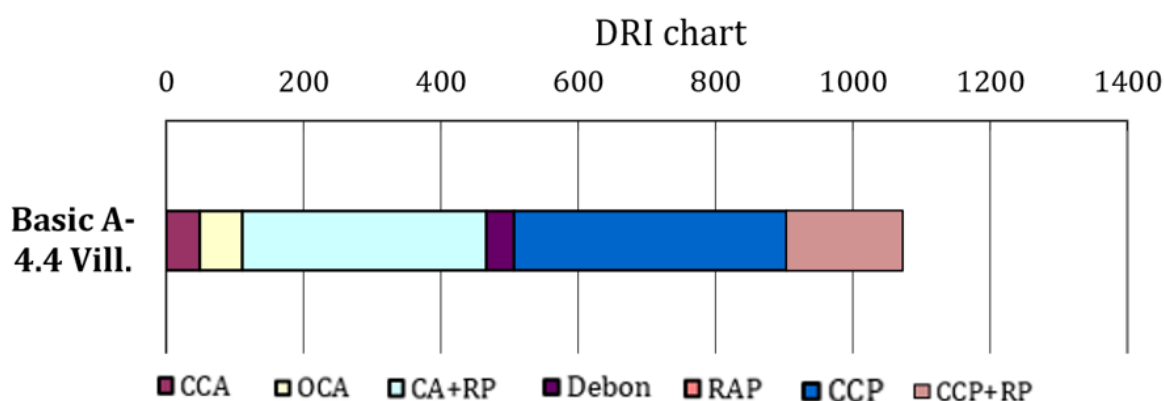


FIGURE 94 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément D7-38-1-C1-S2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
A	9	12,25	6	14,25	14,75	14,75	16,25	12,75	0	0	6	6,25	17,25	11,5	16,75	3,5	12	9	8,25	7,5	13	3	9,75	9,5	16	26,75	5,5	6
B	2	2,75	20,9	5,5	15,5	24	15	6,75	0	0	26,5	16,75	16	18,25	27	16	27	6	5,5	13	15	4,25	11,5	9,75	12,75	9	10,5	2,75
C	8,25	16	19	6,25	9	23,25	6	11,25	10	3	10	18,75	6,25	18,25	29,25	9,5	0	6	3,5	0,75	6,25	18,75	0,75	1,25	4	11,25	22,5	3,25
D	0	7	15,25	6,75	3	2	23,5	6	6	9	14	13	10,75	8,25	1	6,75	6,5	9,25	6,25	5	0,5	17,5	6	4,25	8,75	11,25	12,25	16
E	6,5	12,25	7	9	12,5	14,25	9	15	12,75	16,25	6,5	6	4,75	6,75	0	3	1	1	17,5	7	8,5	17,25	19	4,75	9	3,25	3,25	13
F	9,5	12,5	9,5	16	19,75	11,75	17	21,5	19	18	15,25	14,75	29,5	0,75	13	14	17	6,75	8,5	8,5	4,25	10	6,5	6,5	15,5	17	0	7
G	12	3	1	0,75	15,25	6,75	6	3,25	6	11,25	9,75	18,75	12,25	0,5	8,5	6,75	16	20,5	2,75	9,75	6	6	9	13,5	0	14,25	19	2,5
H	8,5	6	6,75	12,25	20,75	13	1	18	18,25	7	14,25	22,5	16,75	9,25	16	10,5	17	7	9,5	20,5	16,75	10,5	5,25	17,5	14	9,25	16	28,25
I	15,75	6	17,25	6,25	7	12,75	16,75	3	15	19	7,25	21,25	9	0,25	14	24	8	6,25	9	29	10,75	7	15,5	25,25	12,75	10	34,5	0,75
J	15,5	15	22	17,75	2,75	18,75	8	6	1,5	3,25	7,75	12,5	2,25	2,5	0,25	9	2,25	0	6	18,5	26,75	23	16	15,25	23,75	13,25	8,75	0
K	3,75	5,25	3	16	10	9	9	10	7	7,5	16	6	3,5	11,5	20	6	14,75	3	6	17	9	28	6	12,5	10,5	17,75	12,5	3
L	18	5	3	7	11	12	17,5	7	11,75	9	8	21	17,25	6	5,75	9,25	10	6	6	6	13,25	17,5	11,25	7	5	13,5	13	
N	8,5	22	14,75	0,25	7,5	14,5	6,75	13,25	16	18	2,25	17,25	6	8	2,25	5,25	4,25	13	12,25	8,75	9	13,5	13	9,5	19,5	19,75	5,75	11,25

FIGURE 95 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Epreuve D7-38-1-C1-S2

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 96 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

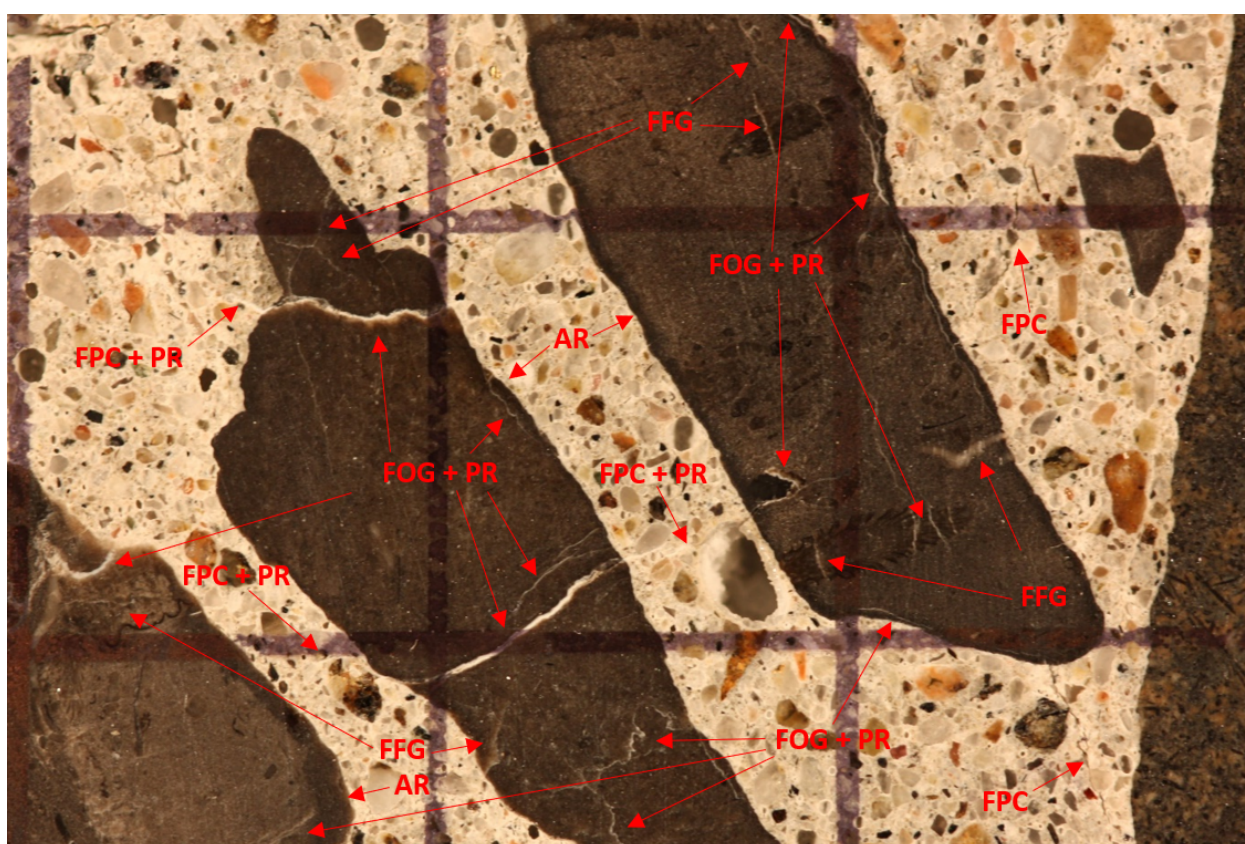


FIGURE 97 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Élément D7-38-1-C1-S2.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 93. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examen du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Sommet de la pile - D7-38-1-C5 - Pré expansion

Profondeur : 795-1025 mm

Superficie : 20800 mm²

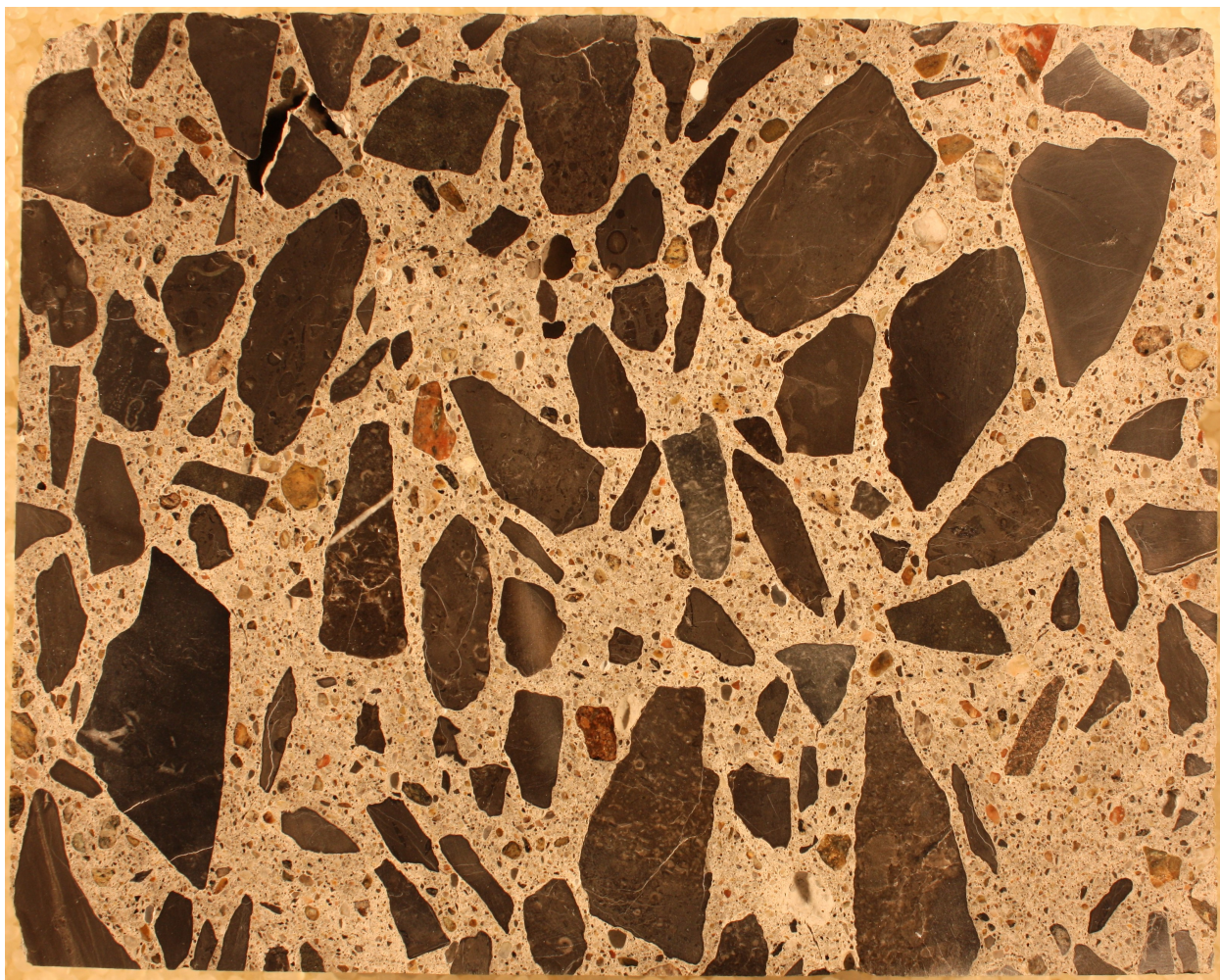


FIGURE 98 – Section polie - Élément D7-38-1-C5-S2

	FFG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Sommaton des comptes / 100 cm ²	231	23	40	9	162	40	818
Poids DRI* / 100 cm ²	58	46	81	26	486	121	

TABEAU 34 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D7-38-1-C5 (les acronymes sont définis dans la Figure 99)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 99.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 99 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

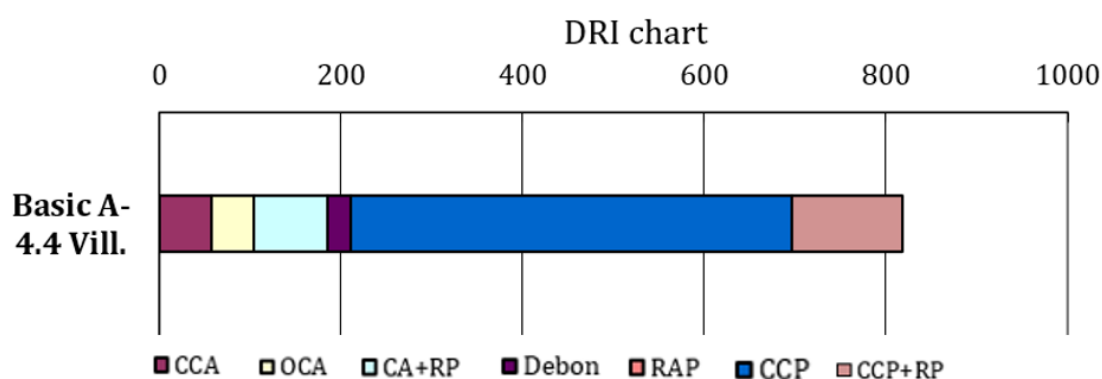


FIGURE 100 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-38-1-C5

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
A	2	6	3,25	9,75	3	0	0,75	1,25	3,25	0,5	16,75	6	0	3,5	3,5	8
B	1	6,5	9	12	6	11,5	0,25	16	3,25	5,75	1,75	12	15	6	4	11,5
C	0	9,5	27,75	34	21	14,25	15,5	8	23,75	6,25	0,25	8,5	3,75	5	0,25	0
D	25,25	4,5	6,75	13	6,5	6	7	23,5	14,75	26,25	10,25	12,5	0,75	0,5	3,25	6
E	1	11,25	6,25	18,75	11	3,75	2	2,5	6,25	6,5	2,5	3,5	0	9,25	0,25	5
F	6	12,25	13	3,25	6,75	0,75	0,75	24,25	6,5	16,25	0	9,5	11,5	12,75	14	3,75
G	3	18	12	3,75	3,75	11	0,75	2,75	6,5	0,75	9	20,75	9,75	9,25	14,75	2
H	9	9,25	3,5	9,5	2,75	7,5	3,25	3	12,75	6,5	3,75	12,25	0,75	14,75	19,5	13,5
I	0,75	0,75	17,25	5,75	12,75	5,75	3,5	8,75	12,5	14,25	0	12	6	12	3,25	6,25
J	0	3	22,5	9,75	4,75	0,75	0,5	8,5	3,75	6	12	0,5	11	8	3,75	6,25
K	16,25	10	17,75	14,5	11,5	6,75	6,75	12	8,75	22,25	9,25	0,5	4,5	3	6	9,5
L	17,25	11,25	12	12,25	23	15,75	29,5	6,5	6,5	9	3	1	8,5	3	9,5	10
M	8,5	3,5	9,25	27	22	16,25	4	14,5	3,5	9,5	15,25	0,5	9	6	9,75	1,25

FIGURE 101 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-38-1-C5

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 102 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

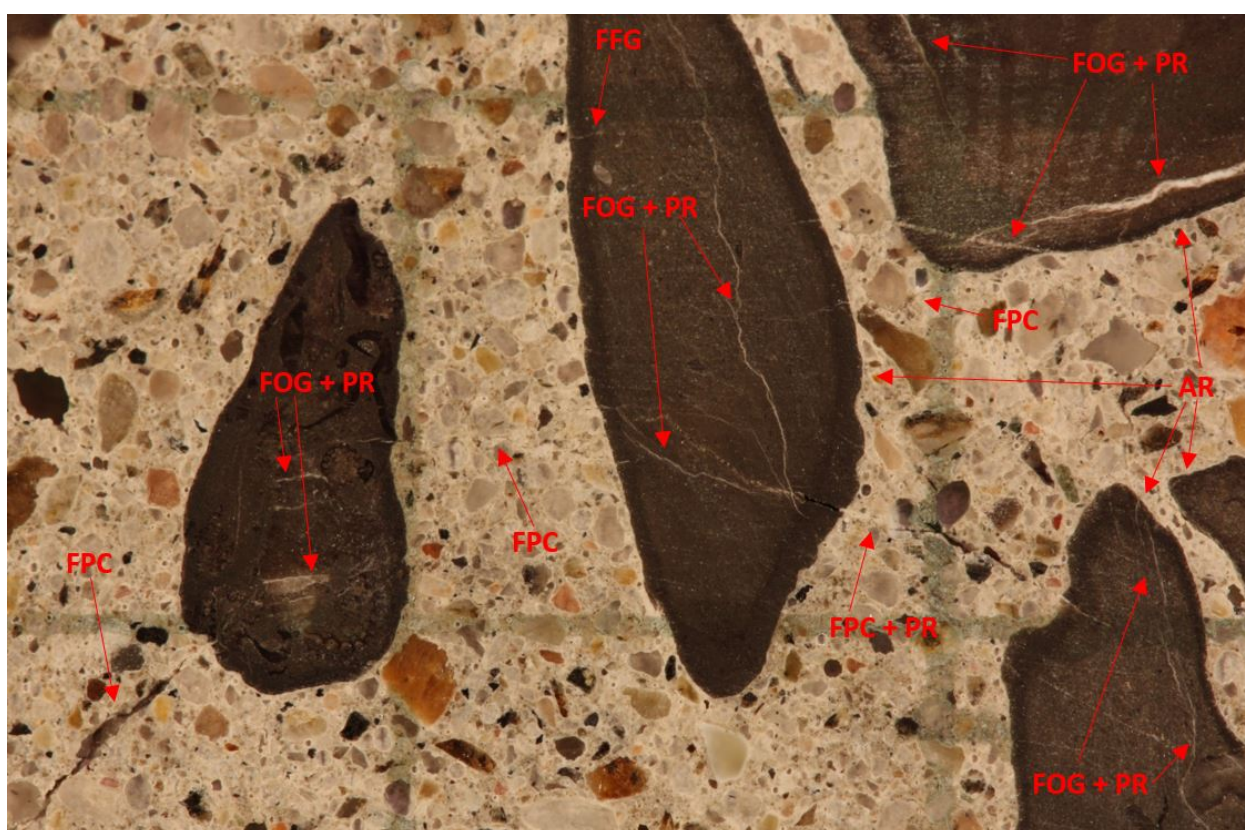


FIGURE 103 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Élément D7-38-1-C5.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 99. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examination du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Sommet de la pile - D7-38-1-C2-S2 - Pré expansion

Profondeur : 200-400 mm

Superficie : 16800 mm²

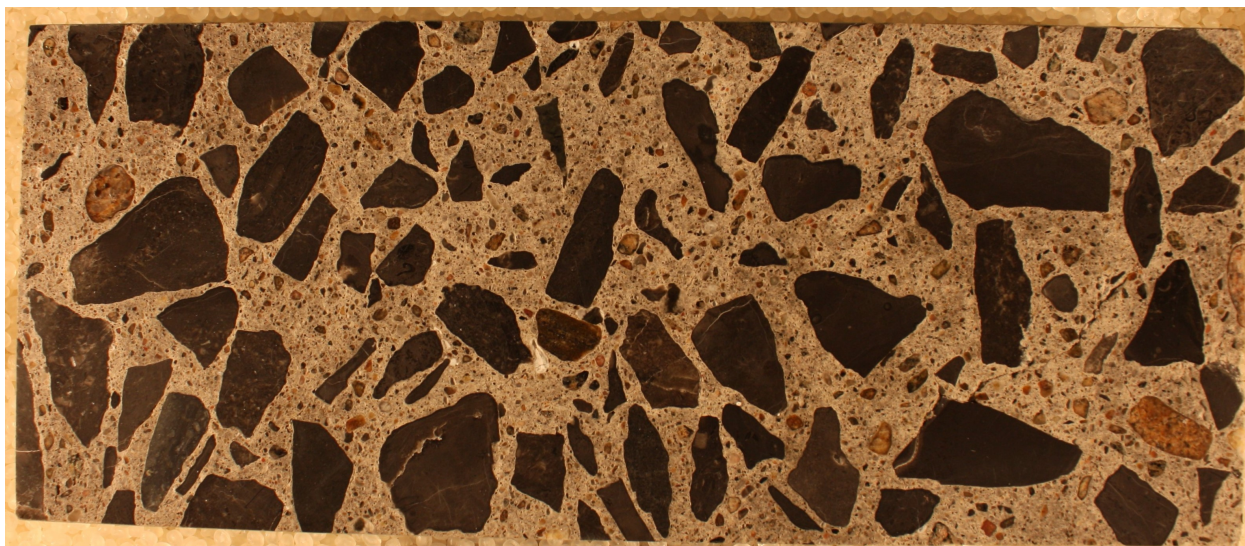


FIGURE 104 – Section polie - Élément D7-38-1-C2-S1 - Pré expansion

	FFG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	249	24	35	14	78	71	669
Poids DRI* / 100 cm ²	62	48	69	43	234	213	

TABEAU 35 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D7-38-1-C2-S2 (les acronymes sont définis dans la Figure 105)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 105.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 105 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

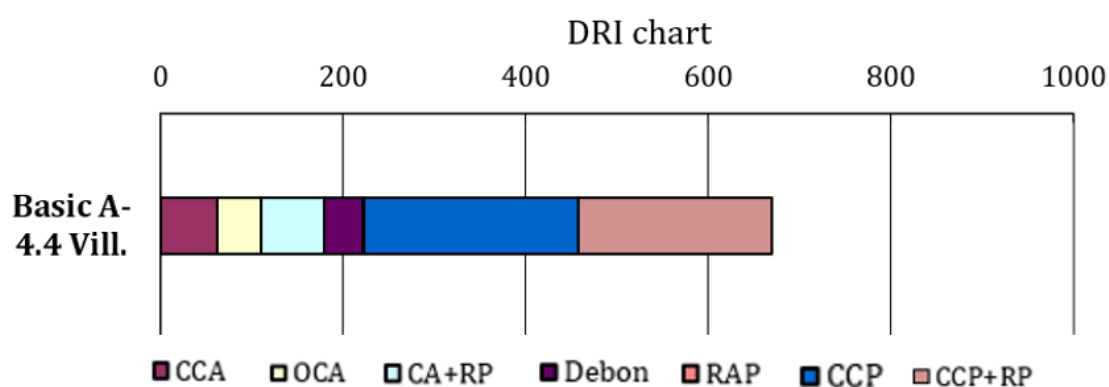


FIGURE 106 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément D7-38-1-C2-S1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
A	3,5	0,75	11,25	6,75	0,75	21,25	9	12	1	5,75	3,75	3,75	6,75	0,25	2,5	1,25	1,5	0,75	0,5	3	6,75
B	12	0,75	13	6	10,25	10,75	5	5,5	1,75	6,25	4	3,75	0,5	1	1,25	6	6,75	0,75	6,25	0	3,5
C	12	9,75	0,75	8,75	10,25	3,75	8,5	6	12,25	7,5	1,75	3,25	0,5	1,5	7,75	3	3,75	0,25	0,5	0	1
D	3	8,25	6,5	6	12	6,25	4,5	14,25	4,5	3,5	13,75	15	12	8,25	14	9	6	9,75	6	6	0,75
E	18,75	20	3,5	12	3,75	0	2	1,5	11,5	8,75	7,5	1,25	9	3	9,5	4	11,25	11	12,5	3,25	1,25
F	3,5	22,5	7,75	3	6,25	6	9	7,5	3,75	9,5	7,25	3,5	6	6	6,5	17,25	4,5	6,25	6	3	1
G	6,5	7,25	0,75	3	6	4,5	6,5	9,75	29,25	12	6	6	27	4,25	10,5	11,5	0,75	0,5	6,75	7	9,75
H	6,75	21,5	9,75	9	10,25	2	12,5	3,5	6	12	2	9	6	6	4,5	12	7,5	9,25	8,75	1	9

FIGURE 107 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément D7-38-1-C2-S1

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 108 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

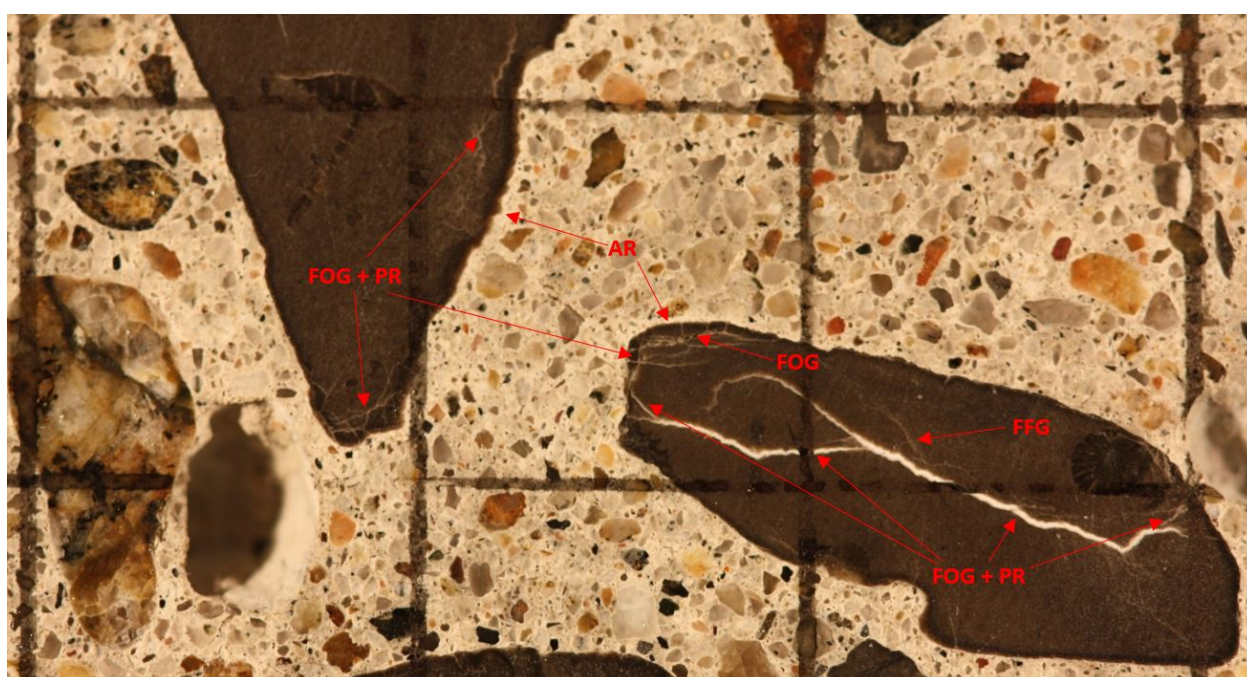


FIGURE 109 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Élément D7-38-1-C2-S1.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 105. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examen du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Sommet de la pile - D7-38-1-C3-S1 - Post expansion NaOH 1N

Profondeur : 200-400 mm

Superficie : 14400 mm²

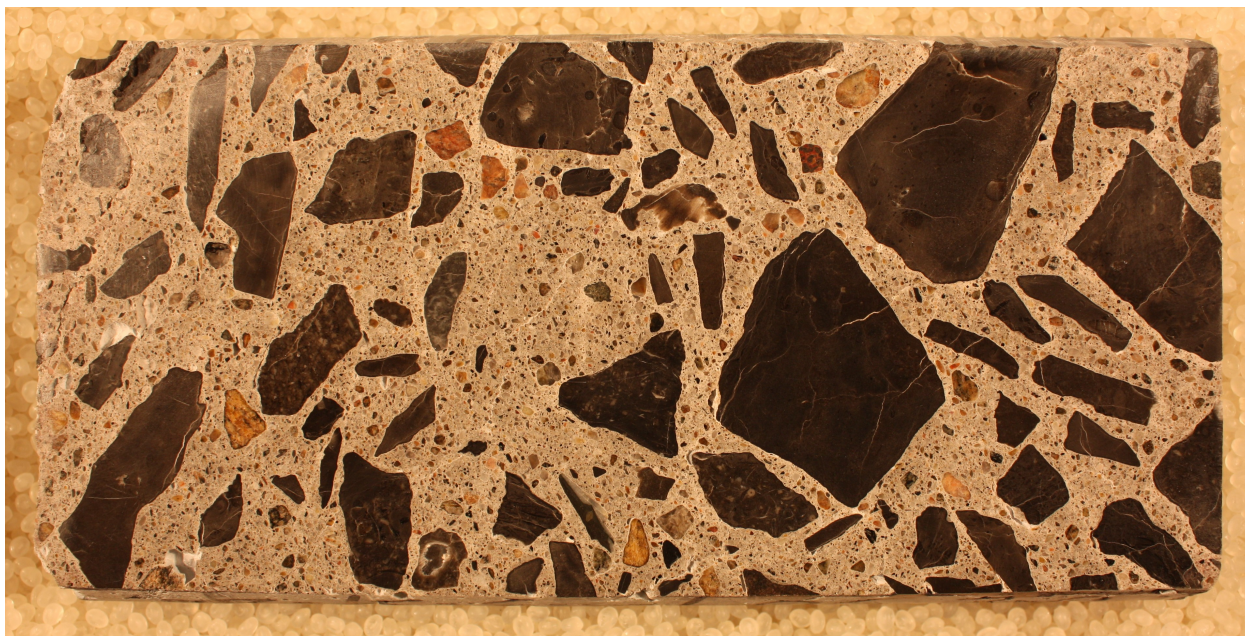


FIGURE 110 – Section polie - Élément D7-38-1-C3-S1

	FPG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	188	58	178	24	47	137	1140
Poids DRI* / 100 cm ²	47	115	357	71	140	410	

TABEAU 36 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D7-38-1-C3-S1 (les acronymes sont définis dans la Figure 111)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 111.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 111 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

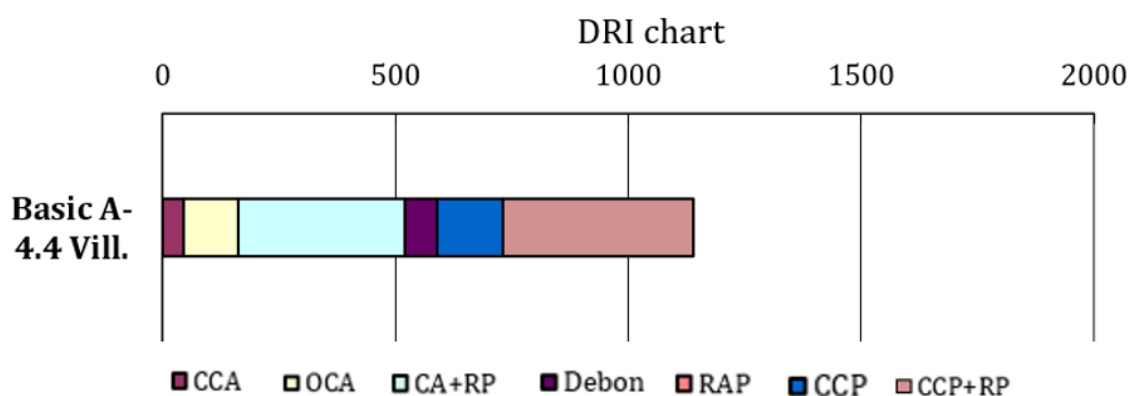


FIGURE 112 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-38-1-C3-S1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
A	9	3,25	22,75	10,5	4,75	30,5	17,75	13,25	9,75	15,5	13,25	4	5	4	10,75	1	12,5	24,25
B	11,25	8	13,75	3,5	11,75	17,75	13	20	13,5	11,5	7	13	6,5	4	11	13,25	6,75	10
C	6	13,5	10	9,25	12	18,75	9	20	5,25	6	14	4	9,5	15	12,25	19,75	13,5	12
D	3	6	24	14,25	3,5	8,5	6	3	5,5	7,75	6,75	7	9,5	18,25	11,75	12,75	21,5	15,25
E	12,75	14,25	6,75	5,25	16	11	15,25	13,75	7,5	18	6,25	4,25	16	16,25	8,75	7,75	9,5	12
F	6,25	5,75	14	14,75	13,75	19,5	3	9,25	11	19,5	5,75	2,25	9	6	9,5	15	13,75	5,25
G	9,75	13	10,25	21	16,75	9	30,5	14,25	9,25	10,5	7	5,5	5,25	13,5	11,5	18,75	21,25	14,75
H	9	10,75	3	7,5	2	5,5	19	21,75	15,25	16	9,25	13	16,75	12,5	15,75	8,5	14,25	14,25

FIGURE 113 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-38-1-C3-S1

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 114 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

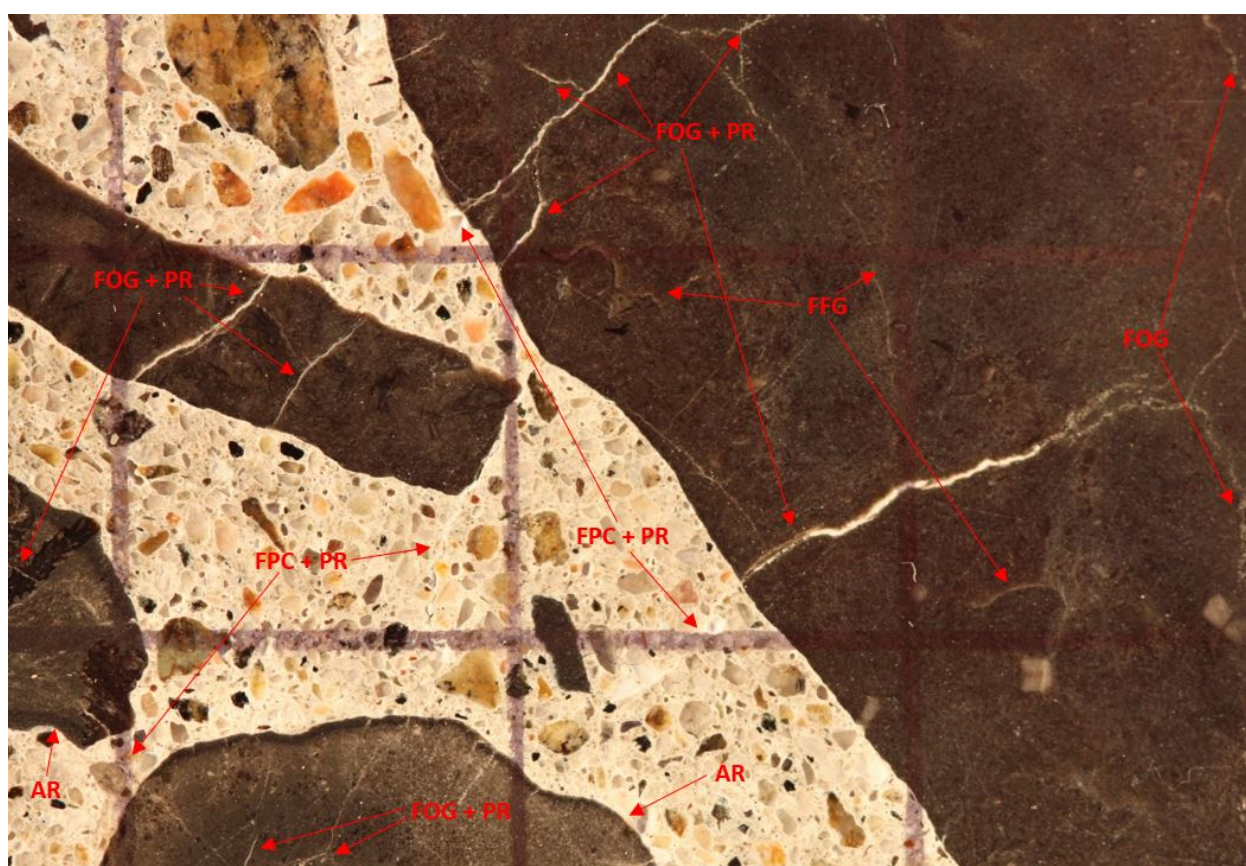


FIGURE 115 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Élément D7-38-1-C3-S1.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 111. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examen du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Sommet de la pile - D7-38-2-C2-S2 - Post expansion Air humide

Profondeur : 500-780 mm

Superficie : 35100 mm²

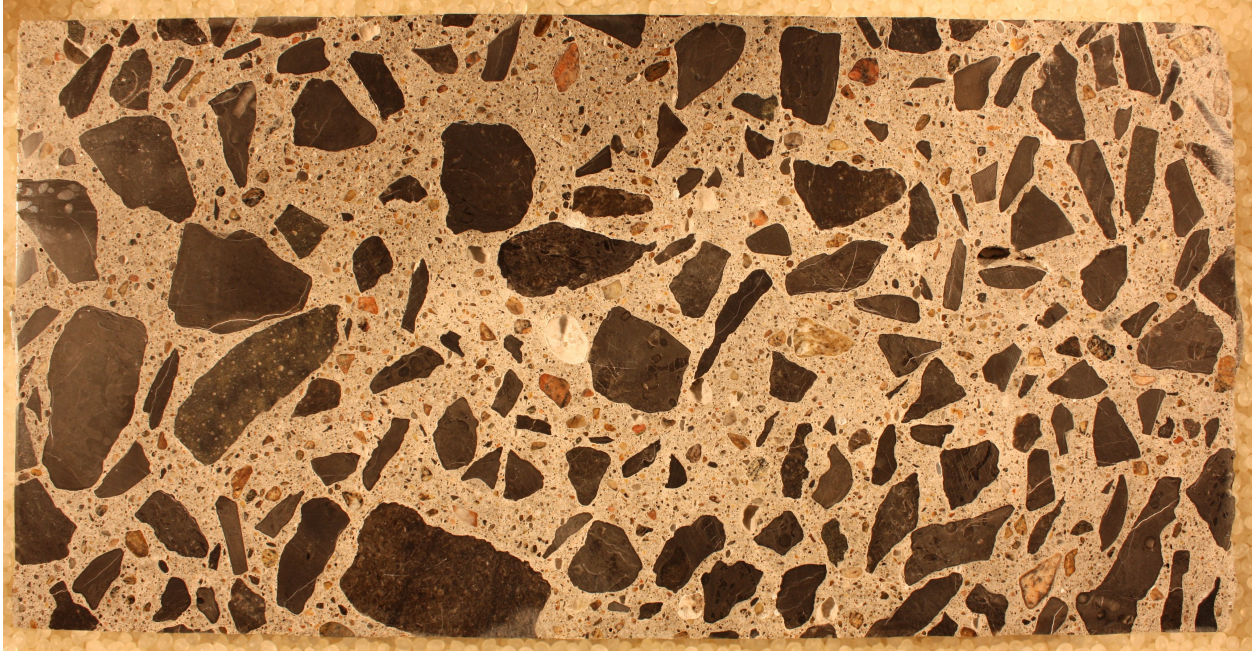


FIGURE 116 – Section polie - Élément D7-38-2-C2-S2

	FFG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Sommaton des comptes / 100 cm ²	201	22	199	25	162	37	1164
Poids DRI* / 100 cm ²	50	43	399	74	487	111	

TABLEAU 37 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D7-38-2-C2-S2 (les acronymes sont définis dans la Figure 117)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 117.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 117 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

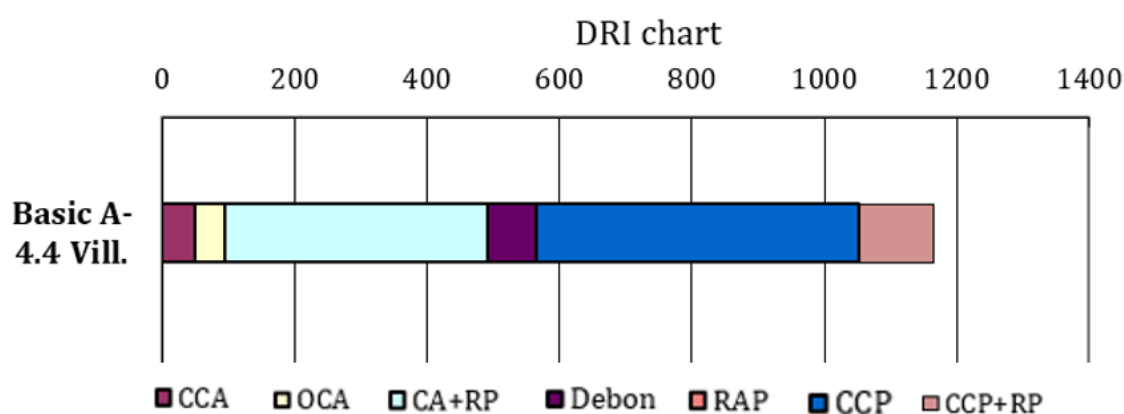


FIGURE 118 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-38-2-C2-S2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
A	29.5	16	17.25	17	15	6	7.75	11.75	9.5	4.5	10	9	6	6	15.25	4.25	1	9.25	7.75	2	2	6	12.25	22.5	5.5	9.5	0
B	17.25	10.75	11.75	9.5	7	15.75	6.75	21.5	13.25	11.25	11	6	9	9.25	26.5	22.5	2.5	13.5	14.5	11.75	12.25	4	10.25	17.5	0.75	8.25	3.75
C	29.5	8.25	5.5	9.25	21.25	22.5	17	13	13.75	9.75	1.75	38.25	24.5	25.75	26.5	23.25	7.25	14.25	10.5	6.5	10	5.25	10	11	13	0	0.5
D	13.25	14	29.5	22.25	10.25	12.75	11	28	8.5	3.5	17	8.5	10	3.75	13.5	10	15	10	15.5	4	13.75	8.5	6.5	18.25	6	9.5	9
E	15.75	3	17.5	4.75	0.25	19.5	9.75	15.5	3.25	12.25	15	23	10	9.75	10.75	12.5	17	14.5	7.75	25	15.75	16.75	9.5	10.25	21.5	4.25	8.75
F	9.75	11.75	21.25	4.5	2.25	21	12	9	9	9	17.25	8	19	7.25	12.5	21	10	13.5	14.5	12.5	8.25	19	3.25	13	21.5	15.5	4.25
G	6.5	2.75	13.25	8	0	2	13	13.25	9.25	11.25	6.5	12	16	11.25	14.75	7	6.75	6.75	9.5	15.5	23.75	13	12.25	13	18.5	5.75	7.75
H	2.75	3.5	8.5	7.25	2	2.25	6.5	8.25	8	8.25	18.25	9	22.5	17.75	15.25	15	7.75	11.75	23	26	13.25	15	20.5	15.5	3.75	10	6.25
I	0.75	15	14.25	0.5	0	0	0.5	3.75	15.5	7.25	14.75	27.5	13.75	18.75	25.5	18	14	17.5	22	17	14.5	23.25	23	38.25	13.25	17.75	4.5
J	22.5	15.25	16.5	9	4	4	10.5	7	6	15	8.75	8.25	12.5	15.25	6	12	14.5	4.5	15.25	3.75	6.75	13	8.5	5	12	16.75	4.5
K	8.25	6	9.75	14.5	6	5.5	18.75	20.25	6.5	3.5	6	9.5	12.75	9.5	14	8	15.25	15	3.75	14	13.25	11.75	12.5	17.75	13	12	17
L	24.25	25	18.75	9.75	10.75	10.25	15.5	3.5	0.5	2	3.5	17.75	10.25	14.75	2.75	15.25	28.75	24.75	12.25	13	15.75	4	11	11.75	11	5.5	20
N	13.75	6	14	11.5	8	14	9.25	9.25	4.75	0	2	9	3	8.5	8.25	13.5	14	19	12.5	7	9.75	8.5	22	10.75	23.75	9	3

FIGURE 119 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-38-2-C2-S2

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 120 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

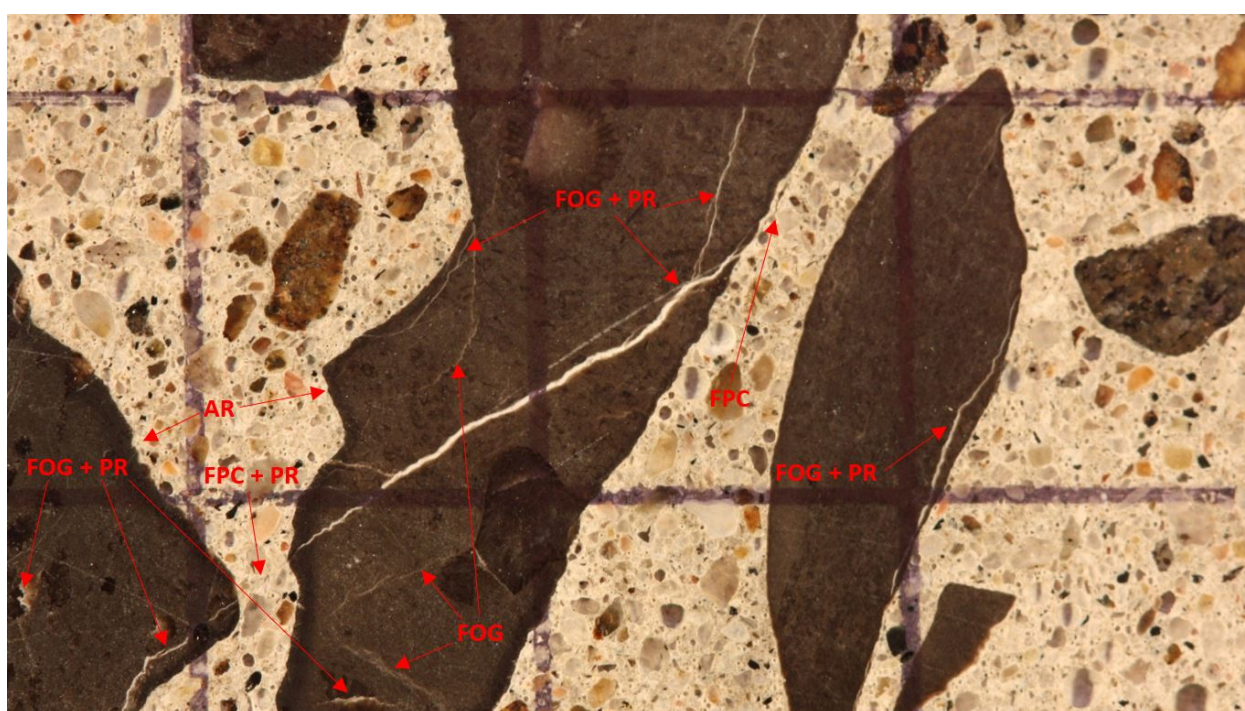


FIGURE 121 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Élément D7-38-2-C2-S2.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 117. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examen du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Sommet de la pile - D7-38-2-C8-S1 - Pré-expansion

Profondeur : 0-280 mm

Superficie : 20400 mm²

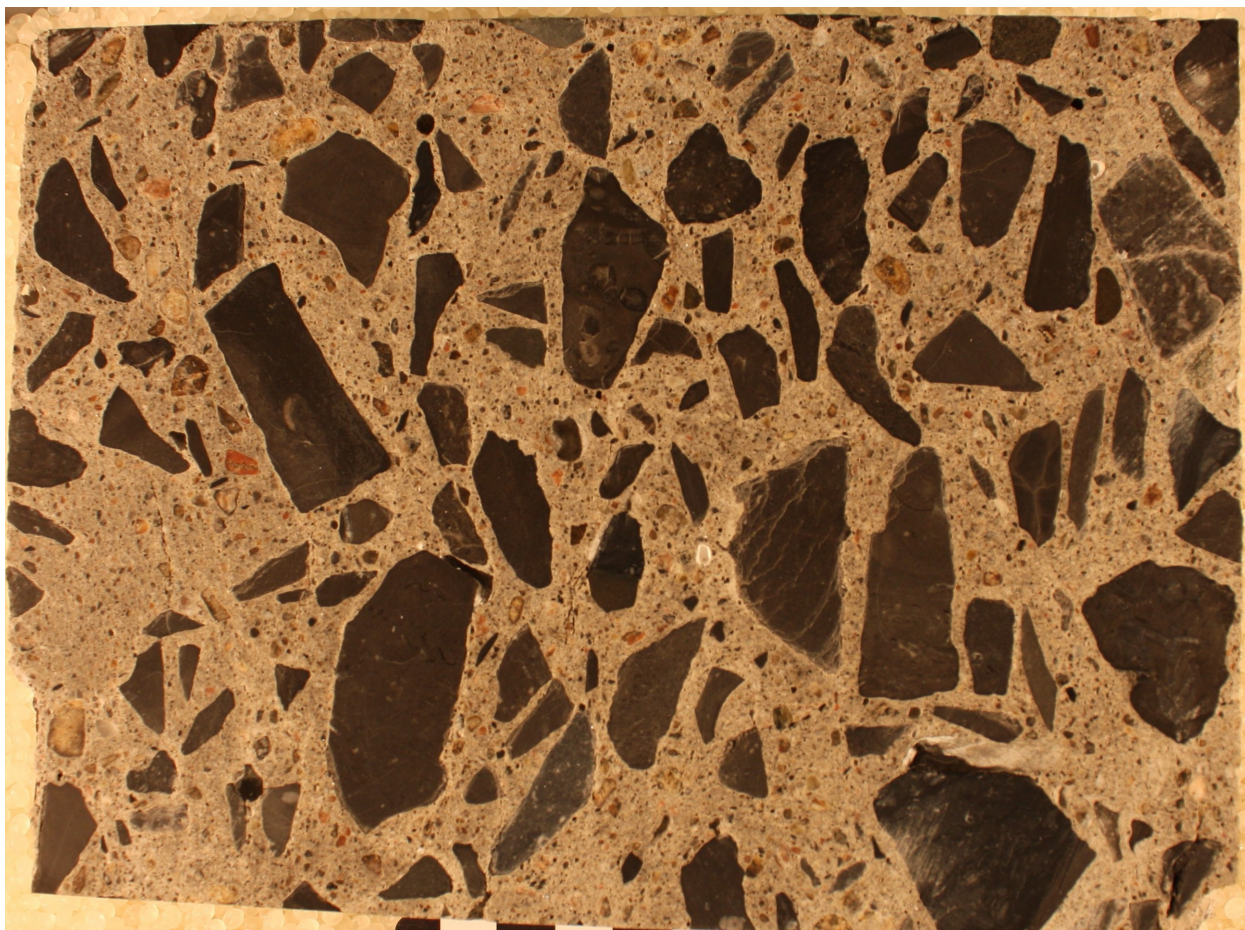


FIGURE 122 – Section polie - Élément D7-38-2-C8-S1

	FPG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	110	6	168	9	98	10	725
Poids DRI* / 100 cm ²	28	12	335	26	293	31	

TABLEAU 38 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D7-38-2-C8-S1 (les acronymes sont définis dans la Figure 123)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 123.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 123 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

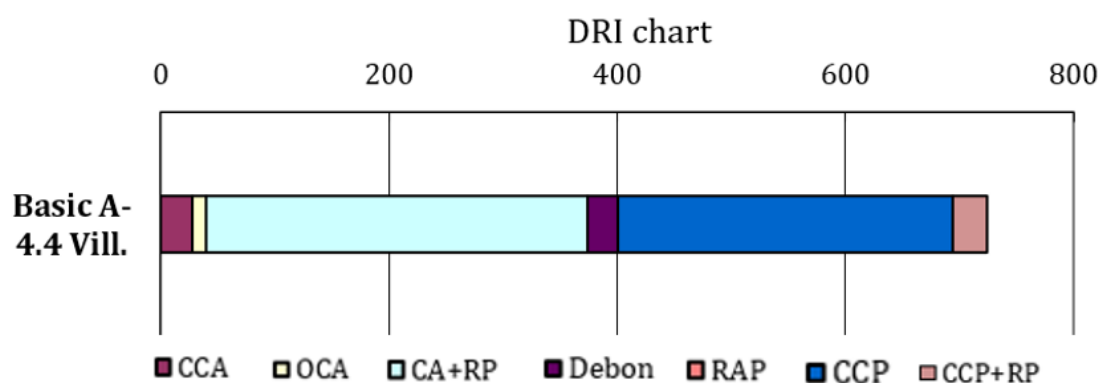


FIGURE 124 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-38-2-C8-S1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
A	0	0	5,5	3	7,75	9,75	10	0,25	4,5	4	19	6	11,25	9	10,5	3,75	2,5
B	4,5	15,5	3,5	7,25	3,75	4	5,25	14,5	0,5	5,75	11	4	6,5	2,5	3,75	2,75	5
C	0,25	6,75	9,75	1,25	9	1	10	3	16,75	0,75	4,5	5	0,5	4	0,5	7	0,75
D	10,5	6,5	13,25	1	6	1,25	9,75	6,75	11	12	9,5	9,5	9	3,75	6,75	6,75	0,75
E	9,75	15,75	12,5	6,5	6,5	9,75	3,25	4	3,75	12,5	3	9,5	6,5	18,5	4	13	3,25
F	4	12,5	3,5	9	4,5	6,5	23	9,5	3,5	12	12,25	5,25	0,75	6,5	3,75	6,5	10,5
G	10	12,5	5	10	14,5	4	12,25	6	9	6	4	9	0,75	13	0,75	5,75	10,5
H	4	17	7	6,75	9	1	7	3,5	15,25	9	3	15	13	7	7	3,25	9,25
I	8,5	10	12	18	11,5	4,25	9	6,5	4	6,5	9	9,5	9,5	9	6,75	9,5	12,5
J	8,25	2	6	13,25	5,5	3,75	15	9,75	13,75	3,75	16,75	9	9,5	7,25	2,75	12	12,75
K	3	9,75	10	8	4,25	3,25	7	12,75	4,5	13,75	6,5	24	3,75	6	26	2,75	13
L	7,25	9,25	4,25	6,75	12	7	5,5	6	10,75	12,75	12,75	19,5	6,5	9,5	13,75	6	6

FIGURE 125 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-38-2-C8-S1

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 126 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

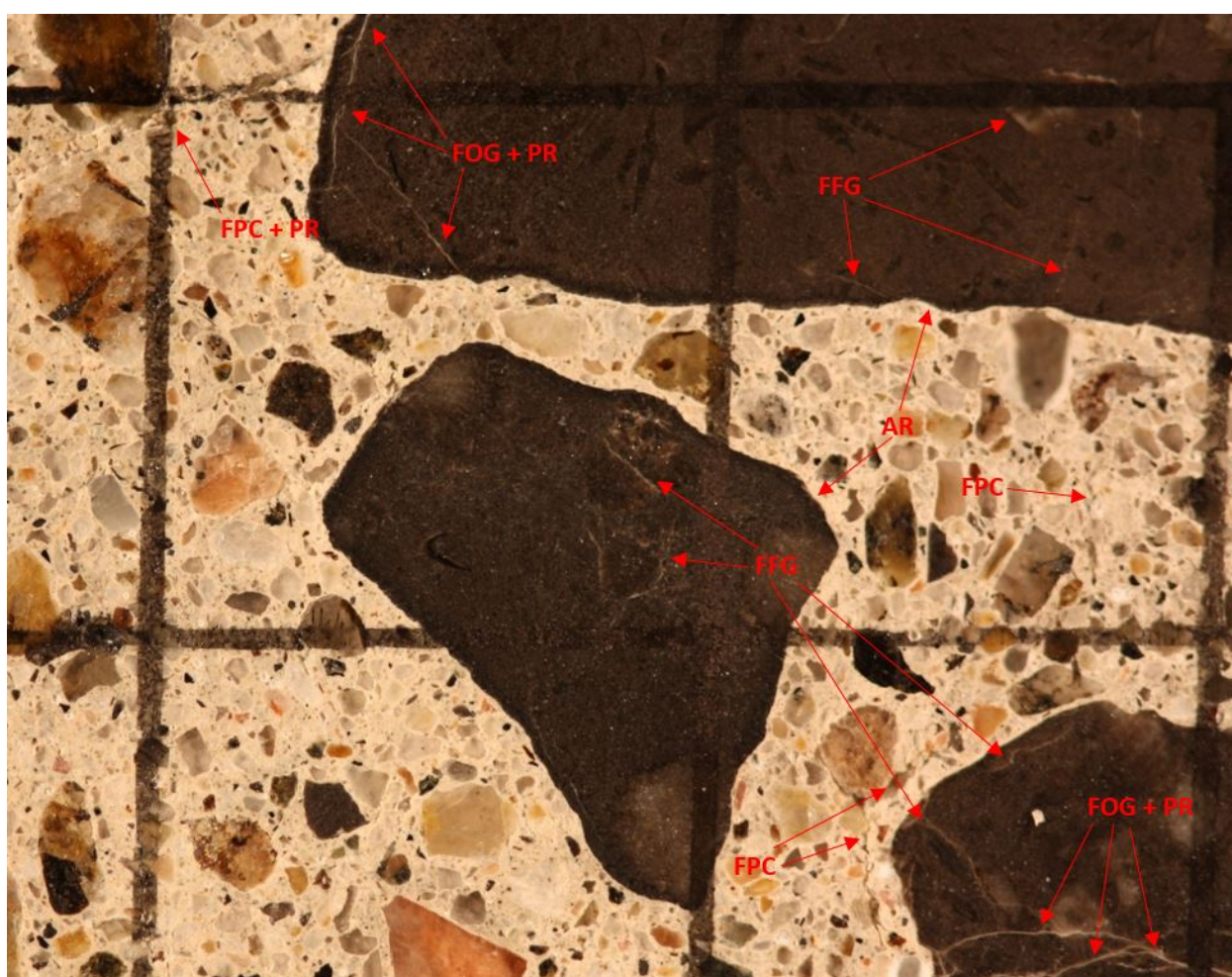


FIGURE 127 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Élément D7-38-2-C8-S1.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 123. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examen du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Sommet de la pile - D7-38-2-C8-S2-1 - Pré-expansion

Profondeur : 400-610 mm

Superficie : 25200 mm²

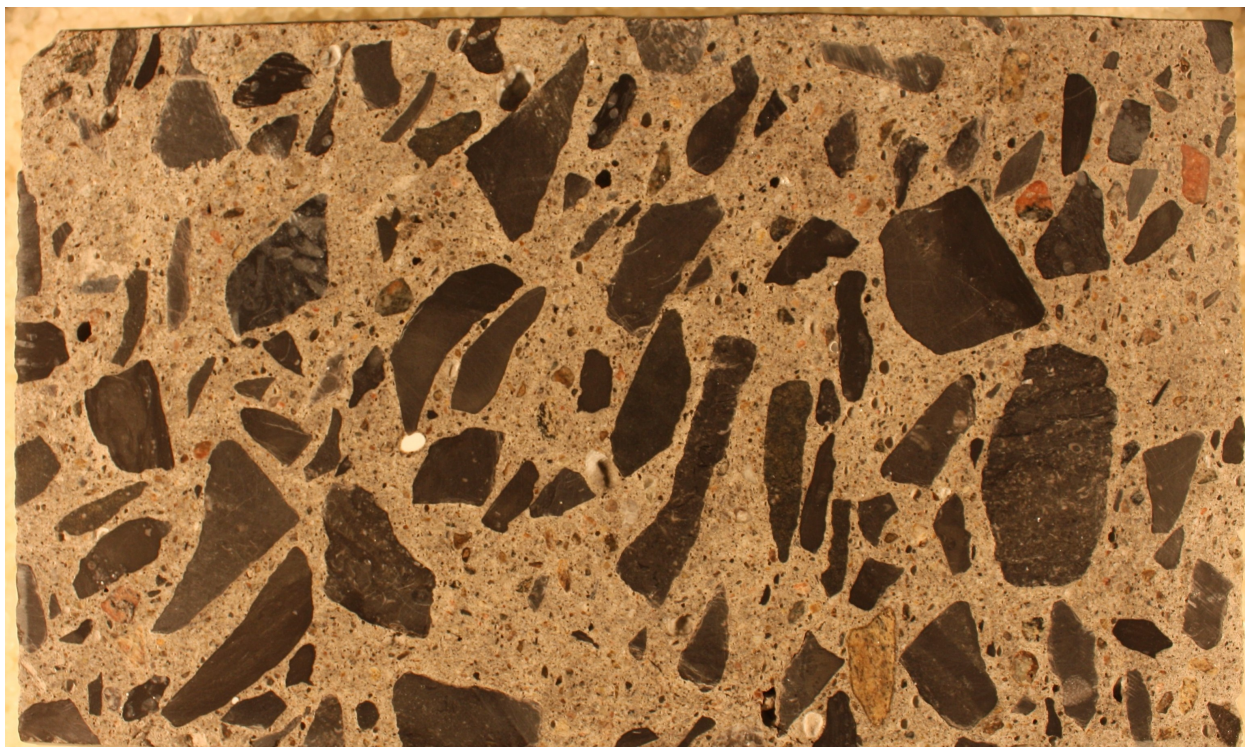


FIGURE 128 – Section polie - Élément D7-38-2-C8-S2-1

	FFG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Sommaton des comptes / 100 cm ²	257	54	237	10	47	21	881
Poids DRI* / 100 cm ²	64	108	475	30	142	63	

TABLEAU 39 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D7-38-2-C8-S2-1 (les acronymes sont définis dans la Figure 129)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 129.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 129 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

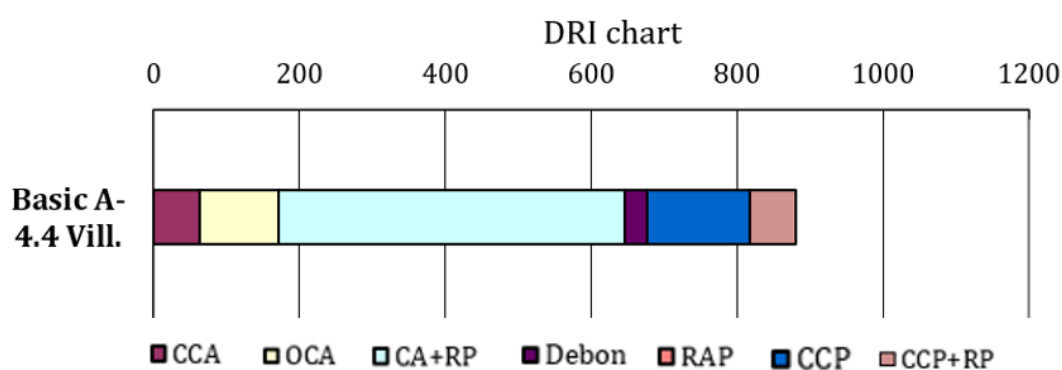


FIGURE 130 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-38-2-C8-S2-1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
A	0	0	5,5	3	7,75	9,75	10	0,25	4,5	4	19	6	11,25	9	10,5	3,75	2,5
B	4,5	15,5	3,5	7,25	3,75	4	5,25	14,5	0,5	5,75	11	4	6,5	2,5	3,75	2,75	5
C	0,25	6,75	9,75	1,25	9	1	10	3	16,75	0,75	4,5	5	0,5	4	0,5	7	0,75
D	10,5	6,5	13,25	1	6	1,25	9,75	6,75	11	12	9,5	9,5	9	3,75	6,75	6,75	0,75
E	9,75	15,75	12,5	6,5	6,5	9,75	3,25	4	3,75	12,5	3	9,5	6,5	18,5	4	13	3,25
F	4	12,5	3,5	9	4,5	6,5	23	9,5	3,5	12	12,25	5,25	0,75	6,5	3,75	6,5	10,5
G	10	12,5	5	10	14,5	4	12,25	6	9	6	4	9	0,75	13	0,75	5,75	10,5
H	4	17	7	6,75	9	1	7	3,5	15,25	9	3	15	13	7	7	3,25	9,25
I	8,5	10	12	18	11,5	4,25	9	6,5	4	6,5	9	9,5	9,5	9	6,75	9,5	12,5
J	8,25	2	6	13,25	5,5	3,75	15	9,75	13,75	3,75	16,75	9	9,5	7,25	2,75	12	12,75
K	3	9,75	10	8	4,25	3,25	7	12,75	4,5	13,75	6,5	24	3,75	6	26	2,75	13
L	7,25	9,25	4,25	6,75	12	7	5,5	6	10,75	12,75	12,75	19,5	6,5	9,5	13,75	6	6

FIGURE 131 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-38-2-C8-S2-1

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 132 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

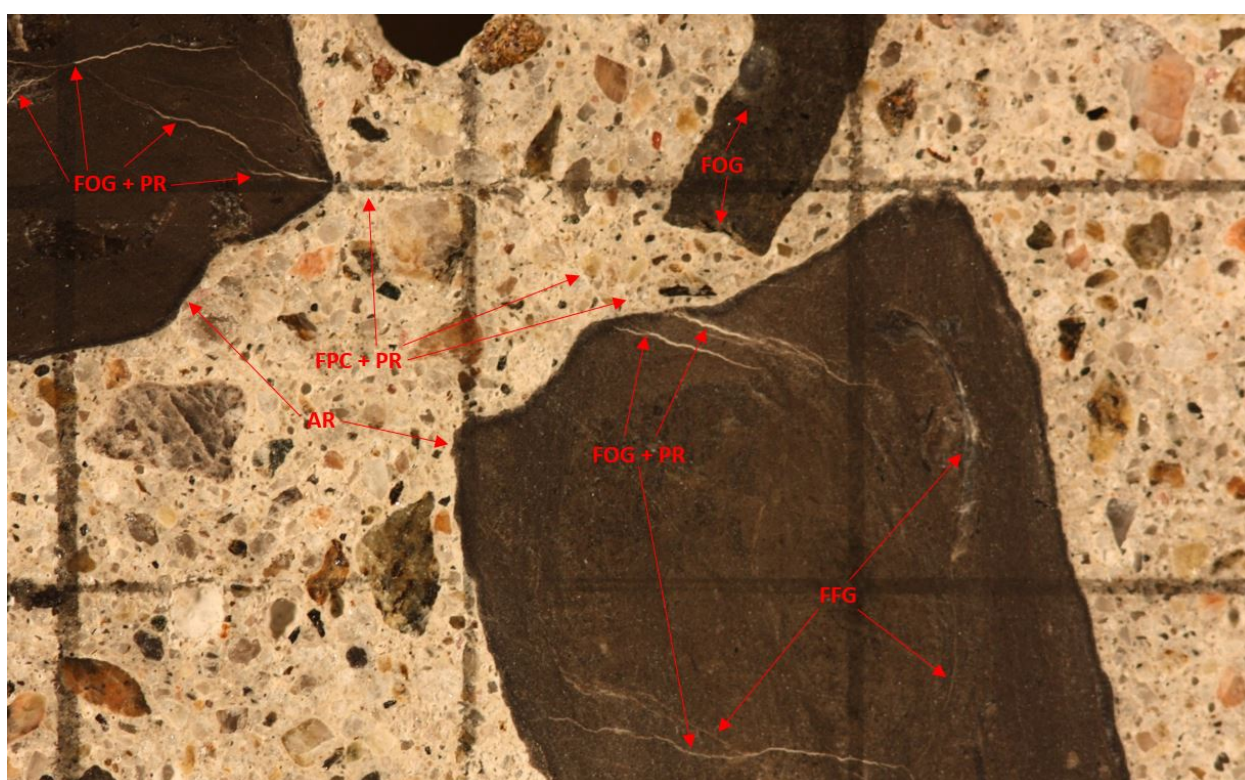


FIGURE 133 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Élément D7-38-2-C8-S2-1.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 129. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examination du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Sommet de la pile - D7-38-2-C8-S2-2 - Pré-expansion

Profondeur : 710-930 mm

Superficie : 25200 mm²

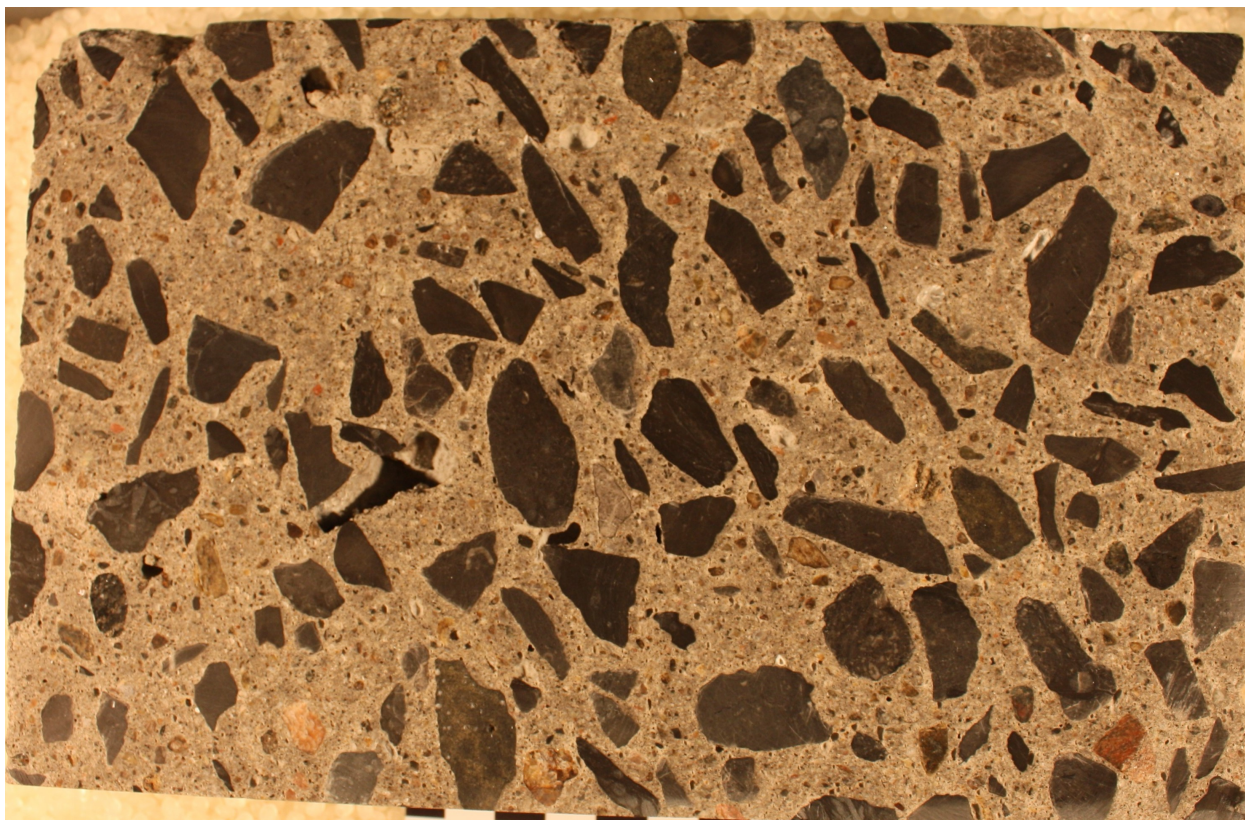


FIGURE 134 – Section polie - Élément D7-38-2-C8-S2-2

	FPG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	231	65	234	9	35	93	1066
Poids DRI* / 100 cm ²	58	129	468	26	105	280	

TABLEAU 40 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D7-38-2-C8-S2-2 (les acronymes sont définis dans la Figure 135)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 135.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 135 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

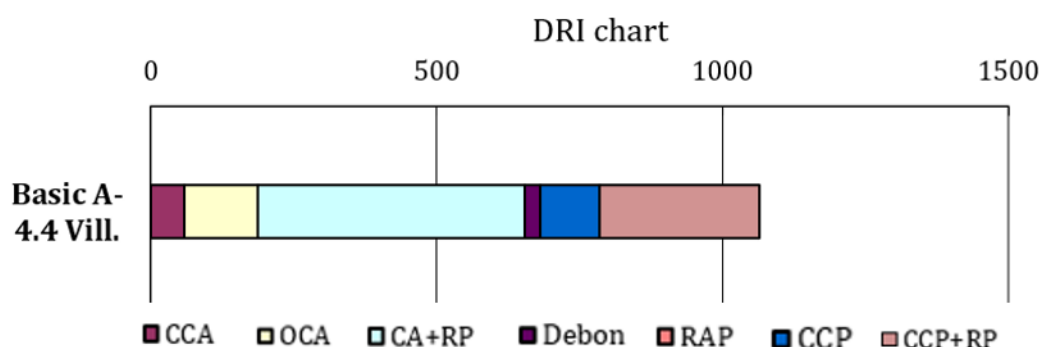


FIGURE 136 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-38-2-C8-S2-2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
A	14	2,5	22,75	16,75	6	9,75	11,25	3,5	14,5	6,75	6,5	6	2	20	6	0	3,25	13,75	3,75	14,5	3,75
B	15,5	1,25	12	17	10,5	12	6,25	1,25	9,25	18,75	14	35,5	0	10,75	3	14,25	11,75	22,75	3	25,25	6,75
C	11,75	2,75	13,75	4,75	20,75	15,25	18,75	18	9,75	17	0,5	9,25	11	11,25	9,75	17,25	15,25	18	3	21	25,5
D	9	6,5	21,25	8	29,25	22	3,5	0	16	10,25	0,5	20,25	10,75	4,75	11,25	16,75	9	17,25	24	22,5	24,5
E	16,75	11,75	15	3	18,5	19,25	43	25,5	40	17,25	14,5	17,5	3,75	3	2,25	15	6,5	48,75	16,75	19	18
F	11	20,25	18,25	5,25	19	16	6	32,5	47	22,5	19,5	14,5	4	14,25	38,75	3	7,75	10,25	17,75	5,75	3,75
G	19,75	24,5	3	12	11	9,75	17,75	3,75	15	23	12	20	7,75	5,5	20,25	7,5	15,5	21,75	13,5	15	15
H	3	18,5	12	9	18	7,25	3	13,25	6	14	25	15,5	22,5	22,5	14,5	3	17	6	22	9,25	0
I	12,5	22	38	7,25	16,5	10,5	10	19,75	18,25	14,5	24	29	18,75	3	11	3	6	0	9,5	1,25	9,75
J	7	12,5	23,25	9,5	5,5	9	17,25	14,75	12,5	7,5	18,5	10,75	3,75	2,25	8	10,25	16,25	7,25	12	34,75	8,25
K	2,25	10	16,5	1	9,75	9,5	9,5	13,75	25,75	9,5	18	44,75	18,5	23,25	25,5	18,5	13	22	2,25	9,25	19,5
L	3,75	17,25	6,5	9	4	12	7	5,75	3	3	18	24,75	27,75	3	3	6	4	19,75	14,75	6,75	21

FIGURE 137 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-38-2-C8-S2-2

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 138 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

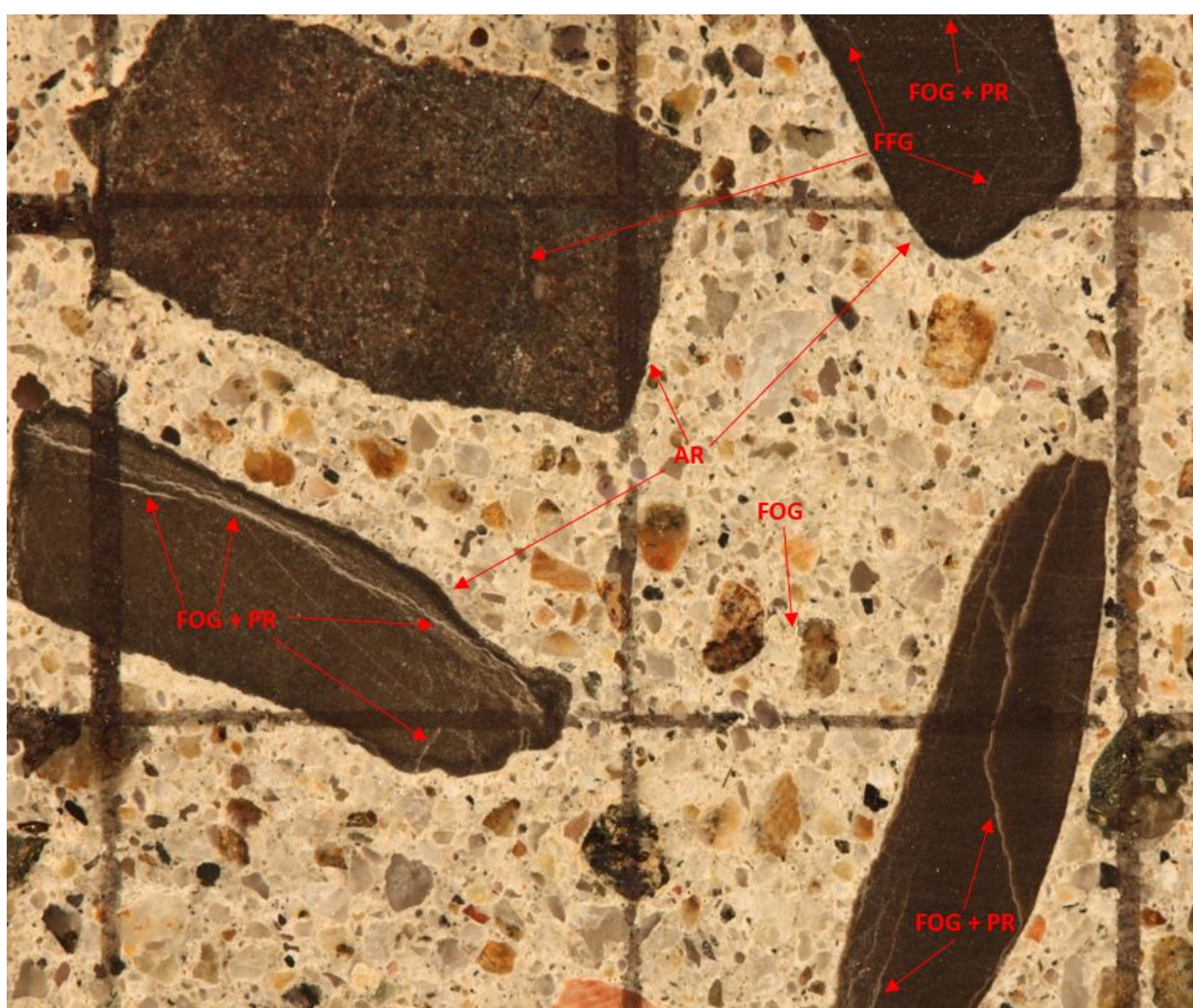


FIGURE 139 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Élément D7-38-2-C8-S2-2.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 135. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examination du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Sommet de la pile - D7-38-2-C4-S2 - Post expansion air humide

Profondeur : 520-720 mm

Superficie : 14400 mm²

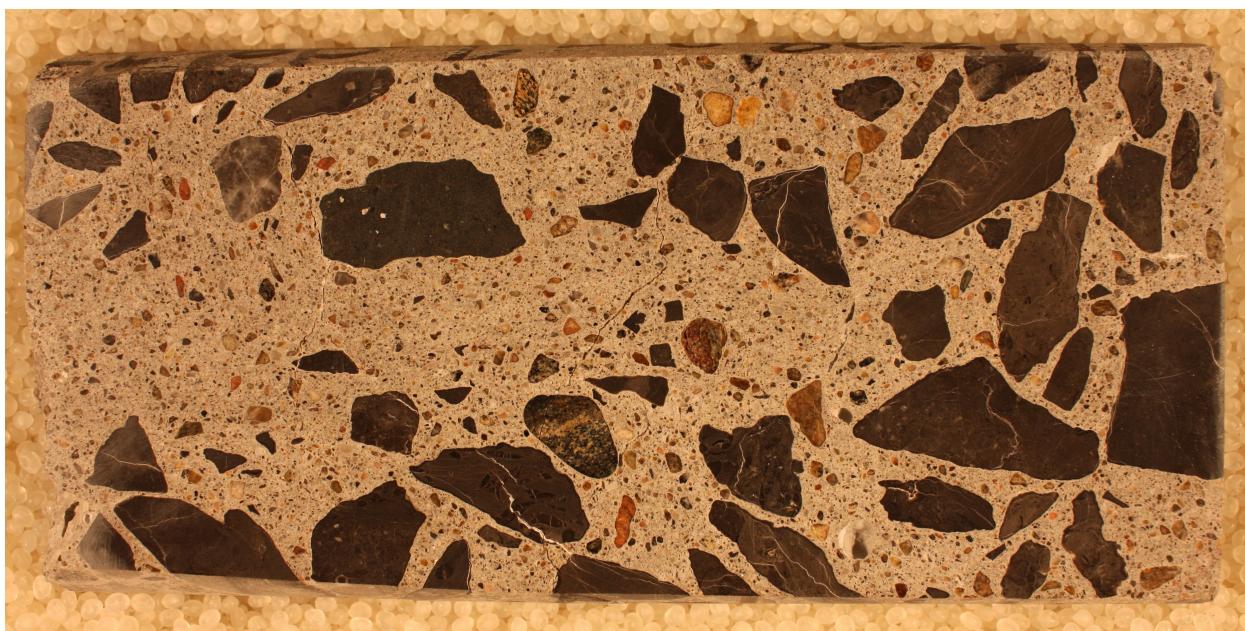


FIGURE 140 – Section polie - Elément D7-38-2-C4-S2

	FPG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	216	58	110	38	105	106	1135
Poids DRI* / 100 cm ²	54	117	221	113	315	317	

TABLEAU 41 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D7-38-2-C4-S2 (les acronymes sont définis dans la Figure 141)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 141.

Petrographic features	Abbreviation	Weighting factor
Closed cracks in aggregate	CCA	0,25
Open crack in aggregate	OCA	2
Open crack in aggregate with reaction product	OCAG	2
Debonded coarse aggregate	CAD	3
Crack in cement paste	CCP	3
Crack in cement paste with reaction product	CCPG	3

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 141 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

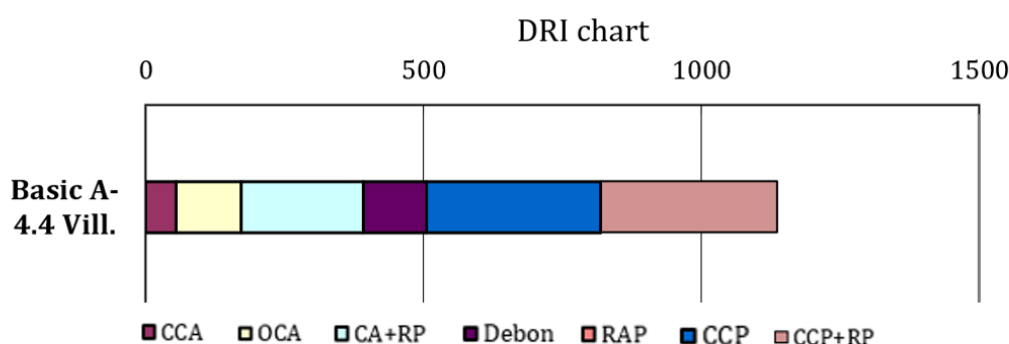


FIGURE 142 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-38-2-C4-S2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
A	13,25	13,5	13,75	15,25	14	7,25	10,5	18,5	12	20	6,75	5,25	17,75	7,5	5	9	12	32
B	19	4	3	9,25	14	3	3,25	0	3	13,25	14	11,5	18,5	13,5	6,75	12,25	23,5	13,5
C	27	15	6	9	6	6	9	0	0	12,25	15	18	12,75	15,25	22	12,75	6,25	10,25
D	5	16	6	9,25	7	11,25	9,25	6	3,25	13	10	12	11	3	12	6,75	7,25	15,5
E	3,25	9	3,75	12	15	12,75	6	15	13	15,75	12	9	10	6,75	13,5	0,75	3,5	15,5
F	5,5	15,25	17,75	24,5	13,25	22,25	26	10	6,25	12	7,5	13,75	12,75	13,75	3	6,75	24,25	6
G	10,25	17,25	17	14,75	13,5	22	21	11,25	21	6	10,75	7	24	12,75	9,5	11,25	16,5	19
H	6	2	0,5	6,75	1,25	11,25	8,75	20,75	16	0,25	12,25	10,5	12	9,5	11,25	19,75	7,75	12

FIGURE 143 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-38-2-C4-S2

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 144 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

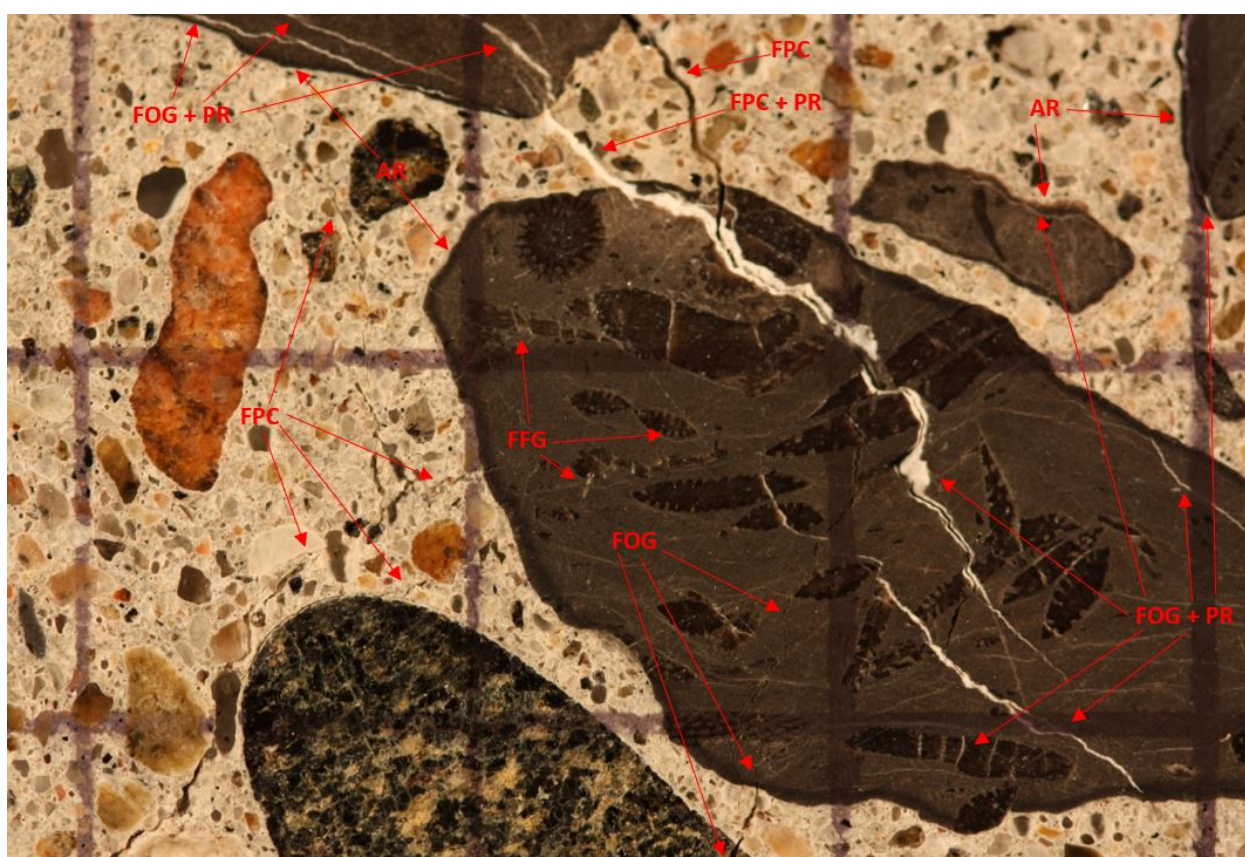


FIGURE 145 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Élément D7-38-2-C4-S2.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 141. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examination du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Sommet de la pile - D7-38-2-C6-S1 - Post expansion NaOH 1N

Profondeur : 0-200 mm

Superficie : 13600 mm²



FIGURE 146 – Section polie - Élément D7-38-2-C6-S12

	FPG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	173	66	160	29	54	166	1244
Poids DRI* / 100 cm ²	43	132	321	88	161	499	

TABEAU 42 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D7-38-2-C6-S1 (les acronymes sont définis dans la Figure 147)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 147.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 147 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

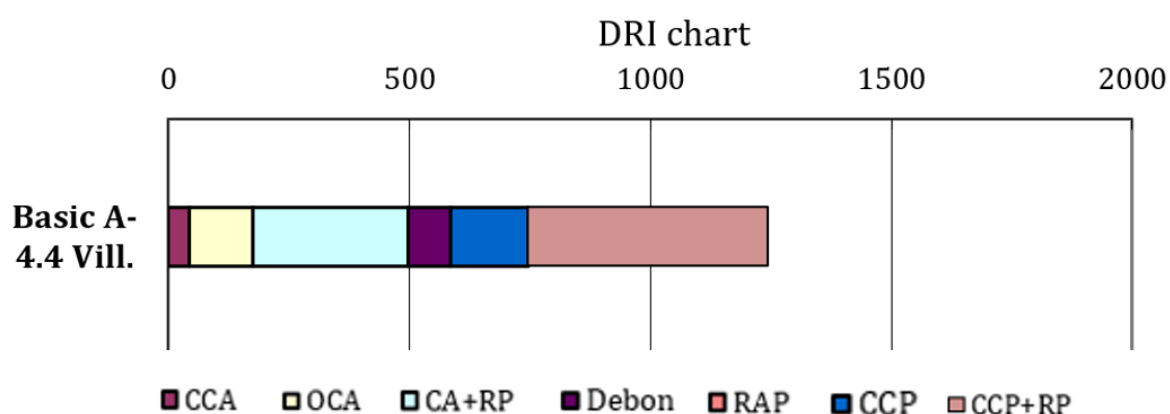


FIGURE 148 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément D7-38-2-C6-S1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
A	36,75	26,75	26,75	6,5	25	16,75	14,75	21,25	12,5	21,5	20,5	17	16	9	14,25	17	3
B	30,75	16,5	15,25	16	36,5	18,25	6,75	16,25	0	17	15	9	12	12,5	4,5	15,5	3
C	12,25	12,5	8,75	25,5	16,75	12,25	15,5	9	0,25	10,25	24	11,25	24	3,25	0	13	9
D	9	17,5	24,75	9	12	15,5	22,75	12,25	16,5	22,75	14,75	8,75	18	10	11,75	15	3,25
E	11,5	32,75	15,5	15	24	17,25	8,75	15,75	12,75	13,5	15,75	25	12	6	4	10	5,25
F	9,25	33	14,5	12	17,5	11	11,5	3	9	6,25	9	20,5	8,75	8	15	11,25	0,5
G	16	10,5	4	15,25	6,25	6,75	6	22,75	8	9	19	10	10,25	12,25	4,25	7,75	4,25
H	8,75	18,25	17	18	16,5	11	9	24	17,25	12,5	35,5	16	4	0,25	4,5	0,5	0

FIGURE 149 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément D7-38-2-C6-S1

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 150 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

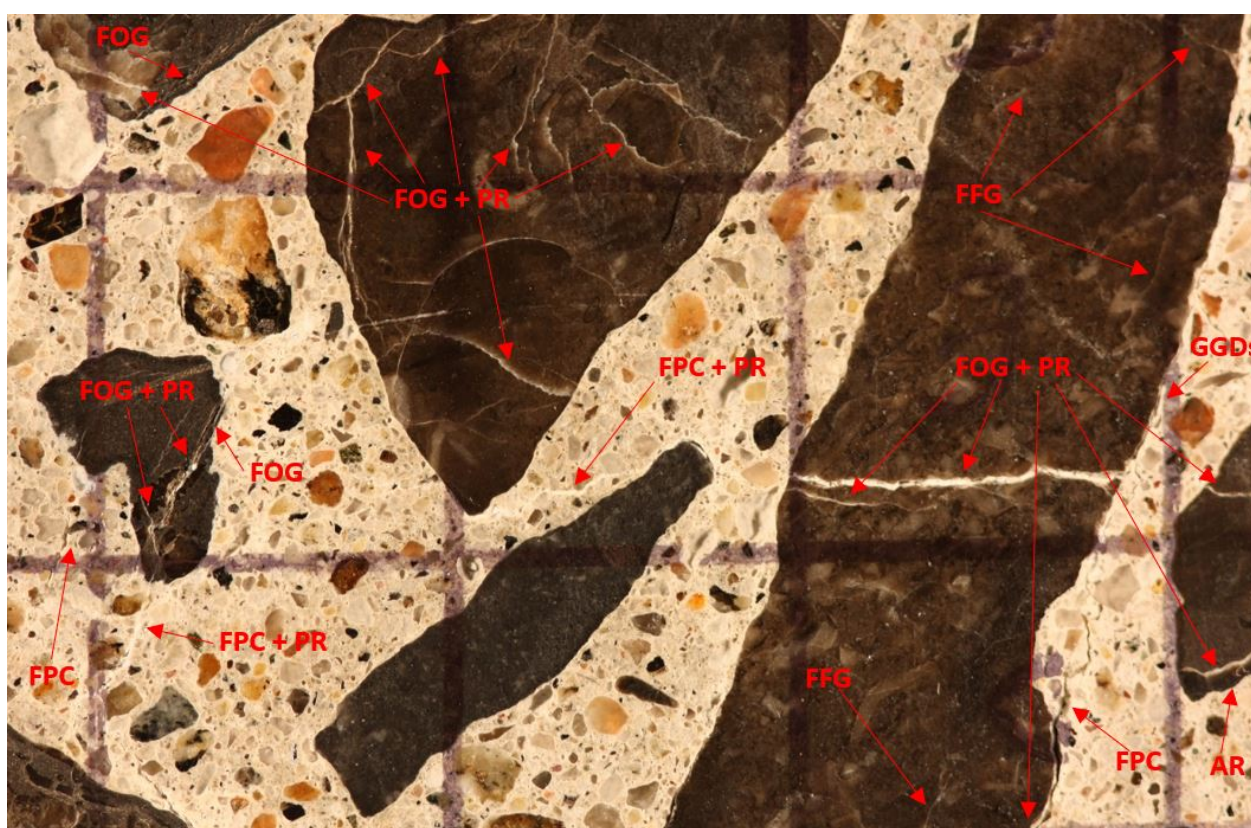


FIGURE 151 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Elément D7-38-2-C6-S1.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 147. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examination du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Chevêtre exposée - D7-39-1-C11-S4 - Pré-expansion

Profondeur : 940-1010 mm

Superficie : 19500 mm²



FIGURE 152 – Section polie - Élément D7-39-1-C11-S4

	FPG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	132	53	145	4	86	47	787
Poids DRI* / 100 cm ²	33	54	290	11	258	140	

TABLEAU 43 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D7-39-1-C11-S4 (les acronymes sont définis dans la Figure 153)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 153.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 153 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

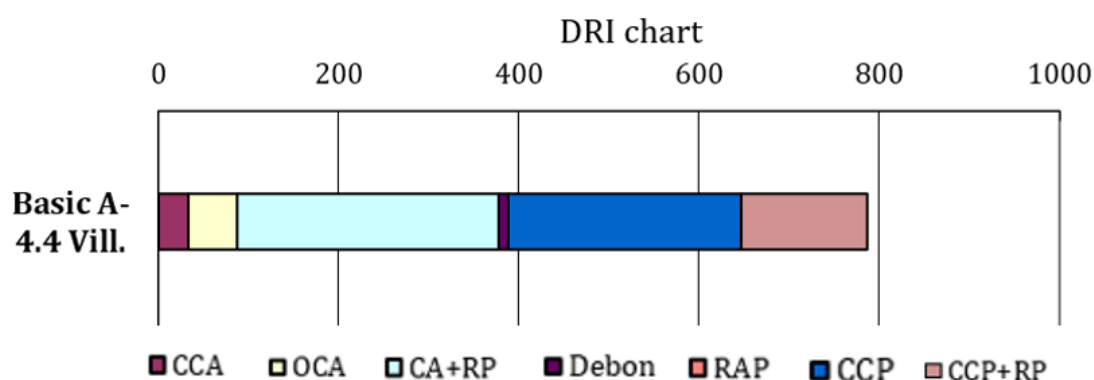


FIGURE 154 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-39-1-C11-S4

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
A	3	16,5	8,5	0,25	3	0,25	4,5	8,75	5	2,5	8	10	15	6,25	5,25
B	6	12,5	0,25	0	9	5,5	12	10,5	17	14	28,75	12	11,75	8,5	0
C	13,25	14	5,25	0,75	2	9,5	13	19,5	2,25	6,25	8,5	18,25	12,25	6	3
D	24	9	12,5	10	2,75	21,5	15	19	0,75	11	6	7,5	4,75	4	10,75
E	8	15,25	16,5	9,5	19,5	22	3	21	3	6	17	18	10,75	6,25	18,5
F	8	16,25	9	23,5	3,25	9	8	14	8,25	0	6,5	16,5	3	0,75	12,5
G	6,5	3	0	3	4,5	0,5	0	3,5	7	8,25	13,5	4,5	9,5	3,25	4
H	3	0	2	9	2,75	7	4	15,25	6,25	10,5	5,5	4,5	6,5	0,5	5,5
I	4,5	7,25	6,25	9,75	4,5	6,75	6	6	11,25	12	12	4,25	5	14	2,5
J	5	0,25	8,25	2,25	12,75	19	6	12	3	3,25	0	0	5,25	3,25	0,5
K	11,25	8,5	5,75	10,5	17	8,5	9,75	8	4,75	6,25	3	18,5	6,75	3	2,25
L	5,25	8,5	6,75	9,5	5	5,75	9	12,75	17	14	0	8	0,25	0	0,5
M	3	10	2,5	5,75	6,5	10,75	3	8	9	2,25	13,25	11	8	0	0

FIGURE 155 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-39-1-C11-S4

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 156 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

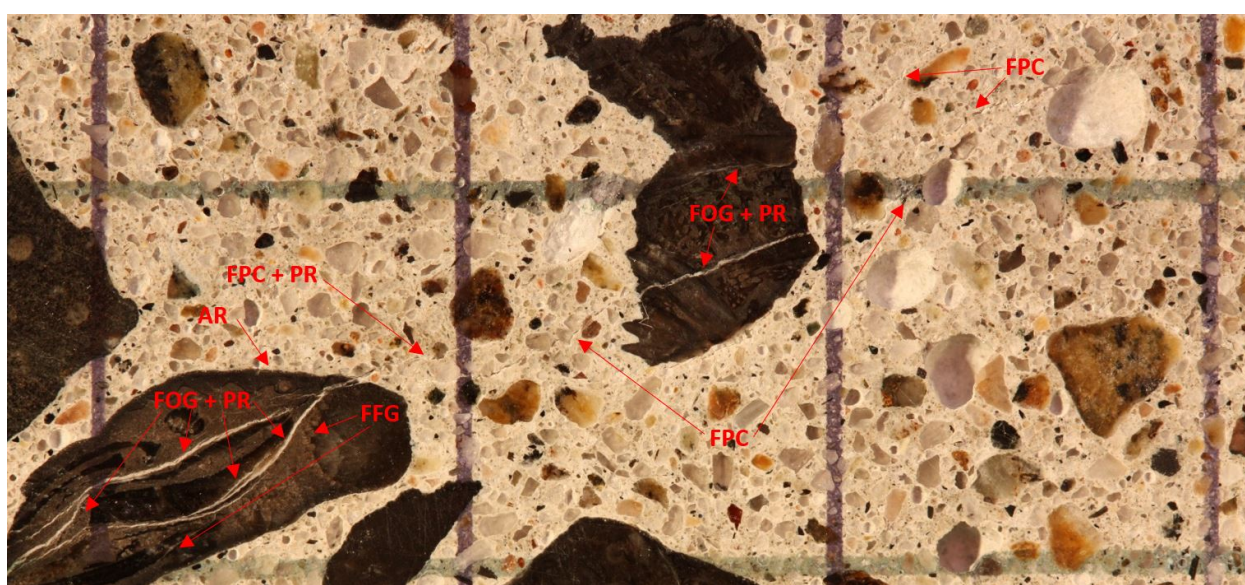


FIGURE 157 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Élément D7-39-1-C11-S4.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 153. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examination du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Chevêtre exposée - D7-39-1-C14-S4 - Post expansion air humide

Profondeur : 975-1255 mm

Superficie : 33800 mm²



FIGURE 158 – Section polie - Élément D7-39-1-C14-S4

	FFG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	137	30	248	20	32	126	1123
Poids DRI* / 100 cm ²	34	60	496	60	95	377	

TABLEAU 44 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D7-39-1-C14-S4 (les acronymes sont définis dans la Figure 159)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 159.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 159 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

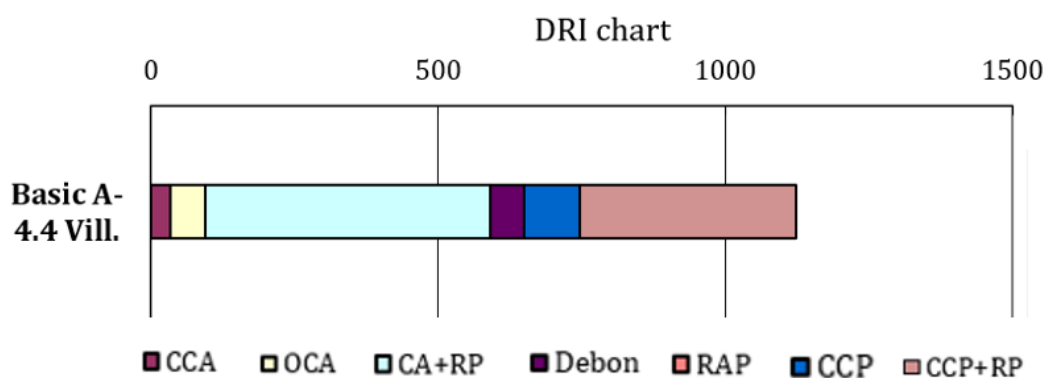


FIGURE 160 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-39-1-C14-S4

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
A	6,25	0,75	11,25	8	24	16,25	2	1	14	11	12	0,75	8,5	21	10	15,25	6,75	8,5	6	16	29	15	12	13,25	10	15
B	19	9	12	4,5	6,5	12	6,25	23,5	9	6	7,25	15,25	20	14	3	20	23,5	12,5	4,25	8,25	21,5	16,25	14	33	21	13
C	8	14,5	21	17,75	15,75	8,25	7	8,25	5,75	0,5	3,25	18,75	15	13,75	6	17,75	20	30	16	10,75	6	8	12	11	0	0,75
D	9	14,75	9,25	13,5	13,5	10,25	11,25	7,25	3,5	22	22,5	18,5	3	11	21,5	7,25	13,5	6,5	8	9,75	6,5	6,25	11	0,5	8	8,25
E	10,75	1,25	3,75	12	17	3	3	14,75	18	12,75	15,5	3,75	22	13	5,5	0,5	15	17,25	22	10,75	6,25	3,5	18,25	11,5	9,25	3
F	22,25	28,25	11	23	21,5	28	11,5	16,5	13,25	2,5	12,75	20,25	14	10,75	3	8	3	16	13	13	12,25	12	16,25	11	10	13
G	45,5	27	7,5	2,5	17,5	6,25	16,75	8,75	7	11,5	9,5	8,5	3	3,75	15,75	11	6	12	5	2,5	6,25	14	6	9	6	4
H	17	9,75	0	4	13,25	7	5	1	4,25	14	1,25	1	16,25	13,75	10	4,5	15	12	2,75	3	6	10	10	8,25	26	11,25
I	3,5	12	7,5	11	18,5	23,75	20,25	1,25	0,75	0,25	2,25	9	33	18	16,75	25,25	12	10,25	8	8,5	6	8,25	13,25	9,25	3	24
J	7	6,5	10	11,5	15	22	23,5	20,25	1	3	6	19,25	6,5	0,75	8,25	17,5	6	15	36,5	32	7	3	3	8	18,5	10,5
K	6	3,5	15,25	8,75	0	0,25	8,75	7	14,25	12	16,75	23	22	12	17	6	3	6	14	14,5	13,5	11	7,5	13	6	6
L	6	18,25	17	19	11,75	10,5	12	7,75	6,5	8,75	6,75	12,25	12,5	4,5	18,25	2,25	10	15	7	4,5	3	2	0	2	2,5	22
M	0,75	2	7	4,25	13,5	17	22	15,75	9,25	18	31,5	14	8,25	0,25	10	0,75	0,5	12,5	15	26	10	22,75	12	10,5	14,5	8,75

FIGURE 161 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D7-39-1-C14-S4

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 162 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

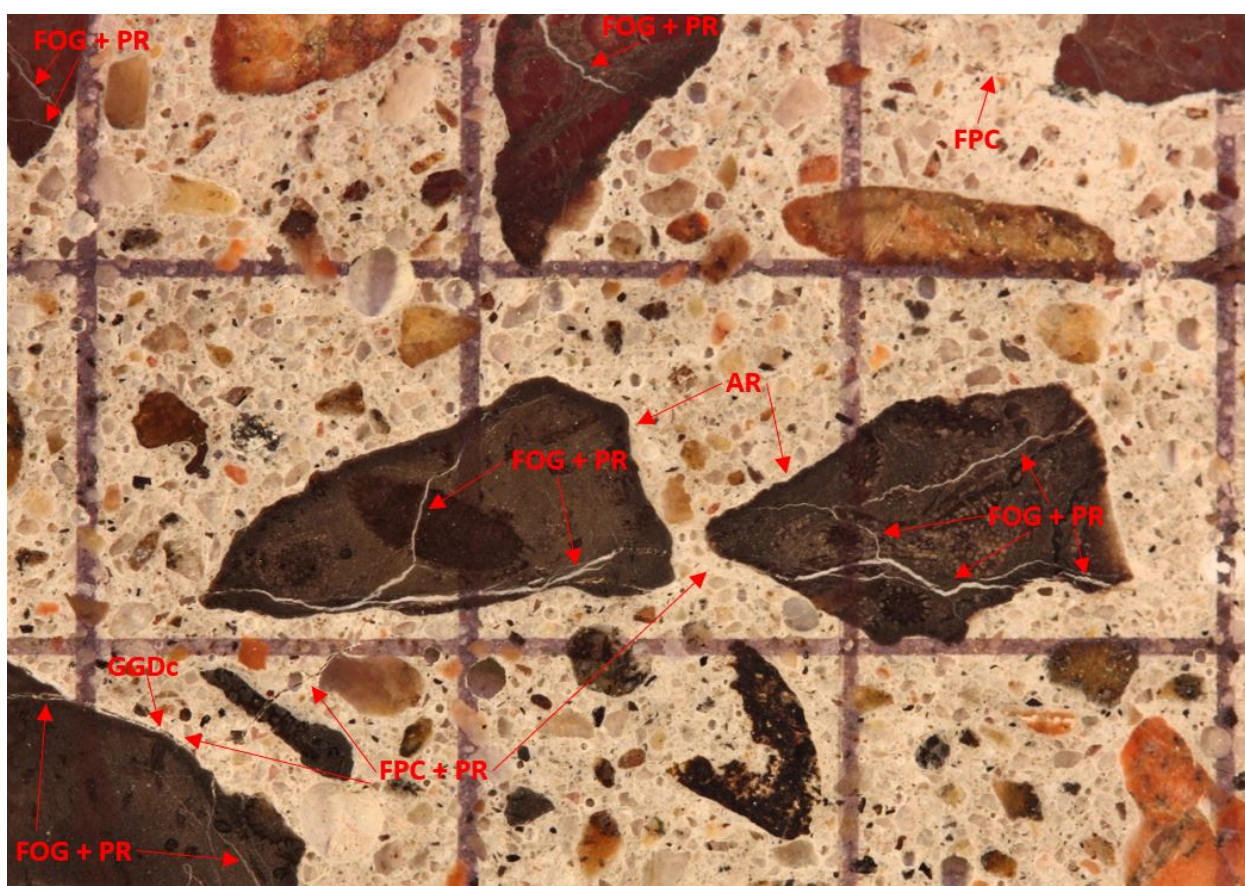


FIGURE 163 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Elément D7-39-1-C14-S4.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 159. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examination du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Chevêtre exposée - D7-39-2-C3-S1 - Post expansion NaOH 1N

Profondeur : 430-620 mm

Superficie : 14400 mm²



FIGURE 164 – Section polie - Elément D7-39-2-C3-S1

	FFG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	268	41	149	5	76	83	939
Poids DRI* / 100 cm ²	67	82	299	15	227	250	

TABLEAU 45 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D7-39-2-C3-S1 (les acronymes sont définis dans la Figure 165)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 165.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 165 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

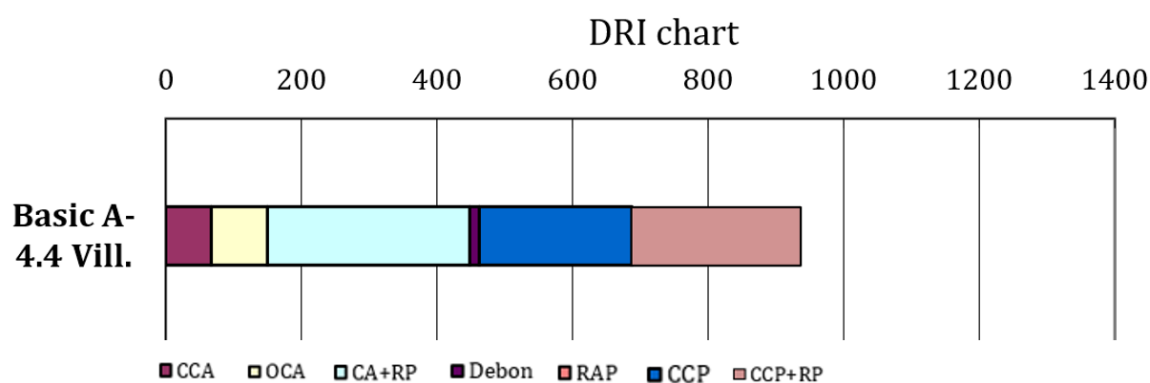


FIGURE 166 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément D7-39-2-C3-S1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
A	11,5	8	11,25	12,75	13,75	7,5	3	2,75	12,75	5,75	5,25	3,5	0,5	2	8	0,5	6,5	8,5
B	15,75	0,5	10,75	7,75	20	4,25	0,25	6,5	10,5	4,5	1	21,5	6	9,5	0,25	4	6,25	8,25
C	18	19,5	2,25	0,5	3,5	0,5	1	14,25	3,25	4,5	4,5	4,25	9	14	0	4,5	6,5	16,5
D	12,5	6,5	3	6,75	29,5	20	10,25	15	17,25	8,75	15	7	1,5	5,25	0,25	8	10,75	11,25
E	10	7,5	14,25	6,75	26,5	12,75	11,25	29,25	18,5	6,5	9,25	11,75	10	15,75	4,25	7	5,25	10,25
F	15	6,5	6,25	10,25	11,75	16,5	26,5	7,5	14,25	6	2,25	8,75	11	12,25	22	12	3	16,75
G	7	7	3,75	13,25	15,5	54,5	12	7,5	11	0,5	13,75	26,25	12	7,75	5,5	3	9	22
H	6	7,75	0	4,25	9	13,25	8,5	2	3	5	3	6,75	9	2	6	21,75	6,25	6,25

FIGURE 167 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément D7-39-2-C3-S1

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 168 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

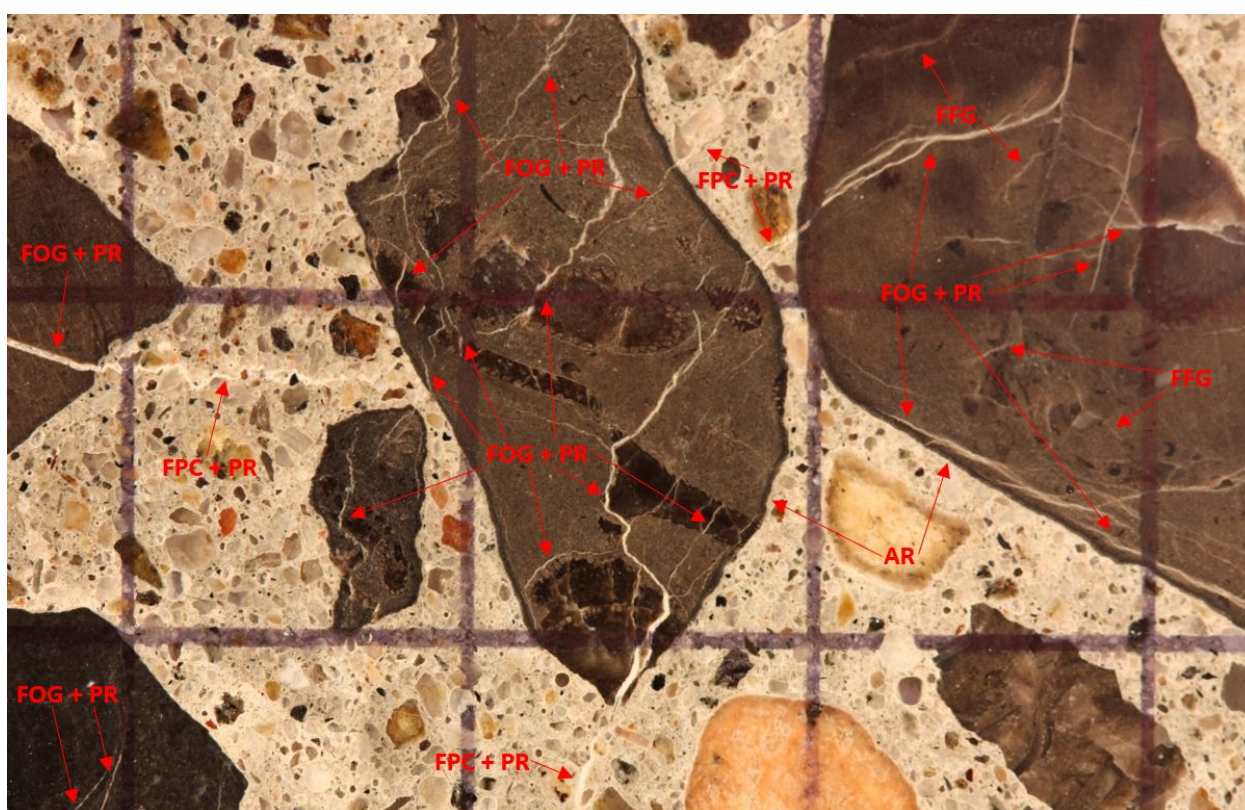


FIGURE 169 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Élément D7-39-2-C3-S1.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 165. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examen du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Chevêtre exposée - D7-39-2-C6-S2 - Pré-expansion

Profondeur : 440-730 mm

Superficie : 21300 mm²

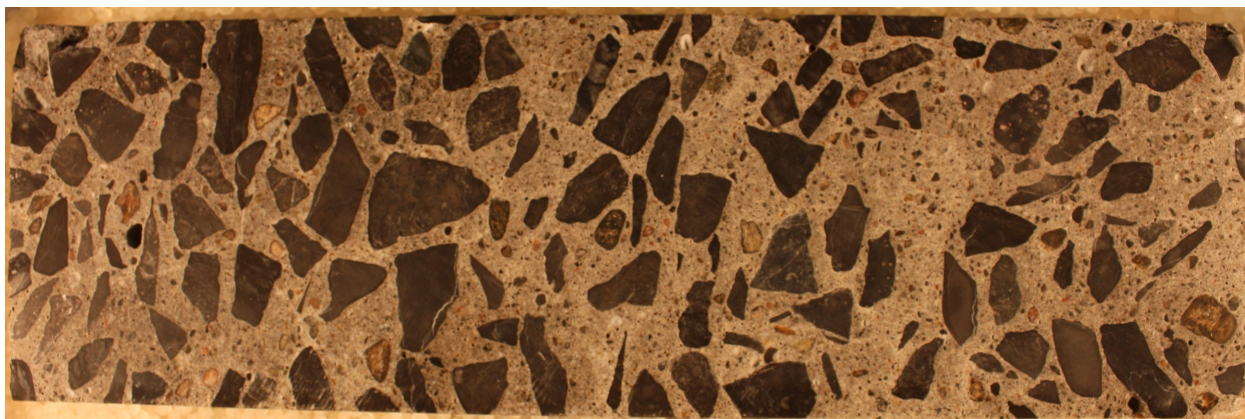


FIGURE 170 – Section polie - Élément D7-39-2-C6-S2

	FFG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	253	3	118	7	7	62	533
Poids DRI* / 100 cm ²	63	5	237	21	21	185	

TABLEAU 46 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D7-39-2-C6-S2 (les acronymes sont définis dans la Figure 171)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 171.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 171 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

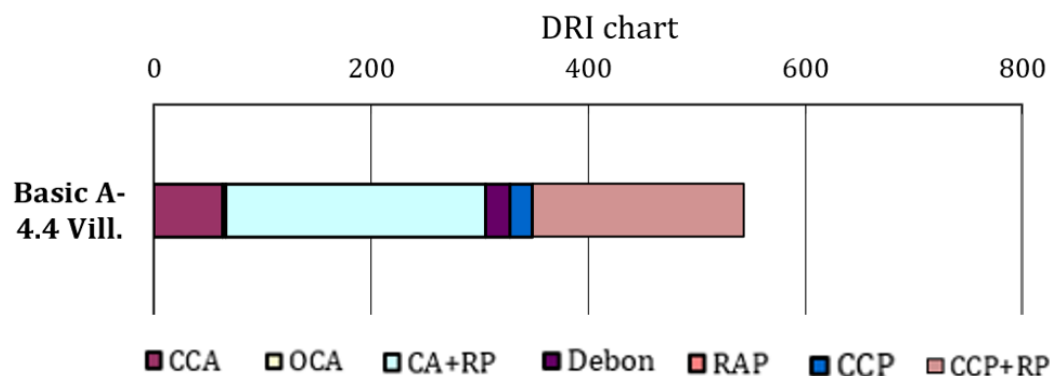


FIGURE 172 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément D7-39-2-C6-S2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
A	9.75	8	5	3.5	5	5.75	2.75	3.75	5.5	0.75	2.75	8	4	3.75	3.5	6.5	9.75	0.75	15.5	2.25	2.75	8.75	0.5	0.75	8	0.75	4.75	2.75
B	2.5	6.5	8.75	5.5	0.75	2.75	5.75	6.5	3.5	6	3.75	1	5.75	3.75	2.75	4.75	9.5	2.5	2.5	0.5	6.5	3.75	4.75	2.75	0.75	0.75	6.5	2.5
C	5.5	5.75	7.75	5.5	2	10.5	5.5	0.5	7.25	4.75	5.5	5.5	9.75	2.5	2.5	9.5	10.5	2.5	0.5	8.75	9.5	9.5	8	8.5	11.5	5.75	4.75	9.75
D	7.25	0.75	12.75	6.5	11.25	8	6.5	4	9.5	9	8.5	2.5	8.75	2.5	3.5	10.75	3.5	10	2.75	0.75	2.25	9.5	5.5	0.75	8	2.75	9.5	12.75
E	0.75	10	10	3.75	4.5	13.5	6.5	6.75	0.5	5.5	2.5	0.5	6.5	0.75	8.5	7.75	6.75	5.5	6.75	7	4.5	4.75	10.5	5.75	0.5	0.75	7.75	14.75
F	9.75	3.75	2.5	2.25	2.75	9.5	3.5	7.5	5	8.5	4.25	0.5	2.5	5.5	2.5	2.25	2.75	10.5	10.5	0.35	7.5	2.5	6.25	4.25	4.25	2.5	2.5	12.5
G	3.5	5.5	2.25	6.75	3.25	3.5	9.5	4.25	7	9.75	2.5	3.5	7.75	14.75	5.75	3.75	5.5	13.75	2.5	4.75	0.5	3	8.5	4.25	2.5	0.5	2.5	4.75
H	6	6.5	9.75	3.75	0.5	0.5	10.75	7.75	0.5	13.5	0.75	0.75	8.5	11.5	7.75	0.75	0.75	9.75	2.75	3	2.75	0.75	6.75	10.75	0.5	1	7.75	0.25

FIGURE 173 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément D7-39-2-C6-S2

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 174 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

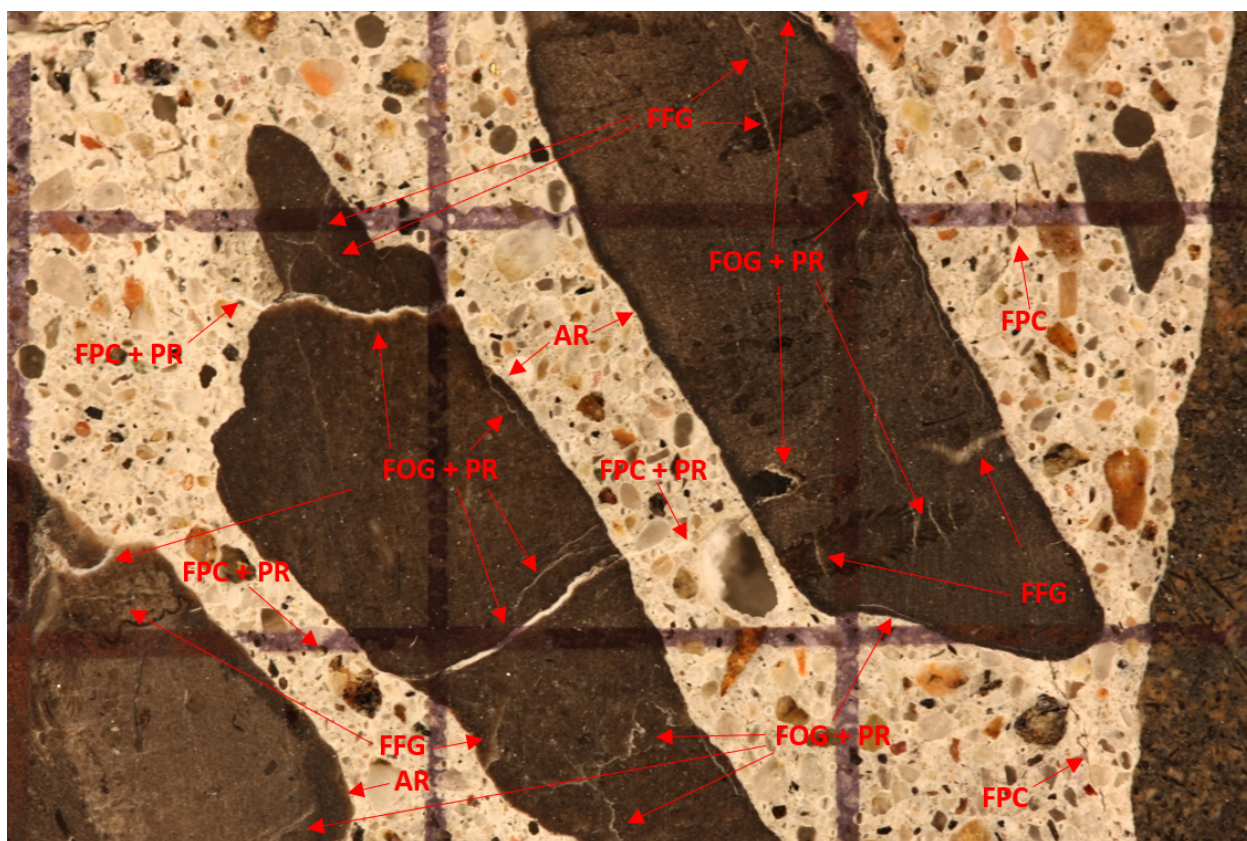


FIGURE 175 – : Indices d’endommagement sur la plaque de béton polie - Elément D7-39-2-C6-S2.

Notez que les signes d’endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d’assurer une bonne visibilité des signes d’endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 171. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examen du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Chevêtre non exposée - D6-35-1-C3-S1 - Post expansion air humide

Profondeur : 188-372 mm

Superficie : 13600 mm²



FIGURE 176 – Section polie - Élément D6-35-1-C3-S1

	FPG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	185	14	97	38	164	32	970
Poids DRI* / 100 cm ²	46	28	194	115	492	95	

TABEAU 47 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D6-35-1-C3-S1 (les acronymes sont définis dans la Figure 177)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 177.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 177 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

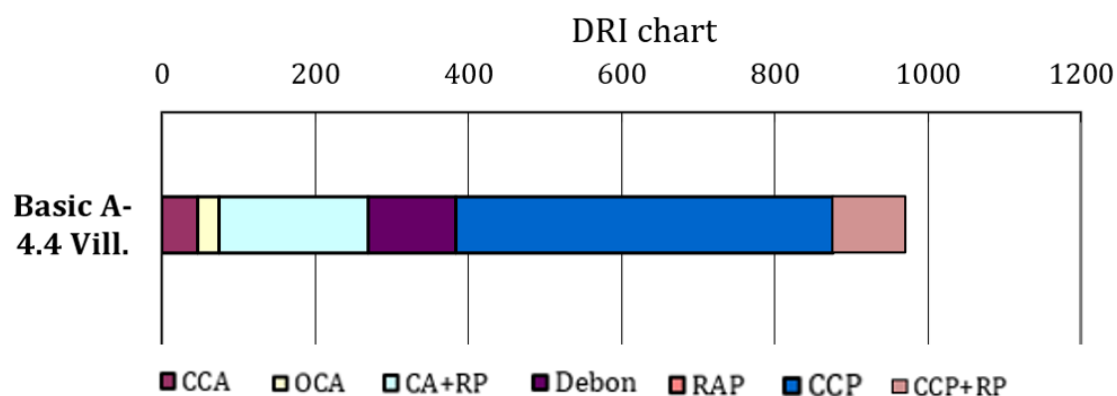


FIGURE 178 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément D6-35-1-C3-S1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
A	10,25	22,5	20,5	15,25	9	9,75	0,25	6,25	12,25	16	2	9,75	19,25	12	0,25	4	2,25
B	17,5	23	9	9	18	6,5	0	6	5	17,75	11	3,5	9,5	9,75	10	3,5	8,5
C	25,25	9,75	10,5	14	9,75	8,25	12,5	3	6	13	3,25	6,5	28	12,5	15,25	0,75	18,5
D	3,25	9,25	13,5	9,75	21	13	22,5	11,5	12	11,75	25	22,25	15	4,5	8,5	6,25	9,25
E	9,75	0,75	3,25	11,5	4,25	6,5	7,25	9	17,75	0,5	3,75	11,5	0,5	3	16,75	14,5	15,75
F	9,25	15,25	6,5	17,25	4,5	9	9,75	12	3	0,75	8,5	16,25	16,5	6,25	9,25	9,75	13,25
G	3,5	7,25	12	3,5	9	12,75	8	15	9	6,25	6,75	6	8,5	14	0,75	3,25	7
H	3,5	4,25	3	13,5	5	0,5	11,5	11,5	8,25	6,25	0,75	16,25	0,5	16	13,5	11,5	3,5

FIGURE 179 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément D6-35-1-C3-S1

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 180 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

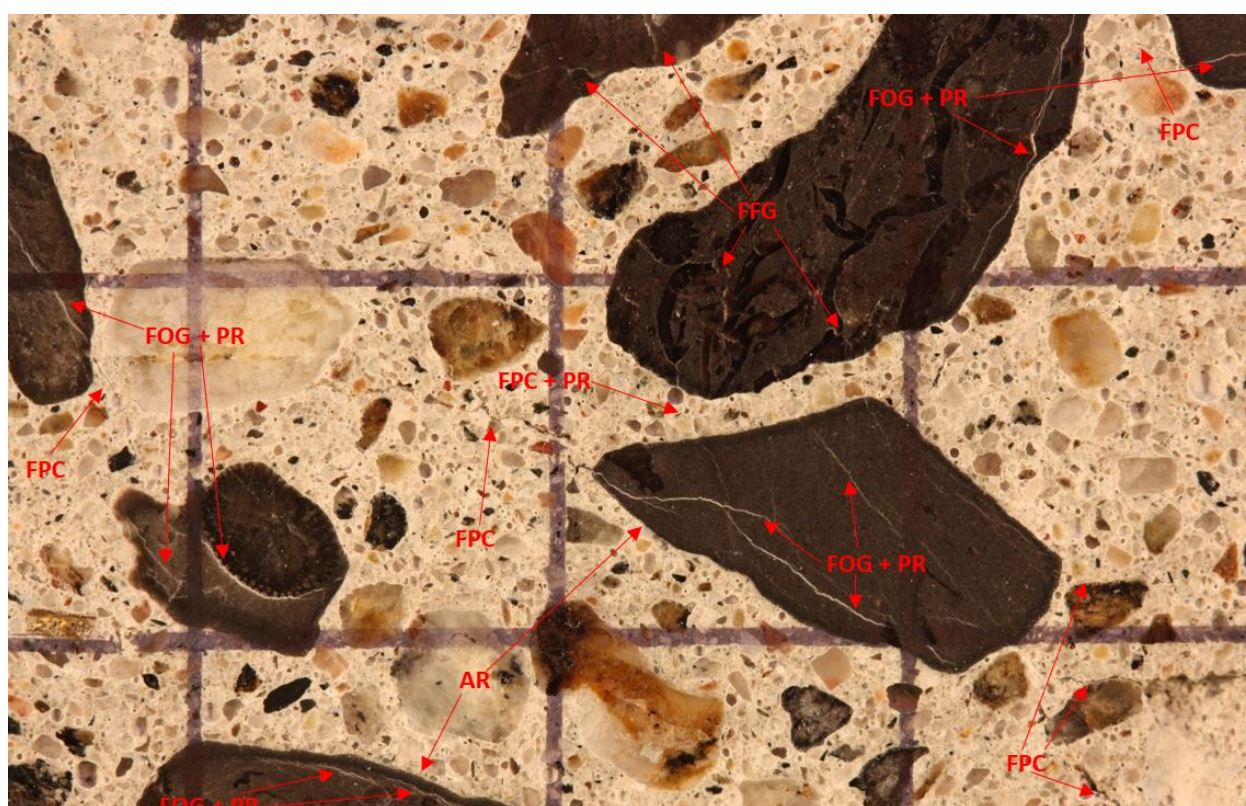


FIGURE 181 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Élément D6-35-1-C3-S1.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 177. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examen du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Chevêtre non exposée - D6-35-1-C4-S2 - Pré-expansion

Profondeur : 260-420 mm

Superficie : 12000 mm²

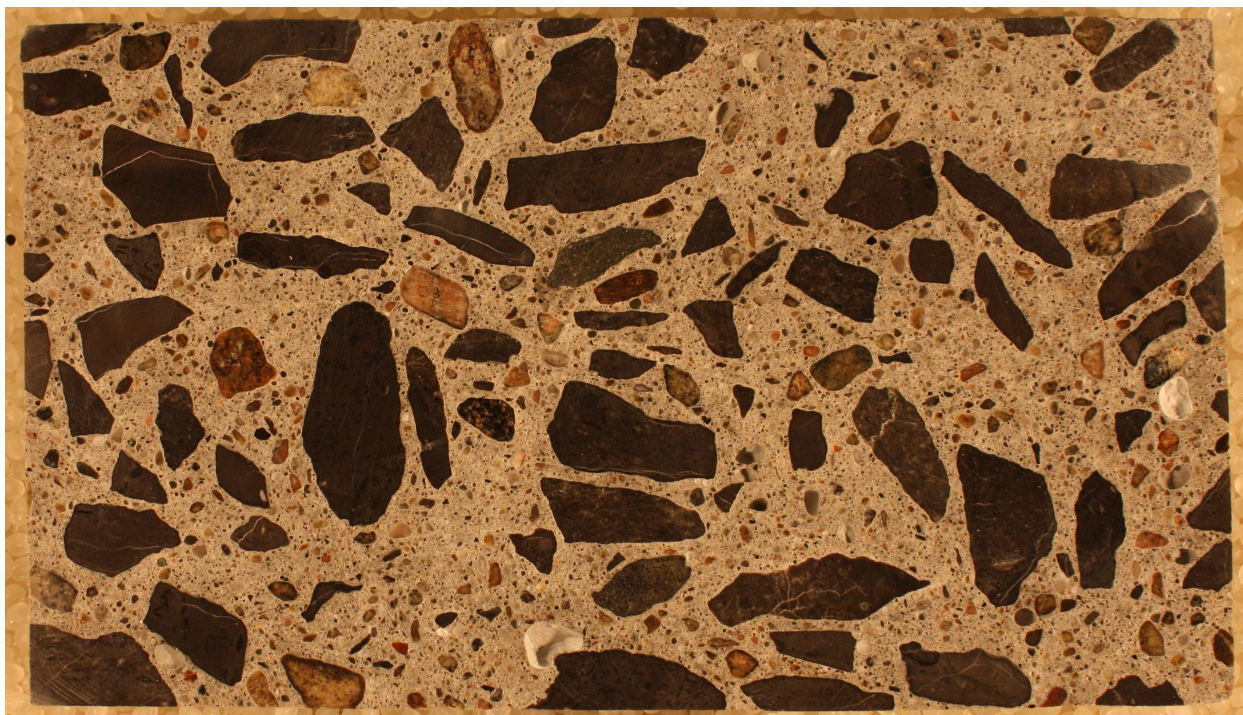


FIGURE 182 – Section polie - Élément D6-35-1-C4-S2

	FFG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	190	7	98	7	78	75	733
Poids DRI* / 100 cm ²	48	13	195	20	223	225	

TABLEAU 48 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D6-35-1-C4-S2 (les acronymes sont définis dans la Figure 183)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 183.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 183 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

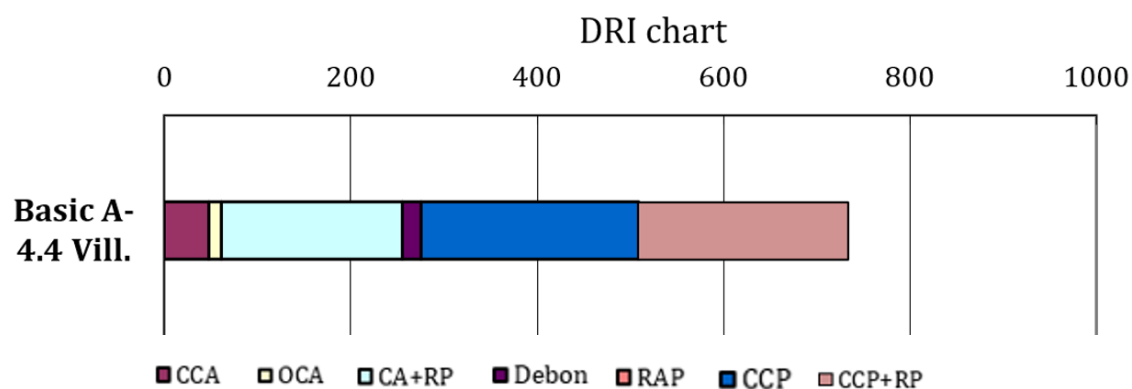


FIGURE 184 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément D6-35-1-C4-S2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
A	7	5,75	7,5	3	4,75	6	12,5	9	10	14	15	12	3	3	0
B	25,25	3,5	4	9,25	13	8,5	4	7	6	6	3,5	9	8,5	11,25	7,75
C	13	15,75	2	23,25	14	7,25	6	6	6,5	3,75	3	9,25	8	2,75	4
D	6,25	6	8	9,75	8,5	7	15,75	3,75	10,5	6	11,25	4	13,75	2	0,5
E	3	3,5	0,25	13,25	10,5	6	3,75	0,75	6,25	11,75	3,75	12,5	3,5	3,25	1
F	8,5	6,75	11,5	17,75	6,5	0	7,75	14	10,25	6	8	4,25	6,25	10,75	9
G	8	10,25	8,75	22,75	6	3,5	2,5	3,5	6,5	10	13	8,5	5	11,25	12
H	4	1	3	3	3	0	3,5	12	3	5,5	3,5	7,5	9,75	3	0

FIGURE 185 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément D6-35-1-C4-S2

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 186 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

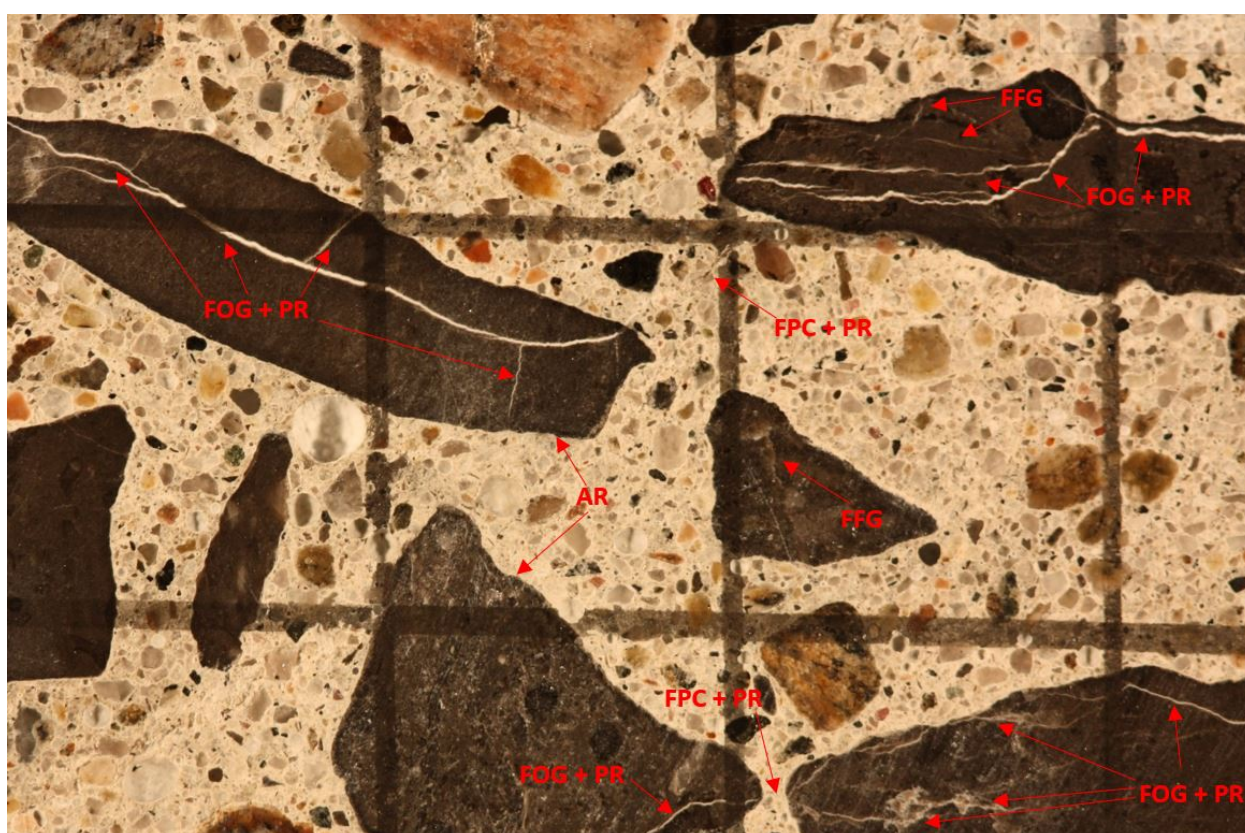


FIGURE 187 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Élément D6-35-1-C4-S2.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 183. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examen du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Chevêtre non exposée - D6-35-2-C5-S2 - Pré-expansion

Profondeur : 180-400 mm

Superficie : 23400 mm²

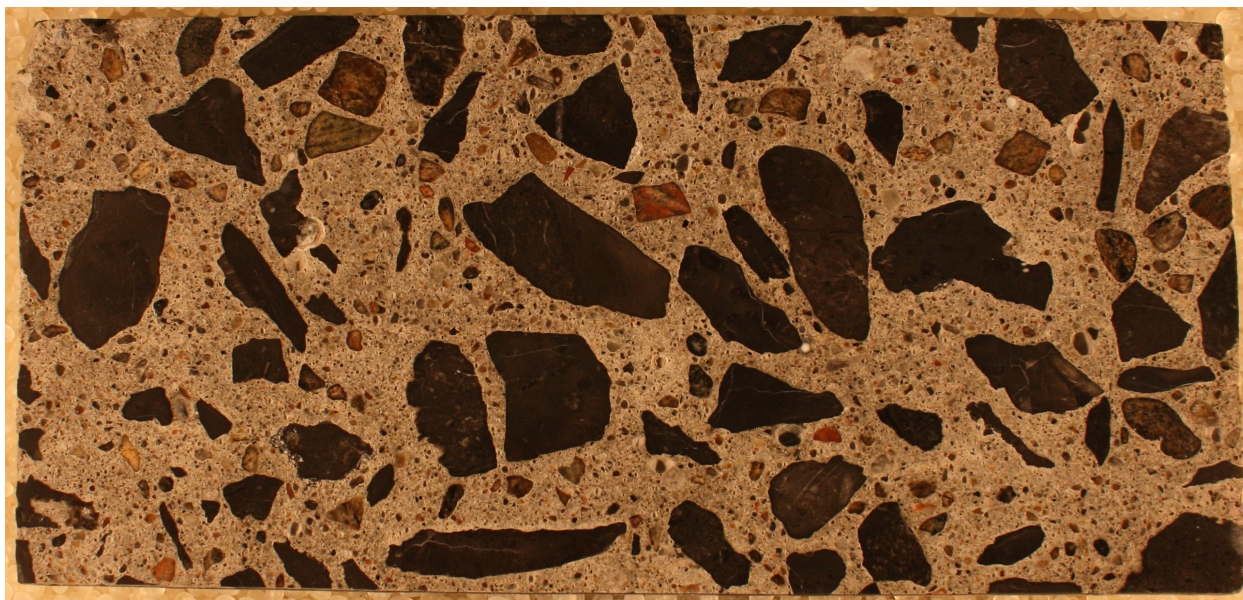


FIGURE 188 – Section polie - Élément D6-35-2-C5-S2

	FFG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	214	18	195	31	103	108	917
Poids DRI* / 100 cm ²	54	37	390	92	310	36	

TABEAU 49 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D6-35-2-C5-S2 (les acronymes sont définis dans la Figure 189)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 189.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 189 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

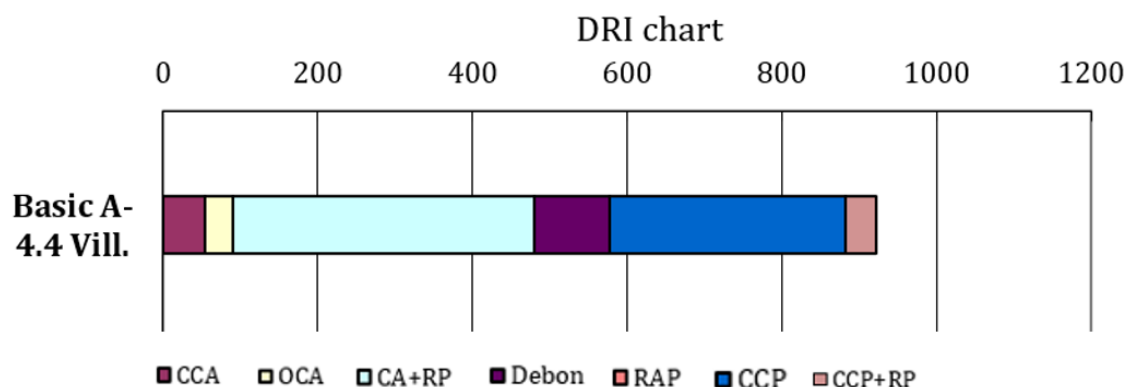


FIGURE 190 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D6-35-2-C5-S2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
A	7.25	3.75	6	9	5	6	0.25	6.75	13	0.5	11	6	0.5	5	6.5	10.75	8.5	13.5	6	14.25	10.5	7.5	3.5	9	10	6.25	3.75	3.75	9	15.5	9.75	3
B	0	3.75	6.25	0	0.5	0.25	0.25	0	4.25	5.5	11.25	1.25	1	6.75	1	14.25	3.25	3.5	9.75	7	3.25	7.25	6	13.75	17.75	6.25	0	0.5	12.75	10.25	6	1
C	4.25	9	3	3.5	3	1	1.25	9	3	16	10	1	6.75	9.75	14	9	6.5	10.75	9.5	15.75	14.5	7	9.25	4	1.5	16.25	7	9.5	20	12.25	5.25	7.75
D	14.5	3	0.5	7	3.75	0	9.75	7.25	3	9	3.75	4	4.5	12	8.5	3.25	9.25	14	4	3	0	3	0	10.75	2.75	0	11	13.5	2.25	0.5	11.25	13.25
E	16	13.25	22	3	2.5	8.25	11.5	7.5	8.75	3	24	5.75	3.75	2.25	3	0	3.5	8	0	12.25	13.5	5	5	8.5	8	7	7.75	4.5	14	11.75	11.75	33
F	6	6.25	11.75	4.25	5.75	7.5	6.25	11	9.25	4	14.75	6.5	8	9	14.25	13.5	7	13	5	13.25	28	3	14.5	0	3.75	9.25	14.75	11	6	12	15.25	6
G	15.75	10.5	3	4.75	7.25	15	13.75	9.75	14.75	19.25	18.75	28	10.75	21	9	8	16	1	13.25	15.75	19	9	6	9	12	13.75	27	7.5	16.75	7.5	10.75	26
H	15.25	6.75	16.75	20	15.25	10.5	7.5	6	14.75	18.75	27.5	2.5	7	23	0	20.5	10.75	11	6.75	11.5	20.15	0	9	11.75	6	5	5.75	11.75	25.5	16.5	10	4.25

FIGURE 191 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D6-35-2-C5-S2

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 192 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

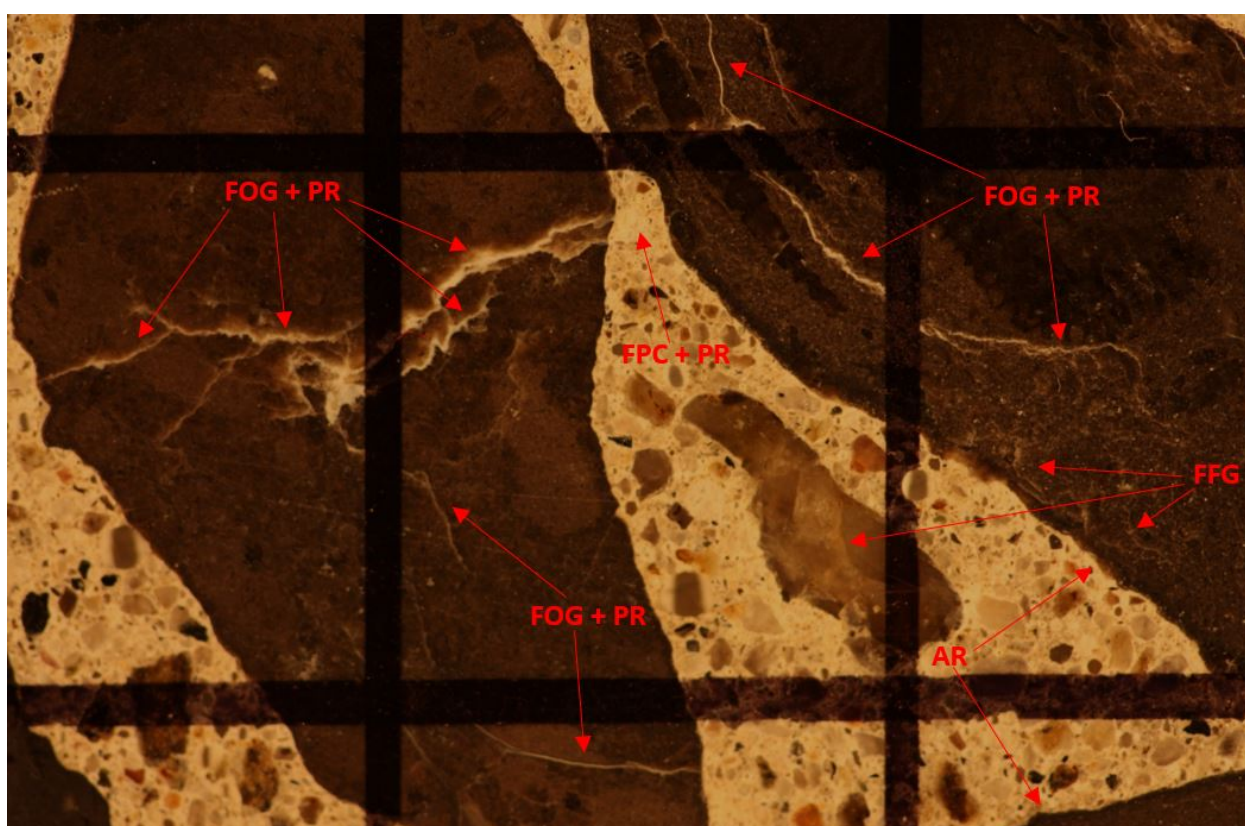


FIGURE 193 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Elément D6-35-2-C5-S2.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 189. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examination du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Chevêtre non exposée - D6-35-2-C7-S1 - Post expansion solution alcaline

Profondeur : 370-556 mm

Superficie : 13600 mm²



FIGURE 194 – Section polie - Élément D6-35-2-C7-S1

	FPG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	178	66	331	10	28	142	1379
Poids DRI* / 100 cm ²	45	132	661	29	85	427	

TABLEAU 50 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D6-35-2-C7-S1 (les acronymes sont définis dans la Figure 195)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 195.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 195 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

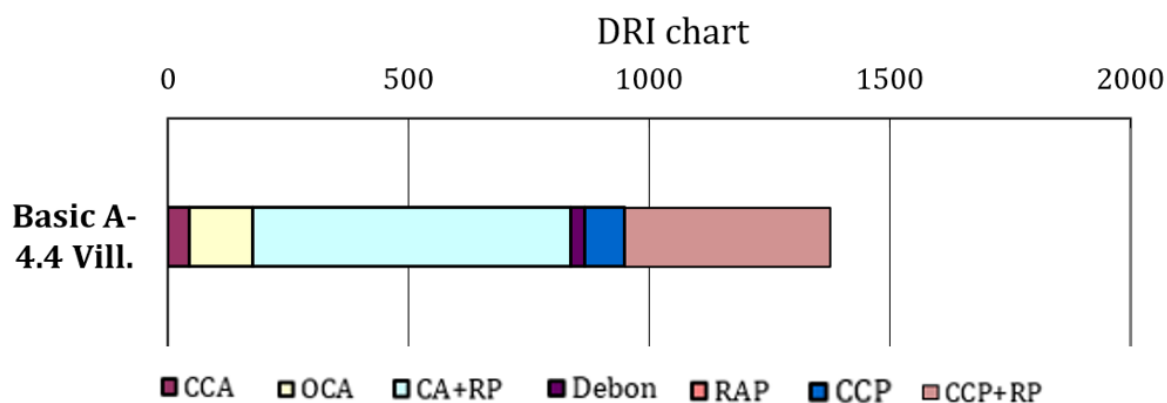


FIGURE 196 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D6-35-2-C7-S1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
A	8,5	12,5	17	30	26,25	0,5	10,25	11	24,25	28	18,5	12,75	11,75	15,5	18,75	3,25	14,75	10,5
B	19	14,75	32	30,25	27,75	23,5	17,25	17,5	17,5	12	13	4,5	20	22,25	18,5	12,75	3,5	7,5
C	20	24,5	34,25	14	19,75	11	14,5	25,5	12,5	15,25	25	22	23,5	13	16	25,25	33	11,5
D	21	42	19,25	6	10,25	3,75	0,75	14,5	0,25	7	21,5	8	32,75	21	21	12	13,75	21,5
E	9,75	18,5	12,25	0,25	4,25	2,75	17,25	21,75	17,5	4	9	6	23,5	4,25	13,25	18,25	13,5	11,5
F	13	18,75	23,75	3	23,75	9,25	13	5	18,75	14,5	12	4	6,5	8,25	15,5	18,75	8,5	10,25
G	13	0	13	15,5	11,5	4	0	9	8,75	12,75	6	3	7	8	10	12,5	5,5	2,5
H	16	4,75	17,25	9,5	5,5	4	0	0,75	11,5	13	17	27	10,25	10	17,75	7,5	8,75	5,5

FIGURE 197 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément D6-35-2-C7-S1

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 198 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

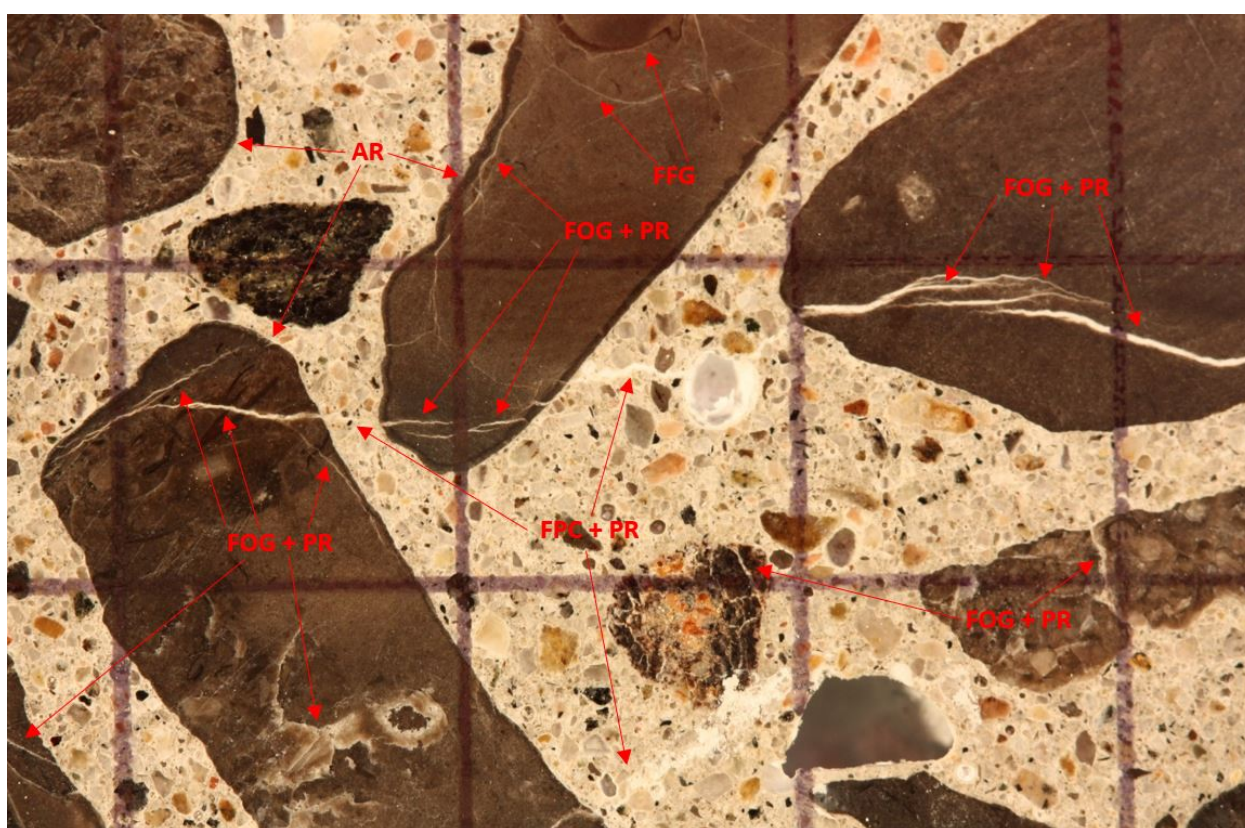


FIGURE 199 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Elément D6-35-2-C7-S1.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 195. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examination du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Chevêtre non exposée - D6-35-3-C4(2)-S2 - Post expansion air humide

Profondeur : 186-372 mm

Superficie : 14400 mm²



FIGURE 200 – Section polie - Élément D6-35-3-C4(2)-S2

	FPG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	178	7	185	31	69	123	1097
Poids DRI* / 100 cm ²	44	13	371	93	207	368	

TABLEAU 51 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D6-35-3-C4(2)-S2 (les acronymes sont définis dans la Figure 201)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 201.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 201 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

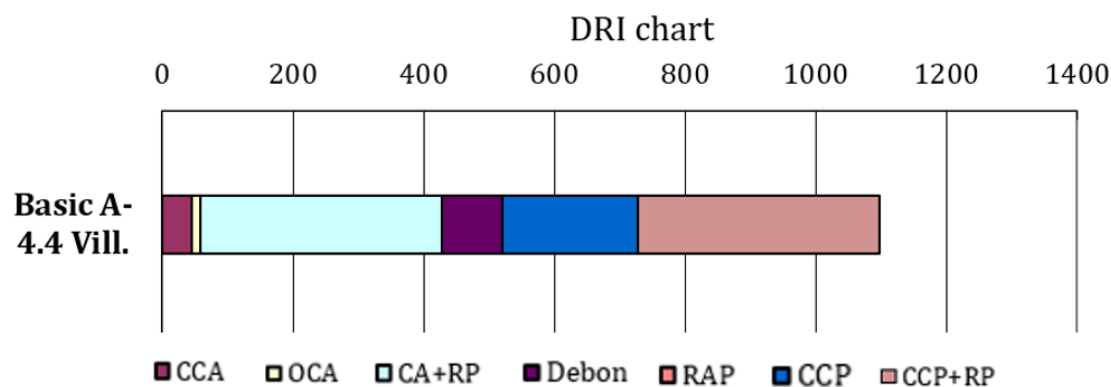


FIGURE 202 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément D6-35-3-C4(2)-S2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
A	6	19,75	19,25	11,25	21	12	15,5	17,25	16	14,75	4,5	8	9,75	12,75	10,25	9,5	8,25
B	16	9,5	19	8	9	9,25	3,75	15,5	9	10,25	9,5	10,25	6	9	5,75	10,25	2,75
C	10,5	5,5	19,25	9,5	18,5	10	6,75	10,5	3,5	12	13,75	7	9	0,5	9	7,5	5
D	16	6,5	9	9	8,75	18	4,25	12,75	15,75	3,5	8	7,25	17	6,25	6	9	9
E	5,25	5,5	6	12,25	20	6	20,5	12,5	14	8,5	8,5	16,25	5,75	15,5	23,5	16,5	15
F	12	8,75	10,75	14,25	8,25	19,75	5,25	18,75	9	18	14,25	6	15,25	16,25	26,5	6,25	5
G	12	5,75	14,25	6	9	17,25	18,5	11,25	15	10,5	0,5	11,25	9,5	6	8	5	4,25
H	15,75	3	3	16,5	23,5	13,5	12,75	17	9,25	14,75	16,75	9,75	9	3	6,5	11,5	14

FIGURE 203 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément D6-35-3-C4(2)-S2

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 204 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

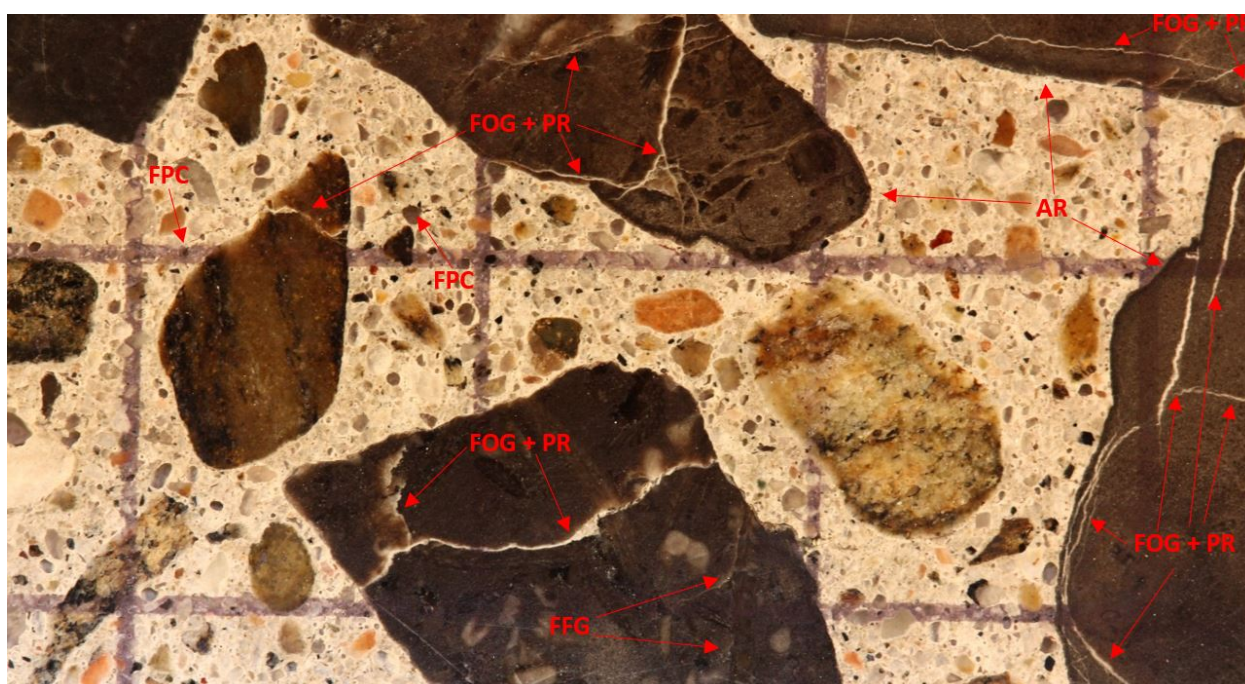


FIGURE 205 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Élément D6-35-3-C4(2)-S2.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 201. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examination du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Chevêtre non exposée - D6-35-3-C6-S2 - Pré-expansion

Profondeur : 380-566 mm

Superficie : 11200 mm²



FIGURE 206 – Section polie - Élément D6-35-3-C6-S2

	FFG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	282	8	81	12	63	97	766
Poids DRI* / 100 cm ²	71	16	163	35	190	292	

TABLEAU 52 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette D6-35-3-C6-S2 (les acronymes sont définis dans la Figure 207)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 207.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 207 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

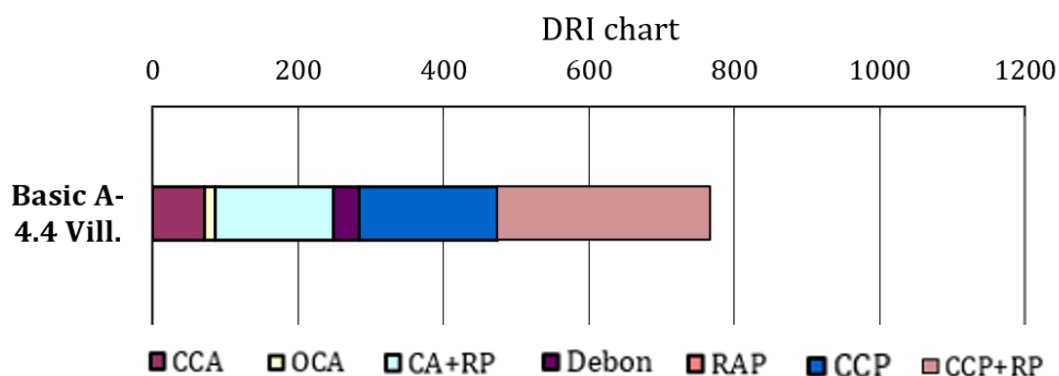


FIGURE 208 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément D6-35-3-C6-S2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
A	3,75	9	3,75	0	3,5	0,25	7,5	3	6,5	3,75	3,5	4,25	3,75	7
B	28,25	6	12,75	9,75	10,25	13,25	13,75	4	7,75	11,75	19,25	10,25	7,75	6,25
C	6,5	6,5	9	6	8,25	1,5	6,75	8	12,25	0,5	0,75	4,5	3	0
D	6,5	17	9,25	19	3,75	9,75	6,25	0,25	0	8,75	11	2,75	6	21
E	5,75	6	16	7,5	10	10	3	3,5	7	12	12	12	6,25	13,25
F	4,5	9,5	6,5	2,75	13,25	6,5	6	8,75	35,75	17,75	16,25	9,25	14,5	13
G	9	3,25	3,75	7	12	9,25	3,75	3,75	3,5	4	6,25	7,25	3,5	9,25
H	9	9,5	8,25	1,75	0,75	3,5	8,25	6,5	0,75	2,75	3	8	1,25	5,5

FIGURE 209 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément D6-35-3-C6-S2

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 210 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

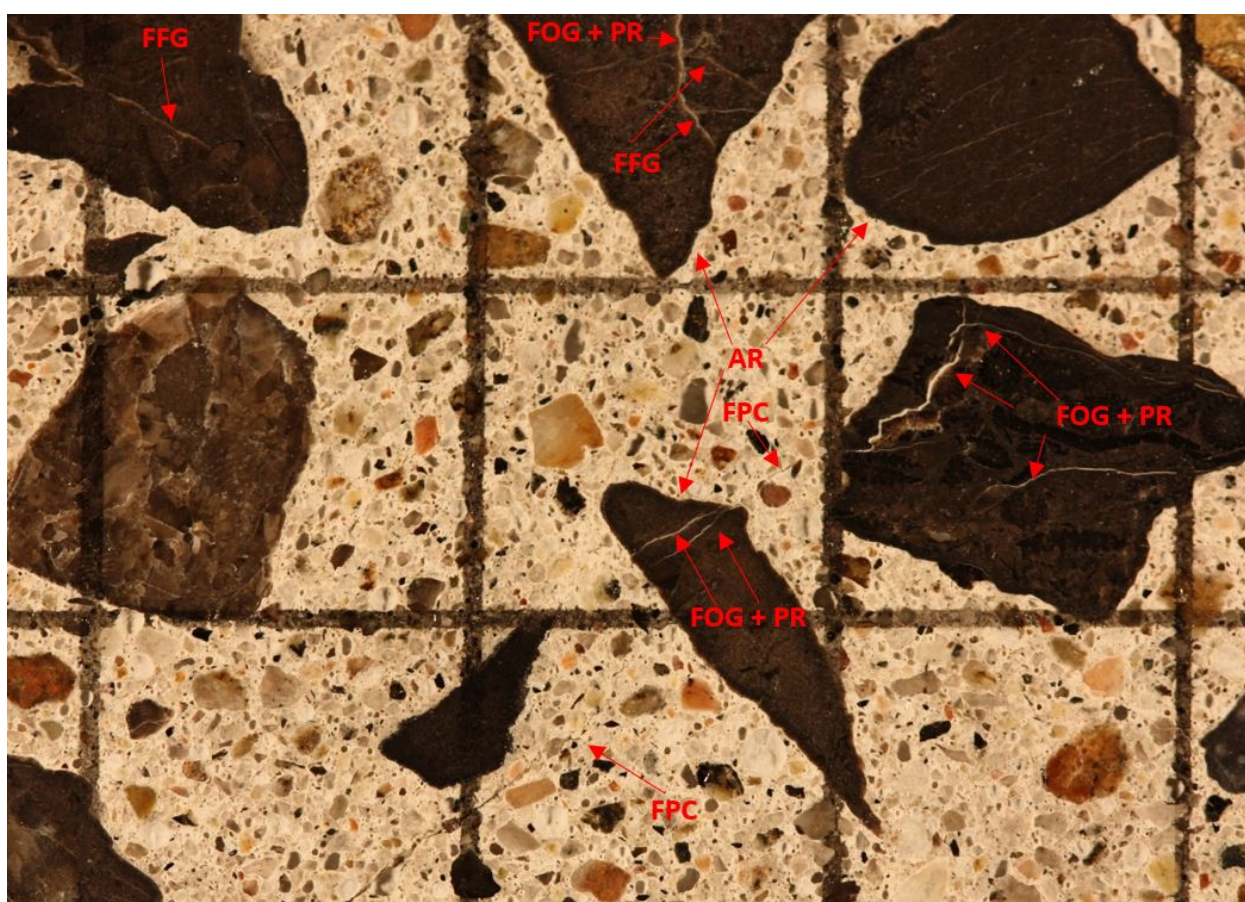


FIGURE 211 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Élément D6-35-3-C6-S2.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 207. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

A.2.1 Résultats estacade

Fiche d'examination du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Chevêtre non exposée - P1F1H - Post expansion solution alcaline

Profondeur : 3350-3750 mm

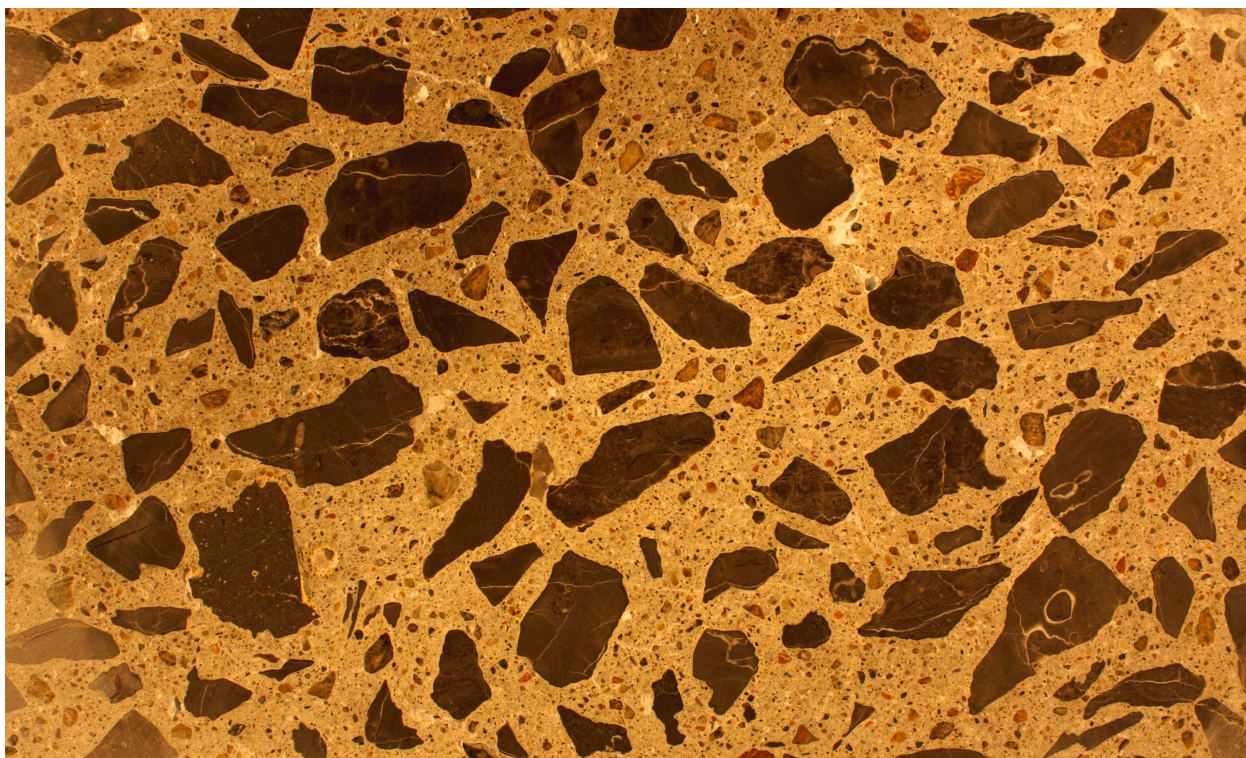
Superficie : 14400 mm²

FIGURE 212 – Section polie - Élément P1F1H

	FFG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	86	59	349	19	131	91	1559
Poids DRI* / 100 cm ²	22	118	699	56	392	273	

TABLEAU 53 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette P1F1H (les acronymes sont définis dans la Figure 213)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 213.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 213 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

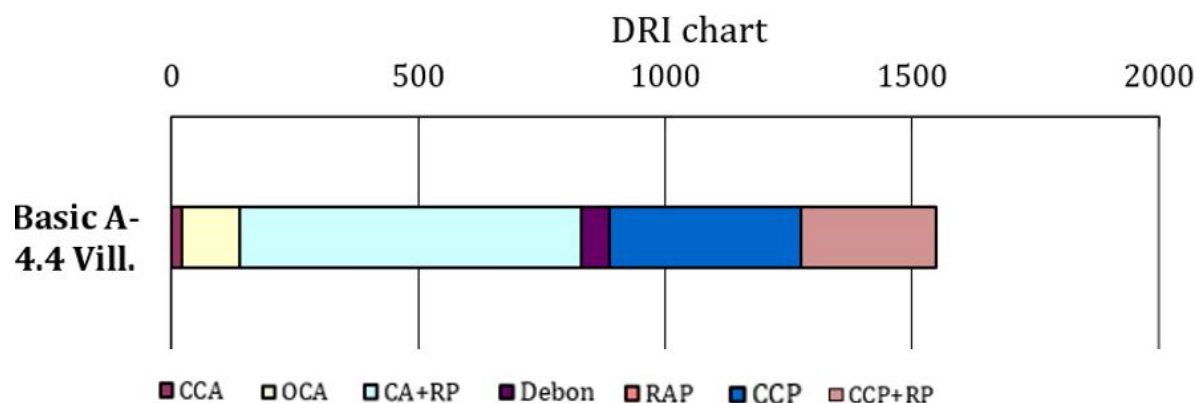


FIGURE 214 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément P1F1H

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
A	16	23,5	10,5	4,25	3	4	1	13,5	9,25	9	10,5	11,25	16,5	4	2,25	10,5	13	13
B	14,25	10,5	12,25	37	32	35	18	17,25	21	22	13	15	6	8,75	15	15	22	10,5
C	35,75	0,25	12,75	26	20,5	13,5	29,25	27,5	20	39	24,75	24	21	13	7,25	14	16	11
D	14	13	30	15,5	13	14	20,25	12,25	6	11,5	14	0	6	9	4	4,5	19	26,75
E	8,75	16	19	7	8,25	4	18,25	7	15,5	6,5	3,5	15	9	24	8,25	19,5	24,25	20
F	22,25	25	11,5	20,5	19	20,25	20,25	15,75	9	11	20	11,25	25,5	10,25	5	18	8,75	24
G	15,25	34	8,25	28	8,75	11	29	24	9,25	14	28	7	32	22	26	21	10	6
H	10	30	9,5	12,5	15,5	17	17	13	12	16	6,5	10,5	10,25	32	25,5	17,25	23,25	15

FIGURE 215 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément P1F1H

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 216 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

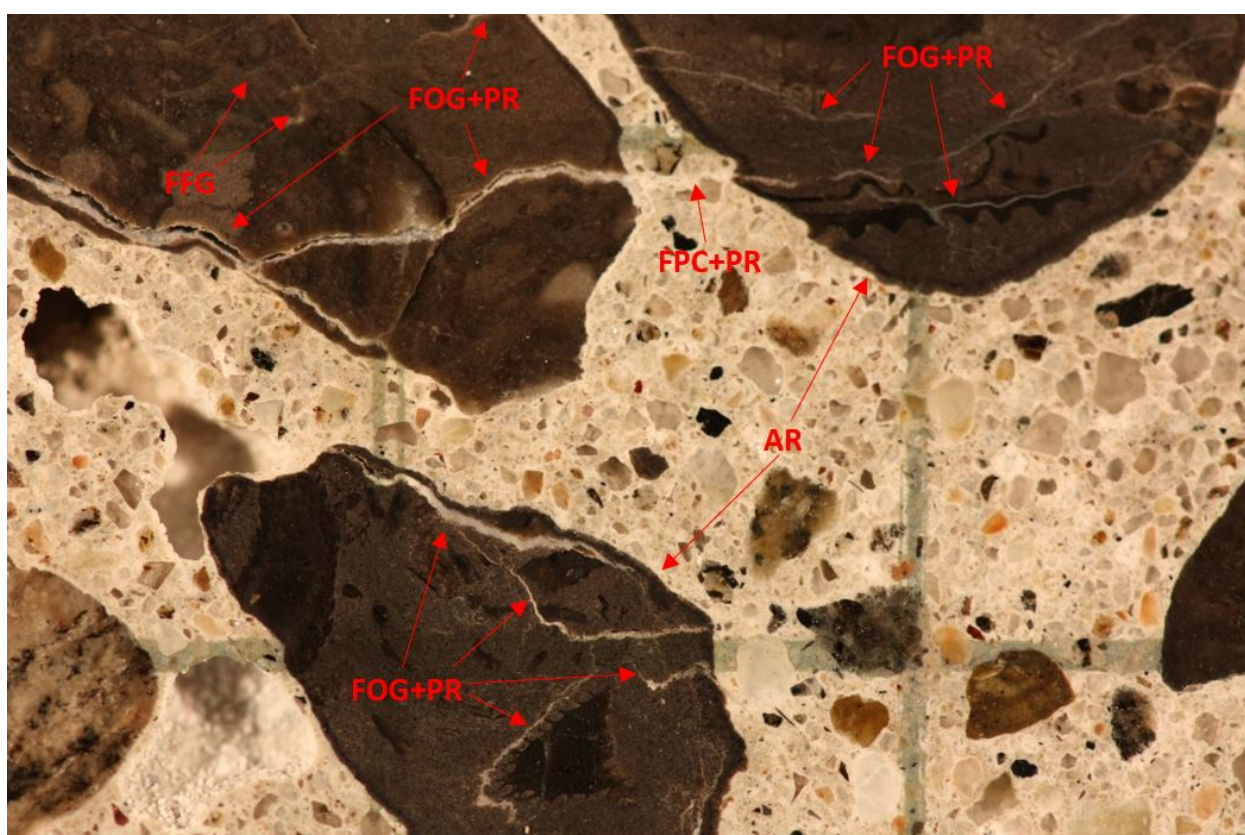


FIGURE 217 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Élément P1F1H.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 213. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examen du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Chevêtre non exposée - P3F3H - Post expansion solution alcaline

Profondeur : 1900-2200 mm

Superficie : 15100 mm²

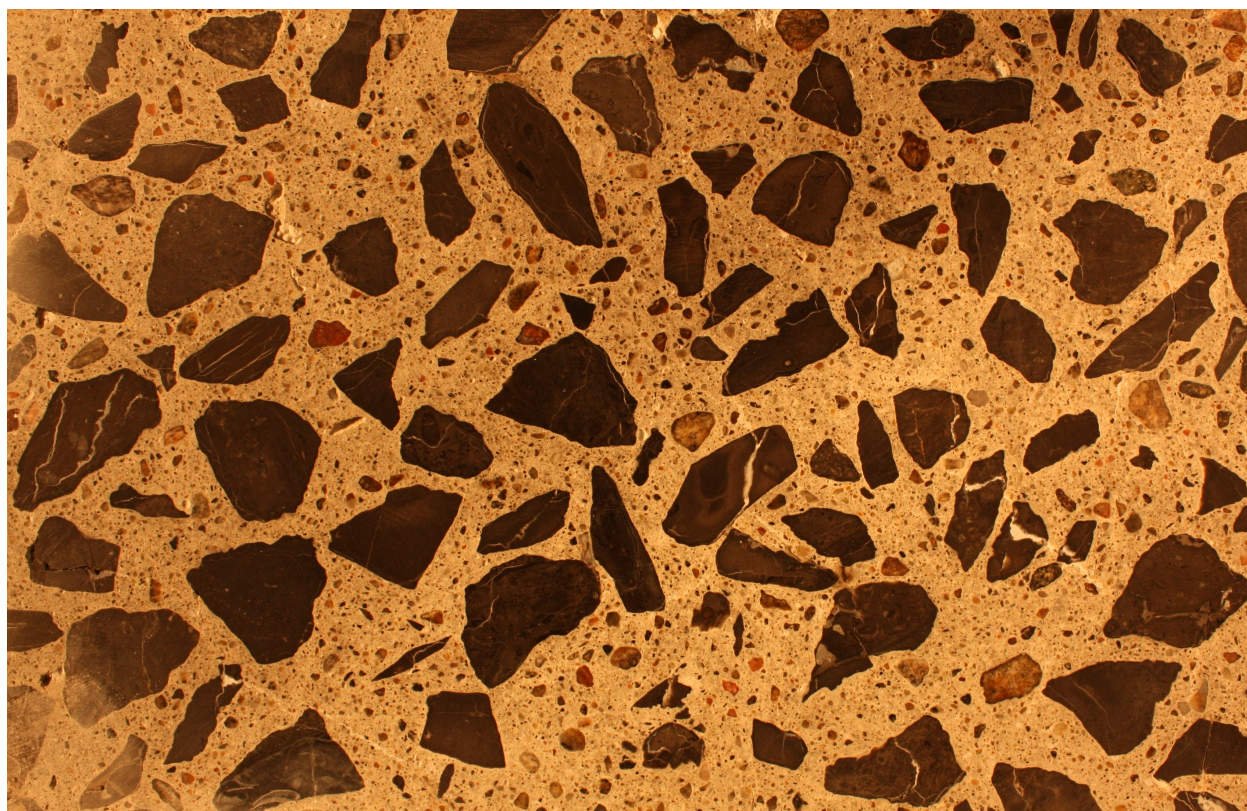


FIGURE 218 – Section polie - Élément P3F3H

	FFG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	71	93	246	25	123	52	1296
Poids DRI* / 100 cm ²	18	185	493	75	3	155	

TABEAU 54 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette P3F3H (les acronymes sont définis dans la Figure 219)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 219.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 219 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

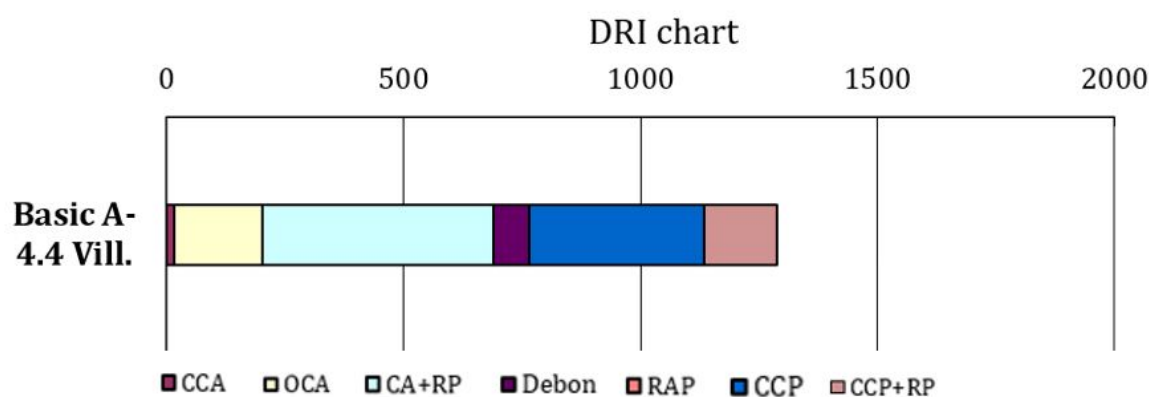


FIGURE 220 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément P3F3H

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
A	5	11	0	16	0	0,25	5,5	3	11	13	9	6	2	12	6	8,5	12	11	5,25
B	3,5	14	10	7,25	7	3	9	7	3	0	6,75	2,75	19,5	6	11	2	12	10	4,5
C	10,75	14	18,5	16	8,5	2	7	20	12	8,25	22,5	13	8	9	7	9,25	0	11	10
D	9,25	14	0,5	18,25	20,75	18,25	15	9	19	20	15	7,5	7	14	6	19	27	12,5	0
E	10,5	9	12,25	10,25	21,25	21	16	3,25	6	2,5	17	20	17	7,5	14,5	19	5	14	17
F	18,25	10	9	24,25	11	20	21	12	19,25	8,25	20	6	9	32	15,5	22,75	23,5	50	19
G	18	20,25	10	12,75	5,75	12	28	20,75	26	33	11	19,5	13	19,25	12	18	38,5	23,25	8
H	11	21,25	18,5	31,5	6,5	10	17,5	24	0	25,25	22	23	13	5	11	18	11,25	4,5	7,25

FIGURE 221 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Élément P3F3H

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 222 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

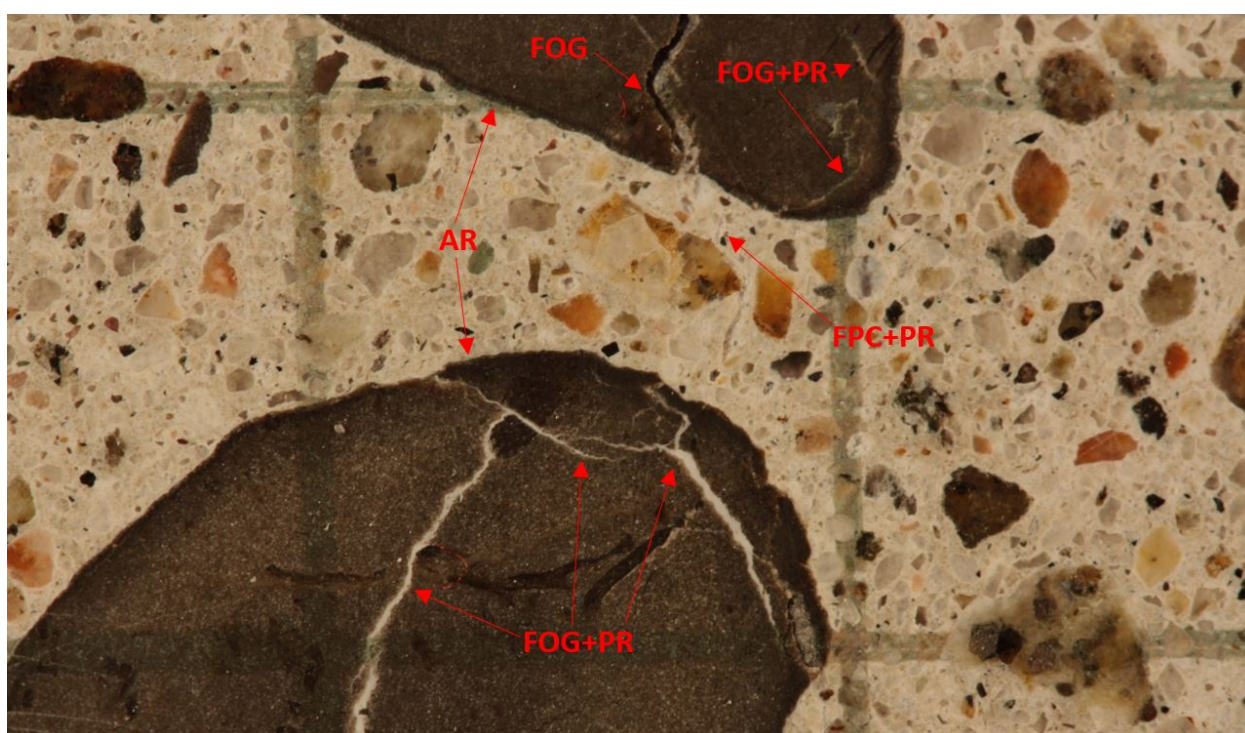


FIGURE 223 – : Indices d’endommagement sur la plaque de béton polie - Élément P3F3H.

Notez que les signes d’endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d’assurer une bonne visibilité des signes d’endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 219. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examination du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Chevêtre non exposée - P4F2V - Post expansion solution alcaline

Profondeur : 1750-2050 mm

Superficie : 13600 mm²

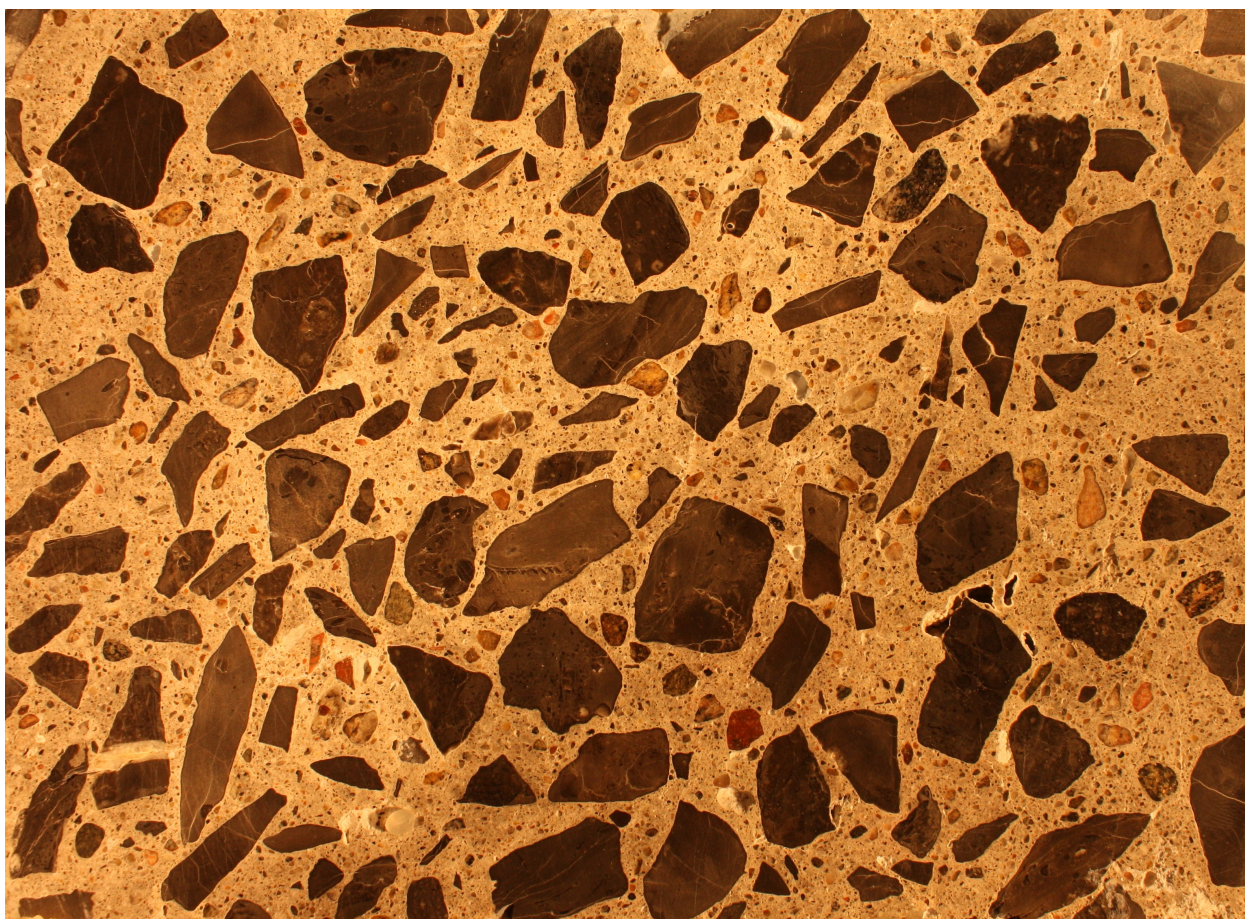


FIGURE 224 – Section polie - Élément P4F2V

	FFG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Sommaton des comptes / 100 cm ²	55	238	1070	147	627	444	1897
Poids DRI* / 100 cm ²	40	175	787	108	461	326	

TABEAU 55 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette P4F2V (les acronymes sont définis dans la Figure 225)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 225.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 225 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

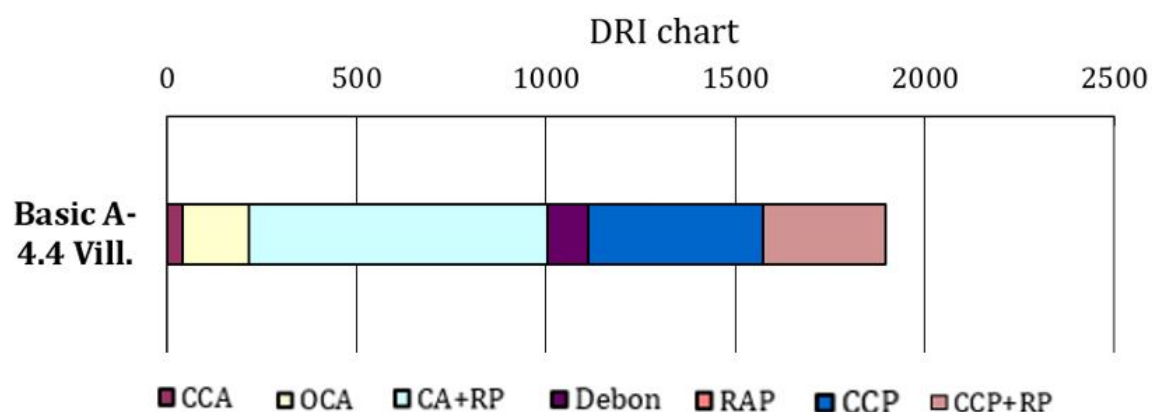


FIGURE 226 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément P4F2V

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
A	7	10	13,5	24	15,75	17	14,5	14,25	20	28,25	4,25	17,5	19,25	12	5,75	9	16,5
B	22,25	9	7	16,75	5,25	22	12,75	14	22,5	12,25	19,5	23,5	8,25	3,5	2,75	10,25	10
C	12	18	21,25	22	23,75	20,5	24,5	17,25	14	23	9,25	17	34	14,75	29	2,75	22,5
D	9	32	22	36,5	25,25	24,25	18	26	30	19,25	24,25	28	28,5	23,5	29,5	13	8,25
E	2	15	38,75	55,5	41	20,75	25,25	21,25	17,5	20,25	17	37	15	14,75	22	14	14
F	23,5	12	41,5	28,75	19	18,25	30,25	17	19,5	36	3,5	50,5	19,75	28,25	6,5	16,5	23,5
G	25	17	46,75	24,5	34,75	55	31	10,25	22	12	6,75	11	11	3	3	11	7
H	9,25	7	41	12,5	29	14	8	25	21	12	6,75	21	20	4	14	14,5	12,5

FIGURE 227 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément P4F2V

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 228 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

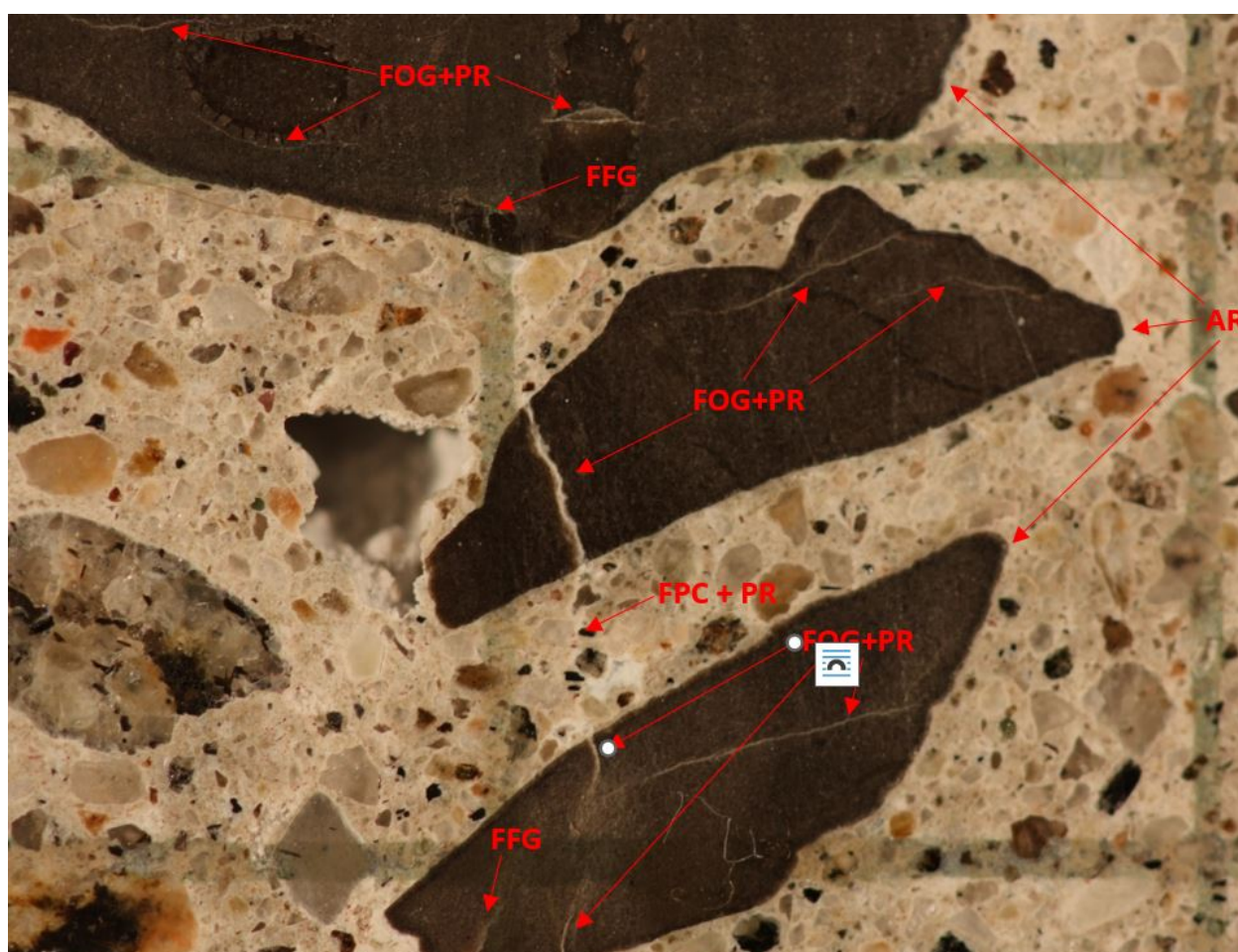


FIGURE 229 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Élément P4F2V.

Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 225. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Fiche d'examen du Damage Rating Index (DRI)

Echantillon : Chevêtre non exposée - P6F1H - Post expansion solution alcaline

Profondeur : 1600-1900 mm

Superficie : 15100 mm²

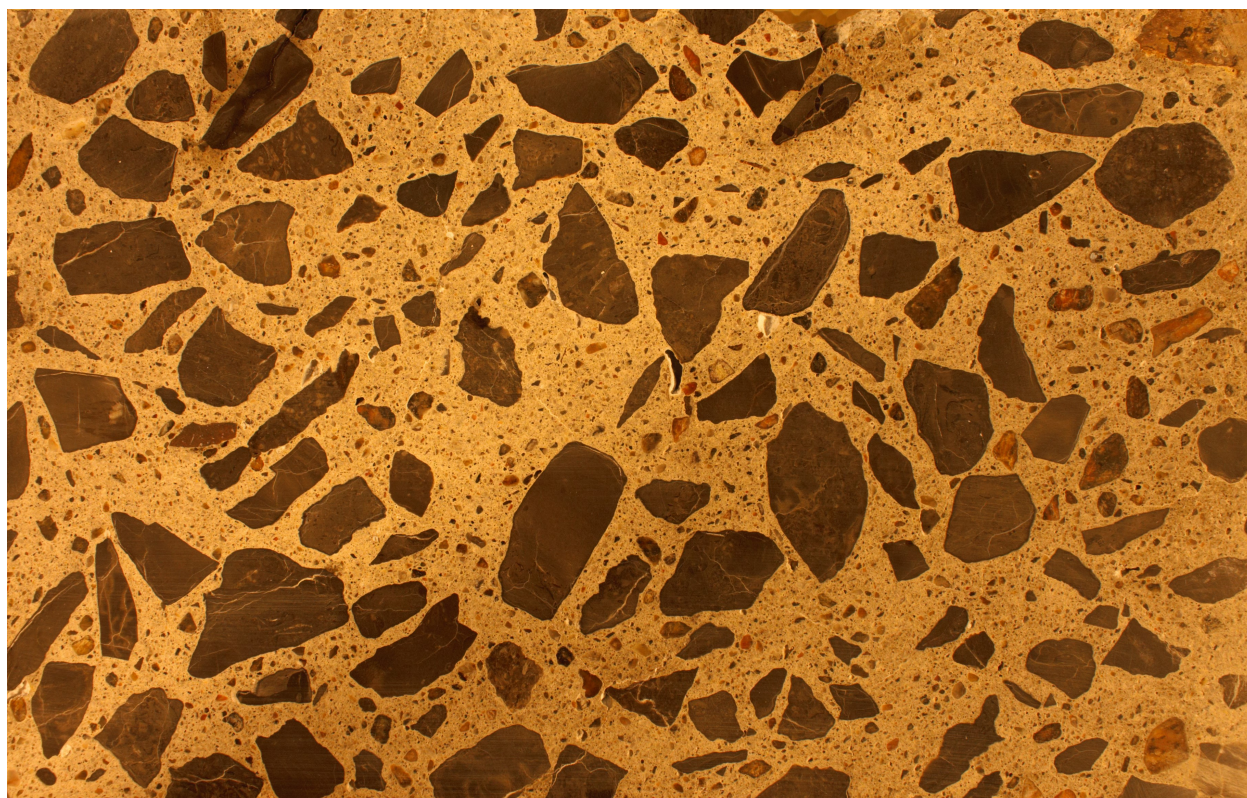


FIGURE 230 – Section polie - Elément P6F1H

	FFG	FOG	FOG+PR	GGDc	FPC	FPC+PR	DRI
Somation des comptes / 100 cm ²	180	92	568	28	203	95	2344
Poids DRI* / 100 cm ²	45	184	1135	85	610	284	

TABEAU 56 – Résultats DRI détaillé (facteurs de pondération selon Villeneuve et al., 2012) pour l'éprouvette P6F1H (les acronymes sont définis dans la Figure 231)

Le poids DRI est la multiplication du compte d'un signe d'endommagement DRI avec son facteur de pondération respectif montré dans la Figure 231.

Signes d'endommagement pétrographiques	Acronyme	Facteur de pondération
Fissures fermées dans les granulats	FFG	0.25
Fissure ouverte dans les granulats	FOG	2
Fissure ouverte avec produit de réaction dans les granulats	FOG + PR	2
Gros granulat déchaussé	GGDc	3
Gros granulat désagrégé	GGDs	2
Fissure dans la pâte de ciment	FPC	3
Fissure dans la pâte de ciment avec produit de réaction	FPC + PR	3

FIGURE 231 – Définition des acronymes utilisés dans ce document (Villeneuve et al., 2012)

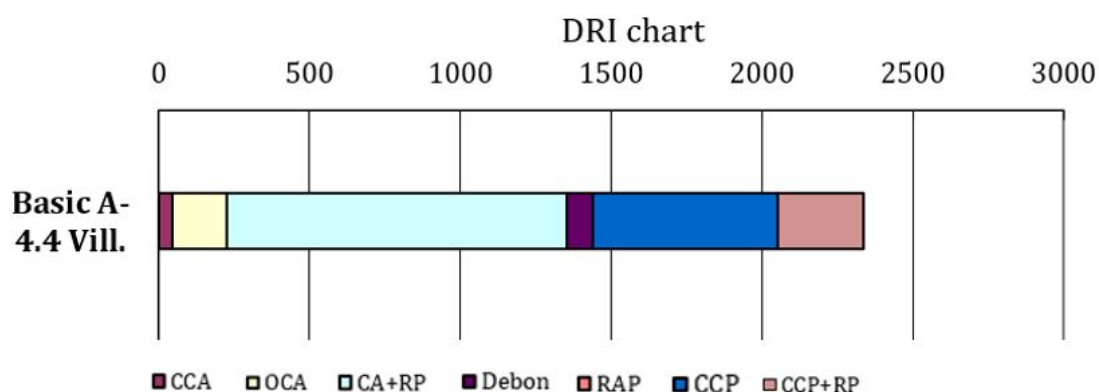


FIGURE 232 – Résultat DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément P6F1H

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
A	12	24,25	22,25	63	39,25	26	36	13,25	8	16,5	29,5	14	35,75	49	6	6,75	27,25	31,5	15,5
B	25,25	30	32	23,75	26,5	19,5	26	18	19,5	15	22	19,25	31,25	24	21,25	42,75	22,75	25,25	6
C	23	29,5	33,75	30,5	26,75	11,75	12,25	37,5	30	28,5	13	9,5	34,5	36,75	18	23	14	16,75	10,75
D	21,5	9	23,75	22	21	12	34	14,75	24,75	31	20,5	41,5	53	21	18,5	3	16	29	46
E	31,25	29	42,5	42	19,75	16,25	17	20,25	23	6	10,5	24	23,5	14,25	22	14	18	5	9,25
F	15	22	10,5	17,75	9,25	29	9	15	31	17,25	17,25	23	11,25	17,5	22	10,5	23,5	17,5	9,5
G	14	22	21	32	51	50,5	25,75	9	21,75	23	29,5	21	7,25	11	16	48	28	16	7
H	10	33,5	23	24	50,75	40,75	40	27	31,25	31	41,5	22	8,75	12	26,25	59	39	13,5	9

FIGURE 233 – Endommagement DRI détaillé (facteur de pondération selon Villeneuve et al., 2012) - Elément P6F1H

Indice DRI	Classes	Degré de RAS
0.0 to 0.9	1	Trace
1.0 to 2.4	2	Acceptable
2.5 to 3.9	3	Modéré
4.0 to 7.4	4	Élevé
7.5 to 9.9	5	Sévère
10.0 to 14.9	6	Très sévère
15.0 to 100	7	Extrême

FIGURE 234 – Degré de RAS(qualitatif) et code de couleur associé utilisé dans la cartographie illustrée plus haut

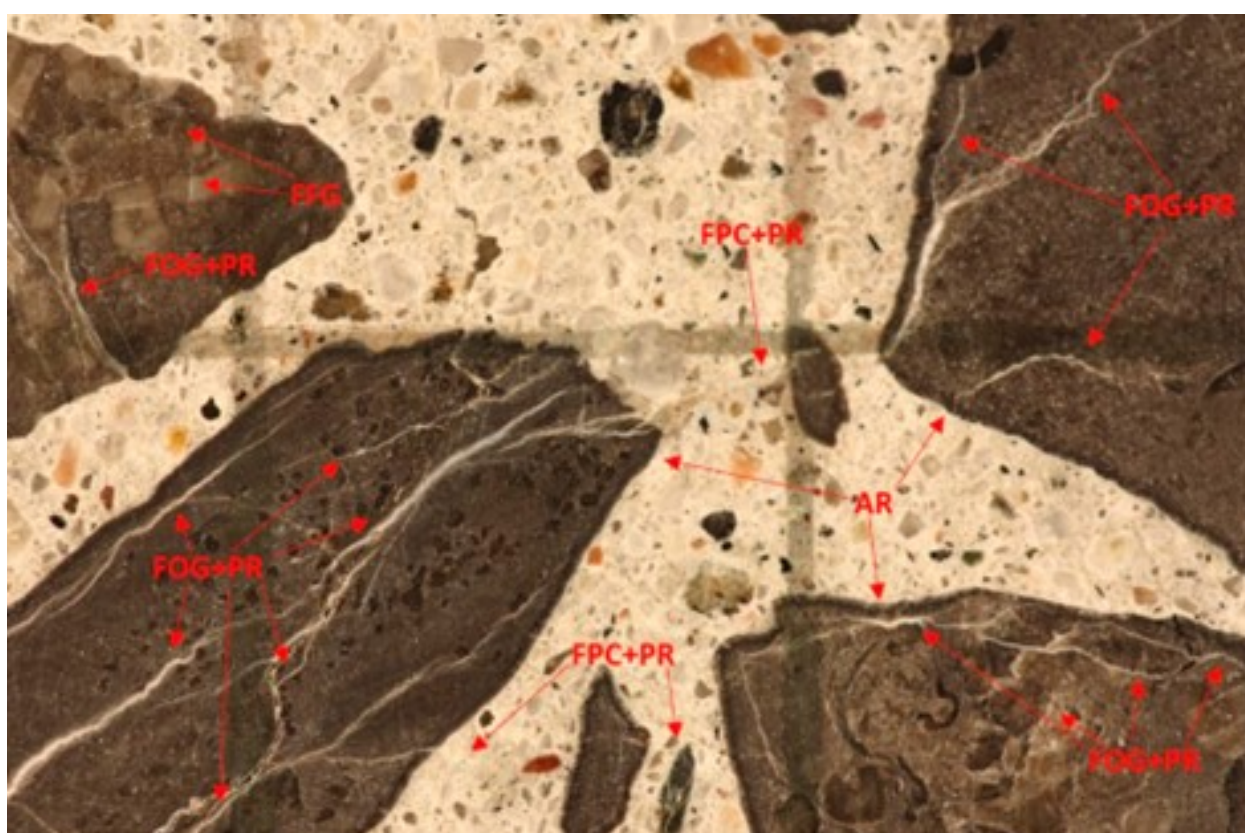


FIGURE 235 – : Indices d'endommagement sur la plaque de béton polie - Elément P6F1H.

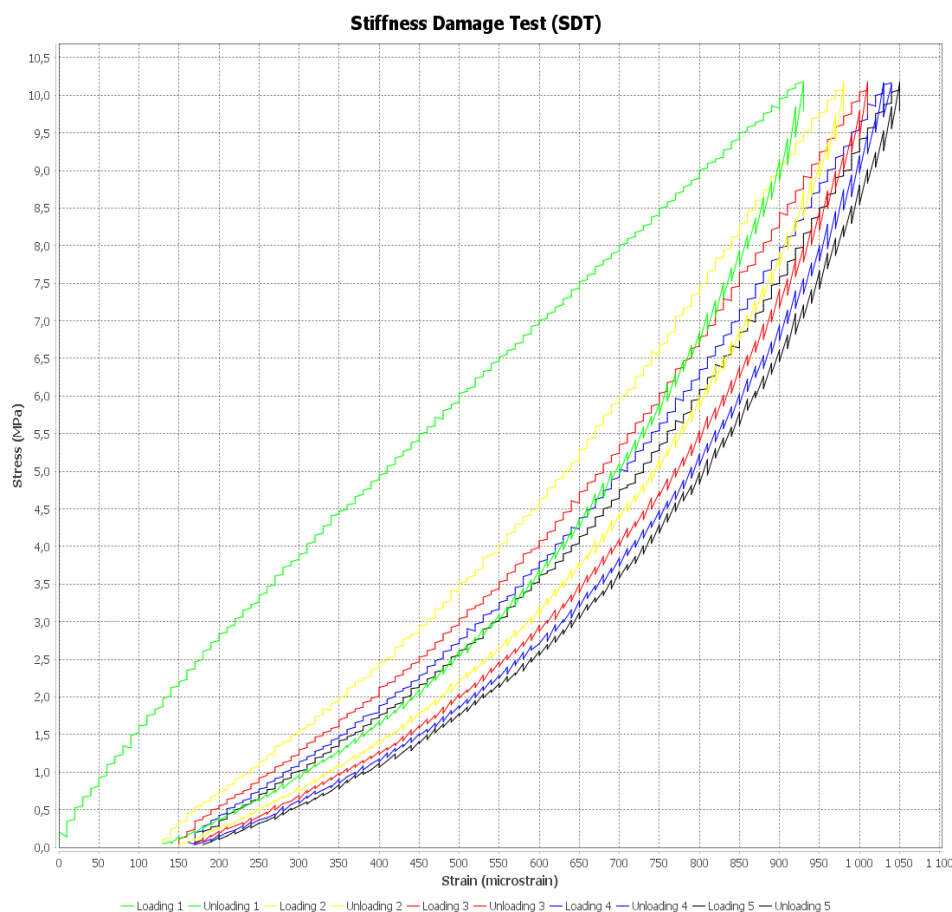
Notez que les signes d'endommagement reliés à la RAS sur ces photos ne sont pas nécessairement tous identifiés et pointés afin d'assurer une bonne visibilité des signes d'endommagement. Les acronymes en rouge sont définis dans la Figure 231. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

A.3 Fiches détaillées des essais SDT en conditionnement humide

Echantillon après expansion	Profondeur [mm]	f_{ck} [MPa]	40 % f_{ck}
D7-38-1-C4(2)	280-550	25,46	10,2
D7-38-1-C4(2)	700-980	25,46	10,2
D7-38-1-C3	400-600	25,46	10,2
D7-38-1-C6	0-200	25,46	10,2
D7-38-2-C1	500-780	18,7	7,5
D7-38-2-C3	502-782	18,7	7,5
D7-38-2-C5	0-200	18,7	7,5
D7-39-2-C5	440-630	28,74	11,5
D7-39-2-C7	430-620	28,74	11,5
D6-35-1-C2	510-790	20,96	8,4
D6-35-1-C7	470-750	20,96	8,4
D6-35-2-C1	0-186	32,97	13,2
D6-35-2-C3	680-870	32,97	13,2
D6-35-3-C4(1)	460-740	23,7	9,5
D6-35-3-C7	0-280	23,7	9,5
D6-35-3-C3	186-372	23,7	9,5
D6-35-3-C4	0-186	23,7	9,5
		24,6	9,85

TABLEAU 57 – Niveau de chargement pour l'ensemble des échantillons testés au SDT

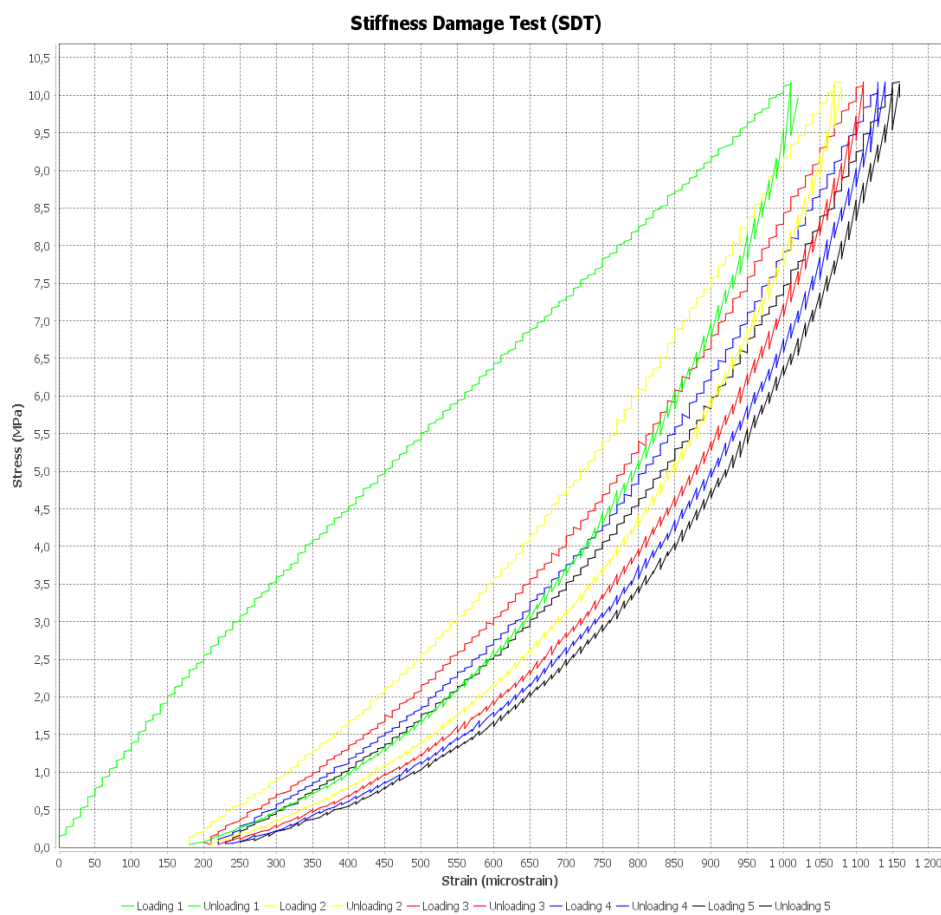
FIGURE 236 – Fiche de l'essai SDT réalisé sur l'échantillon D7-38-1-C4(2) (280-550 mm) avec un préconditionnement humide - Expansion air humide



D7-38-1-C4-S1 exp res Elisabeth 3avril2024	
fck (MPa)	25.46
% load	40.0
Max. Load (MPa)	10.2

	Def. (str)	Area (J/m³)	E (GPa) (ind.)	SDI
	130.0	2300.0	10.9	0.27
	20.0	929.0	11.9	
	20.0	775.0	11.8	PDI
	0.0	712.0	11.6	0.17
	10.0	683.0	11.5	
Total (5 cycles)	180.0	5399.0	Mean (5 cycles) 11.9	

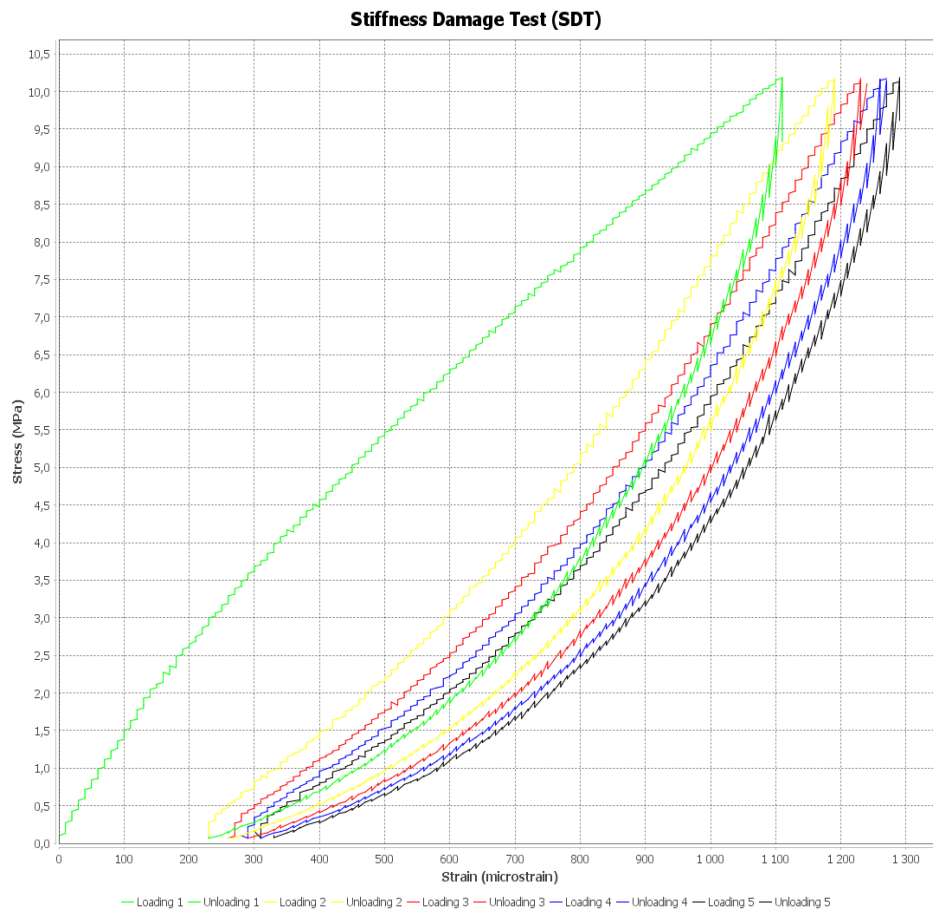
FIGURE 237 – Fiche de l'essai SDT réalisé sur l'échantillon D7-38-1-C4(2) (700-980 mm) avec un préconditionnement humide - Expansion air humide



D7-38-1-C4-S2-2 Exp res Elisabeth 3avril2024	
fck (MPa)	25.46
% load	40.0
Max. Load (MPa)	10.2

	Def. (str)	Area (J/m³)	E (GPa) (ind.)	SDI
	180.0	2785.0	10.1	0.3
	30.0	1035.0	11.4	
	10.0	867.0	11.3	PDI
	10.0	794.0	11.1	0.22
	20.0	754.0	10.9	
Total (5 cycles)	250.0	6235.0	Mean (5 cycles) 11.3	

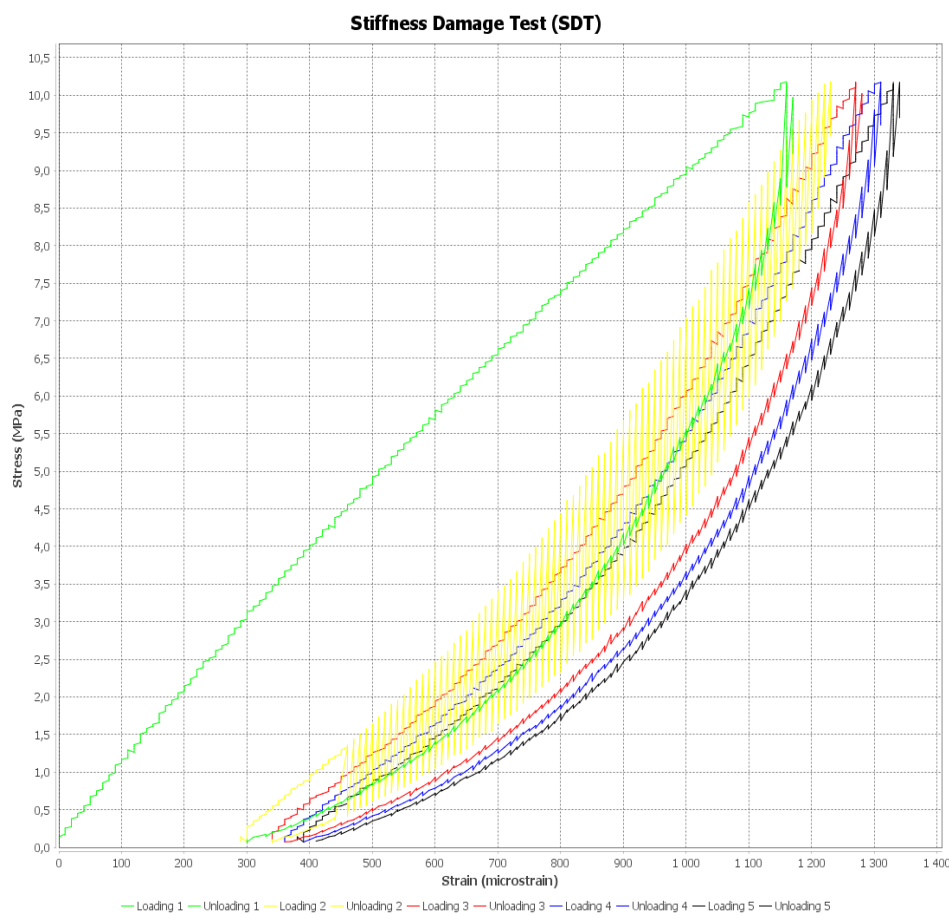
FIGURE 238 – Fiche de l'essai SDT réalisé sur l'échantillon D7-38-1-C3 (400-600 mm) avec un préconditionnement humide - Expansion solution alcaline



D7-38-1-C3 exp res elisabeth 26mars2024	
fck (MPa)	25.46
% load	40.0
Max. Load (MPa)	10.2

	Def. (str)	Area (J/m³)	E (GPa) (ind.)	SDI
	230.0	3559.0	9.2	0.36
	30.0	1454.0	10.5	
	30.0	1241.0	10.4	PDI
	20.0	1158.0	10.3	0.26
	20.0	1096.0	10.3	
Total (5 cycles)	330.0	8509.0	Mean (5 cycles) 10.5	

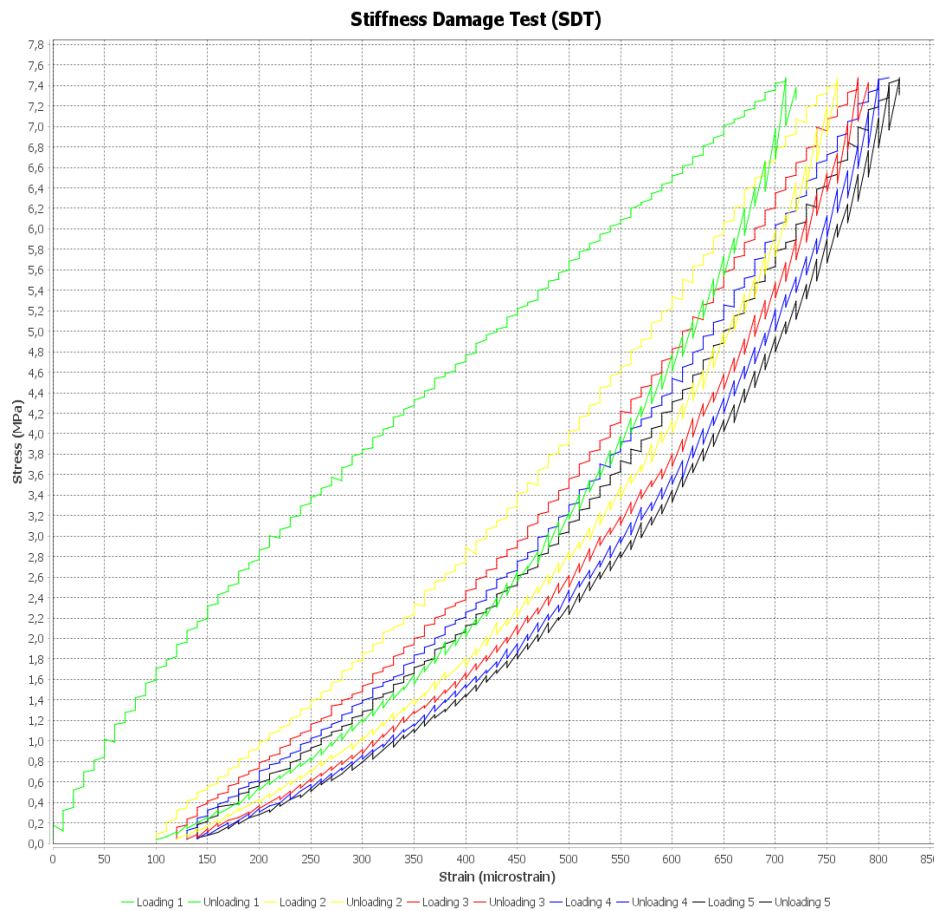
FIGURE 239 – Fiche de l'essai SDT réalisé sur l'échantillon D7-38-1-C6 (0-200 mm) avec un préconditionnement humide - Expansion solution alcaline



D7-38-1-C6-Exp_res Elisabeth 26mars2024	
fck (MPa)	25.46
% load	40.0
Max. Load (MPa)	10.2

	Def. (str)	Area (J/m³)	E (GPa) (ind.)	SDI
	300.0	3743.0	8.8	0.49
	40.0	1533.0	7.9	
	20.0	1310.0	10.9	PDI
	30.0	1229.0	10.6	0.31
	20.0	1192.0	10.7	
Total (5 cycles)	410.0	9008.0	Mean (5 cycles) 9.4	

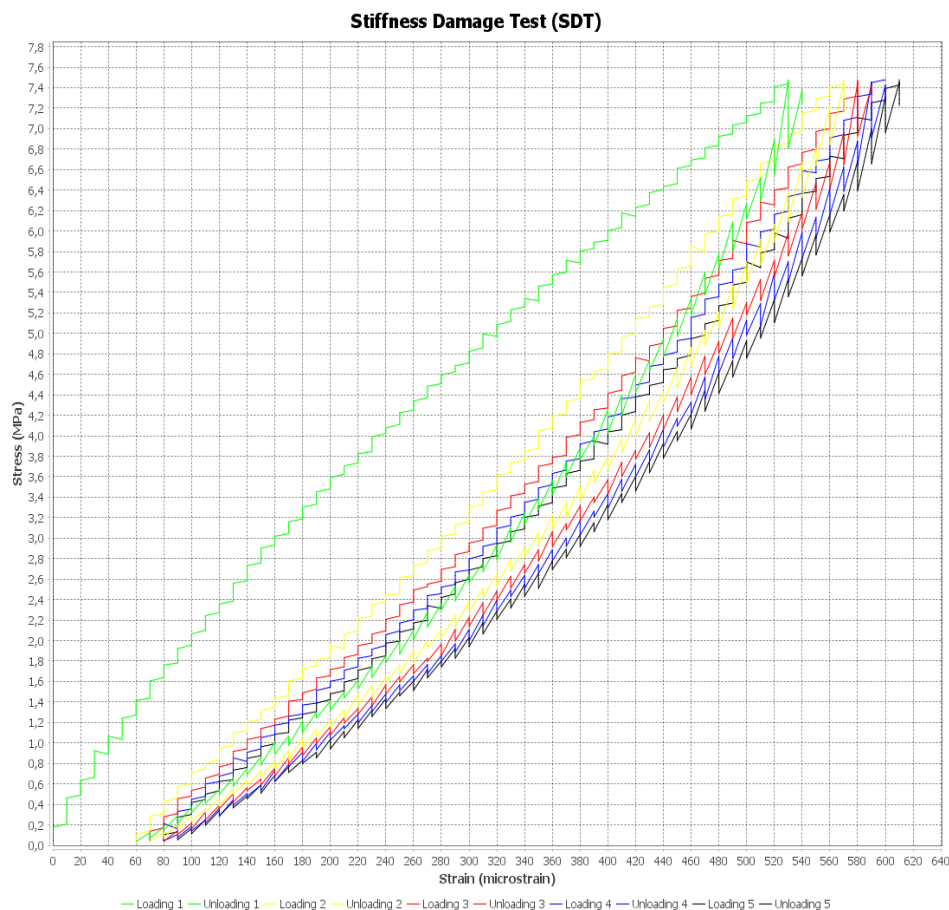
FIGURE 240 – Fiche de l'essai SDT réalisé sur l'échantillon D7-38-2-C1 (500-780 mm) avec un préconditionnement humide - Expansion air humide



D7-38-2-C1-S2 exp res Elisabeth 3avril2024	
fck (MPa)	18.7
% load	40.0
Max. Load (MPa)	7.5

	Def. (str)	Area (J/m³)	E (GPa) (ind.)	SDI
	100.0	1415.0	10.5	0.28
	20.0	562.0	11.3	
	10.0	480.0	11.3	PDI
	10.0	444.0	10.9	0.17
	0.0	421.0	10.9	
Total (5 cycles)	140.0	3321.0	Mean (5 cycles) 11.3	

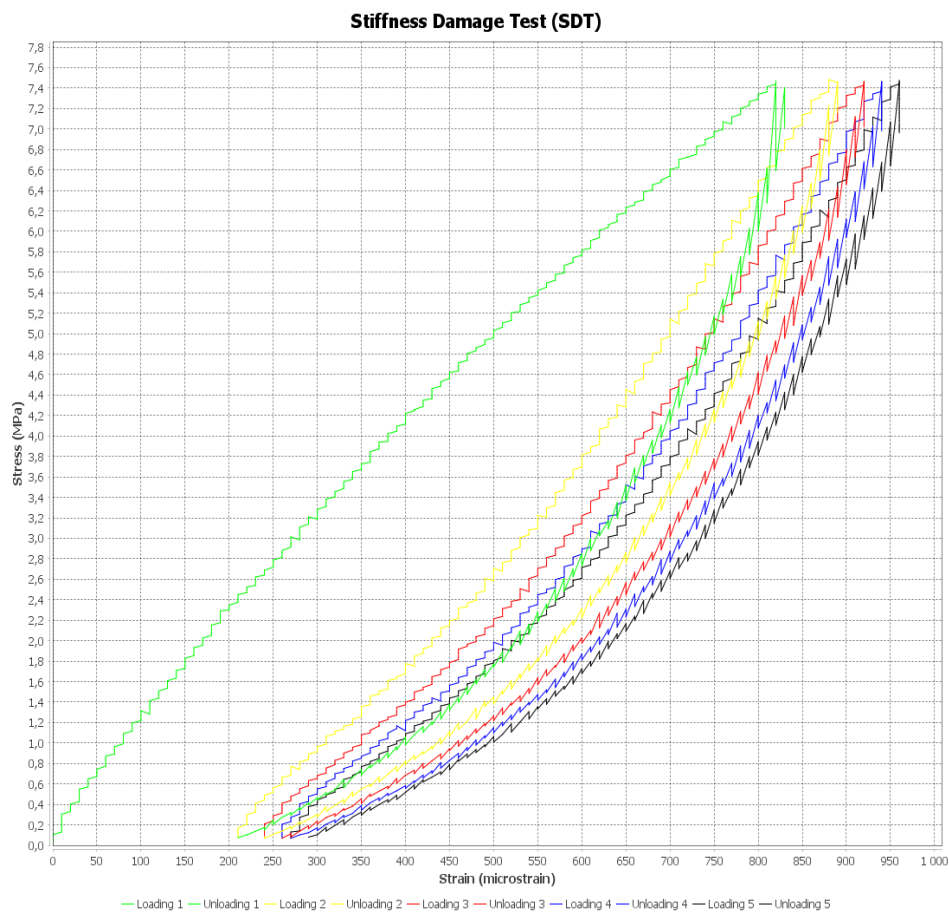
FIGURE 241 – Fiche de l'essai SDT réalisé sur l'échantillon D7-38-2-C3 (502-782 mm) avec un préconditionnement humide - Expansion air humide



D7-38-2-C3-S2 Exp_res Elisabeth 3avril2024	
fck (MPa)	18.7
% load	40.0
Max. Load (MPa)	7.5

	Def. (str)	Area (J/m³)	E (GPa) (ind.)	SDI
	60.0	896.0	14.1	0.23
	10.0	384.0	14.6	
	10.0	327.0	14.6	PDI
	0.0	308.0	14.3	0.15
	10.0	293.0	14.0	
Total (5 cycles)	90.0	2208.0	Mean (5 cycles) 14.6	

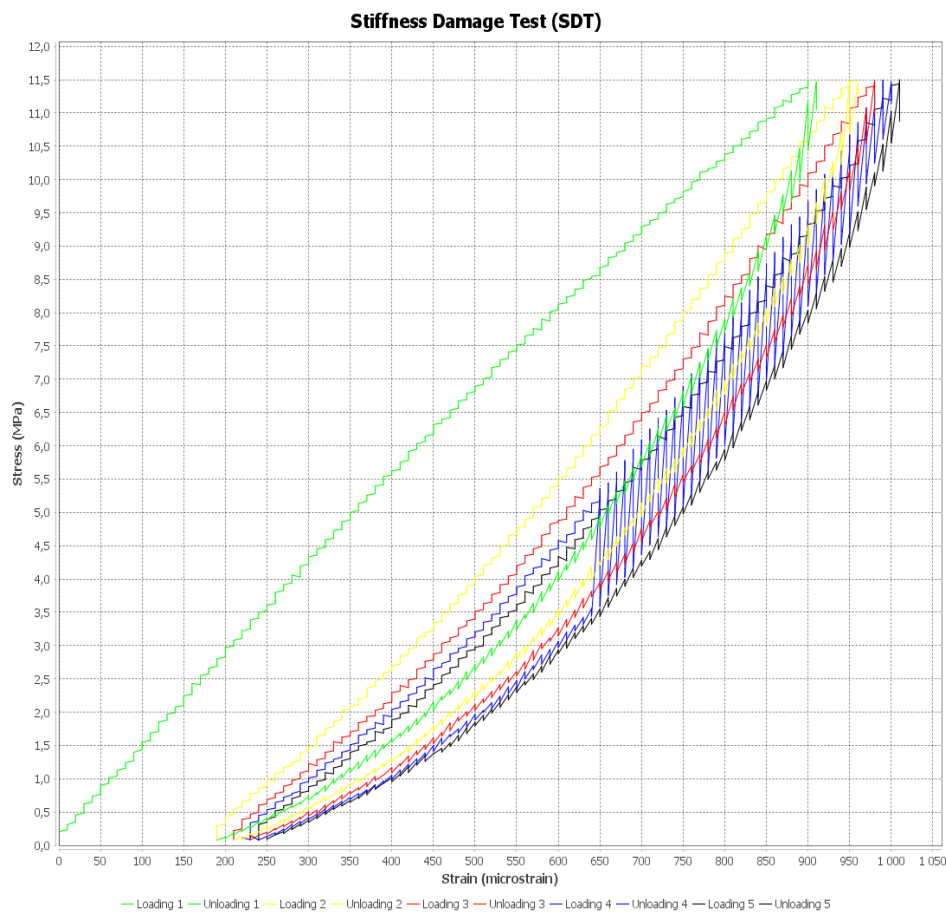
FIGURE 242 – Fiche de l'essai SDT réalisé sur l'échantillon D7-38-2-C5 (0-200 mm) avec un préconditionnement humide - Expansion solution alcaline



D7-38-2-C5 Exp res Elisabeth 26mars2024	
fck (MPa)	18.7
% load	40.0
Max. Load (MPa)	7.5

	Def. (str)	Area (J/m³)	E (GPa) (ind.)	SDI
	210.0	1921.0	9.1	0.36
	30.0	751.0	11.1	
	20.0	644.0	10.9	PDI
	10.0	596.0	10.9	0.3
	20.0	574.0	10.7	
Total (5 cycles)	290.0	4487.0	Mean (5 cycles) 11.0	

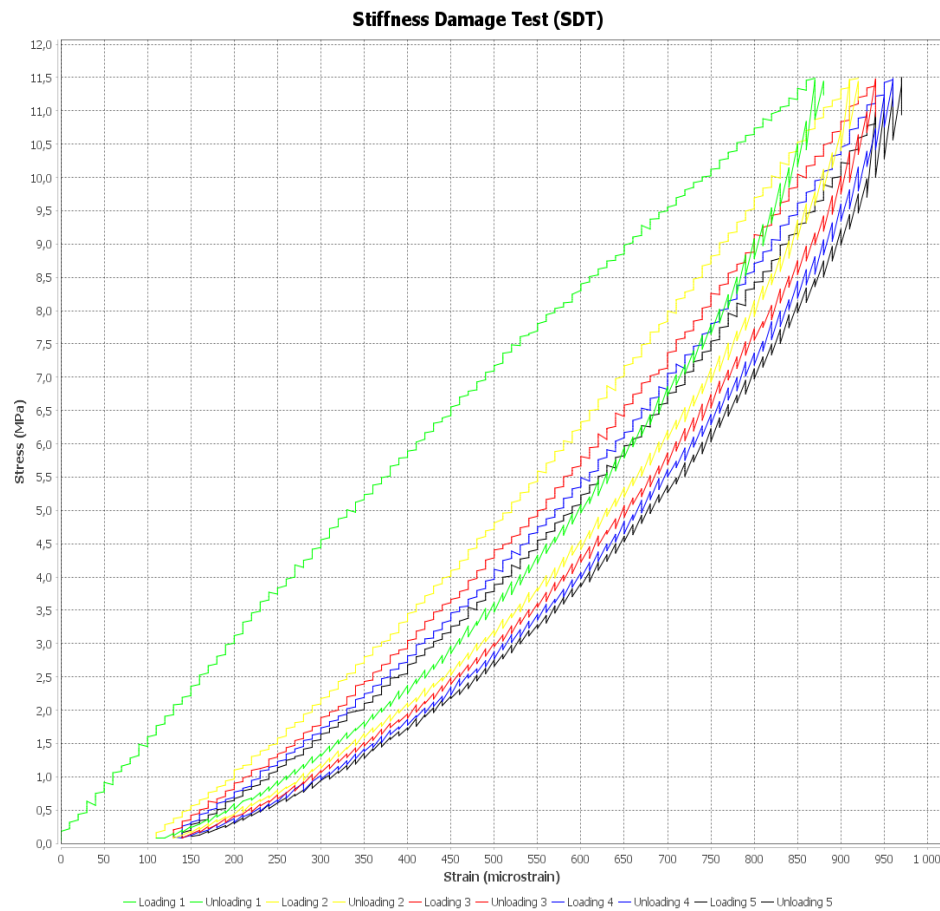
FIGURE 243 – Fiche de l'essai SDT réalisé sur l'échantillon D7-39-2-C5 (440-630 mm) avec un préconditionnement humide - Expansion solution alcaline



D7-39-2-C5-S1_exp res Elisabeth 3 avril2024	
fck (MPa)	28.74
% load	40.0
Max. Load (MPa)	11.5

	Def. (str)	Area (J/m³)	E (GPa) (ind.)	SDI
	190.0	2697.0	12.8	0.36
	20.0	1158.0	14.8	
	20.0	1003.0	14.8	PDI
	10.0	937.0	12.3	0.25
	10.0	858.0	14.8	
Total (5 cycles)	250.0	6653.0	Mean (5 cycles) 14.8	

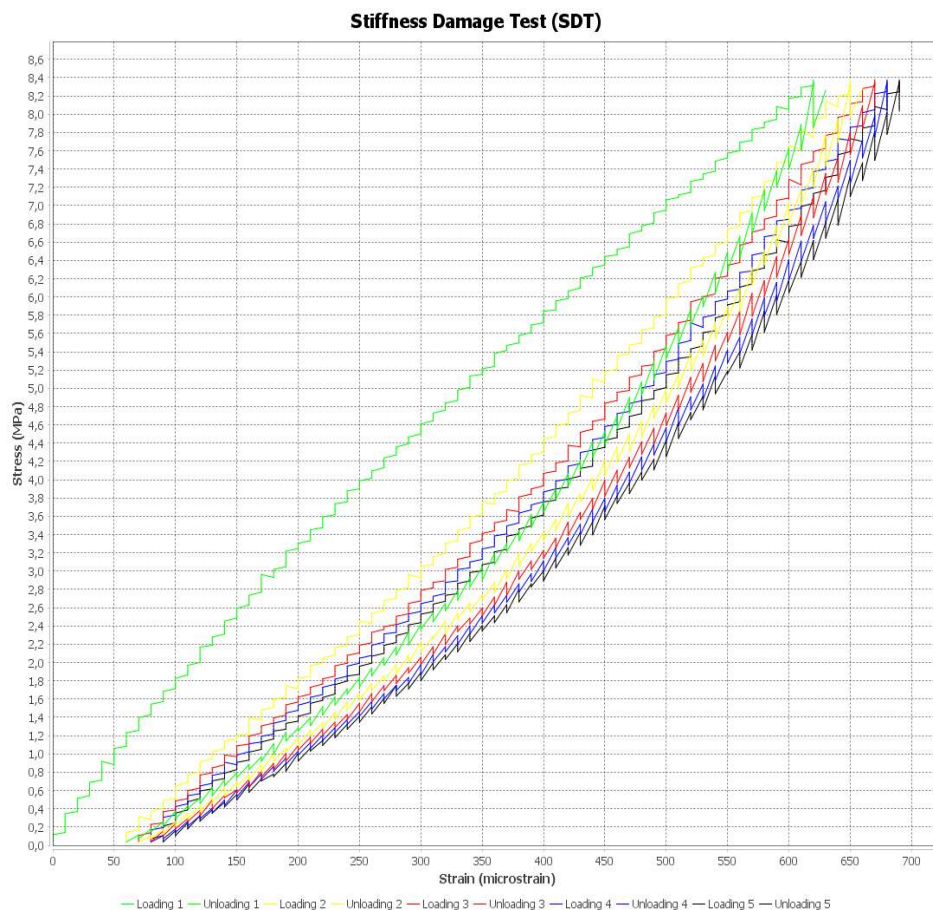
FIGURE 244 – Fiche de l'essai SDT réalisé sur l'échantillon D7-39-2-C7(1) (430-620 mm) avec un préconditionnement humide - Expansion air humide



D7-39-2-C7-S3 exp res Elisabeth 3avril2024	
fck (MPa)	28.74
% load	40.0
Max. Load (MPa)	11.5

	Def. (str)	Area (J/m³)	E (GPa) (ind.)	SDI
	110.0	2249.0	13.2	0.26
	20.0	1027.0	14.1	
	10.0	883.0	14.1	PDI
	0.0	831.0	13.9	0.15
	10.0	805.0	13.6	
Total (5 cycles)	150.0	5794.0	Mean (5 cycles) 14.1	

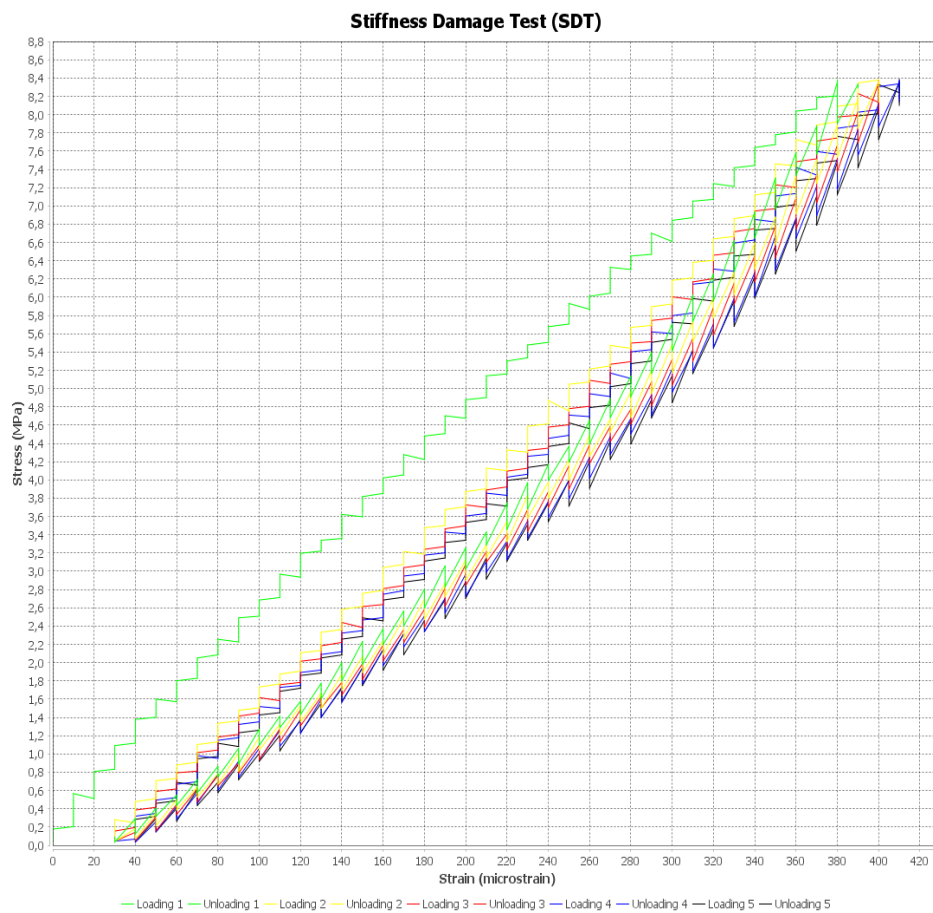
FIGURE 245 – Fiche de l'essai SDT réalisé sur l'échantillon D6-35-1-C2 (510-790 mm) avec un préconditionnement humide - Expansion air humide



D6-35-1-C2-S2 Exp_res Elisabeth 3avril2024	
fck (MPa)	20.96
% load	40.0
Max. Load (MPa)	8.4

	Def. (str)	Area (J/m³)	E (GPa) (ind.)	SDI
	60.0	1010.0	13.5	0.21
	10.0	441.0	14.1	
	10.0	377.0	13.9	PDI
	0.0	355.0	13.9	0.13
	10.0	339.0	13.7	
Total (5 cycles)	90.0	2521.0	Mean (5 cycles) 14.0	

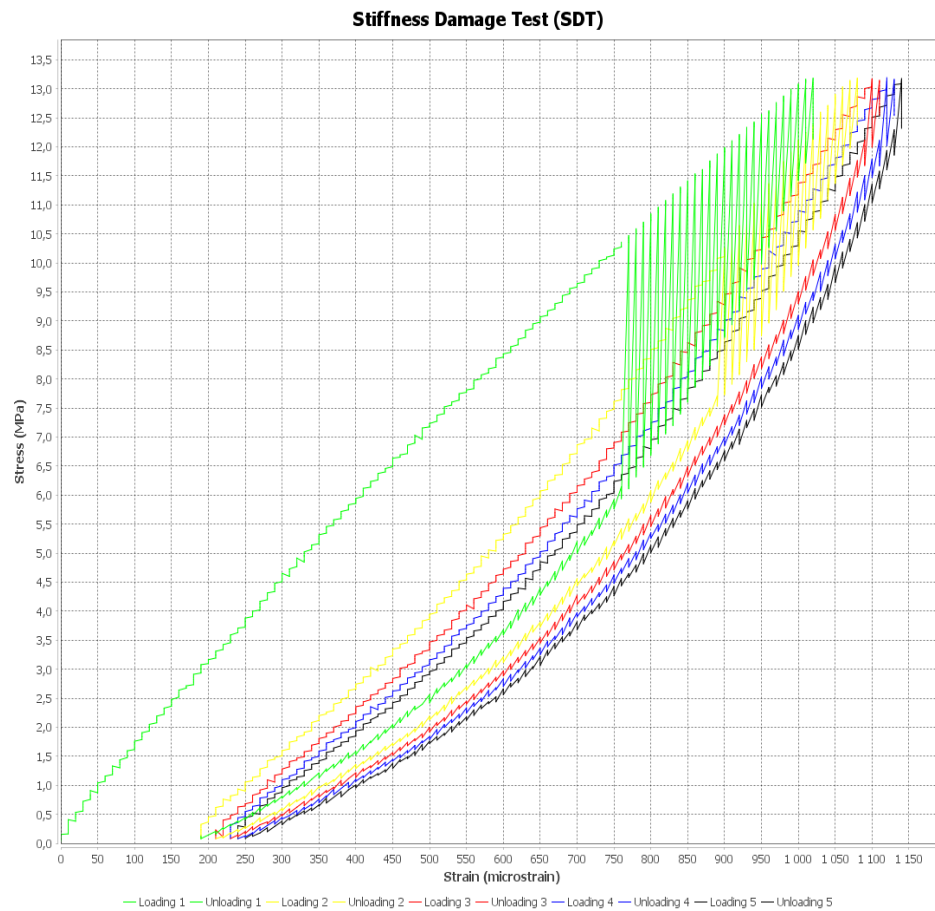
FIGURE 246 – Fiche de l'essai SDT réalisé sur l'échantillon D6-35-1-C7 (470-750 mm) avec un préconditionnement humide - Expansion air humide



D6-35-1-C7-S2 exp res Elisabeth 3avril2024	
fck (MPa)	20.96
% load	40.0
Max. Load (MPa)	8.4

	Def. (str)	Area (J/m³)	E (GPa) (ind.)	SDI
	30.0	469.0	22.1	0.16
	0.0	222.0	22.6	
	0.0	197.0	22.5	PDI 0.1
	10.0	196.0	21.9	
	0.0	181.0	22.6	
Total (5 cycles)	40.0	1266.0	Mean (5 cycles) 22.5	

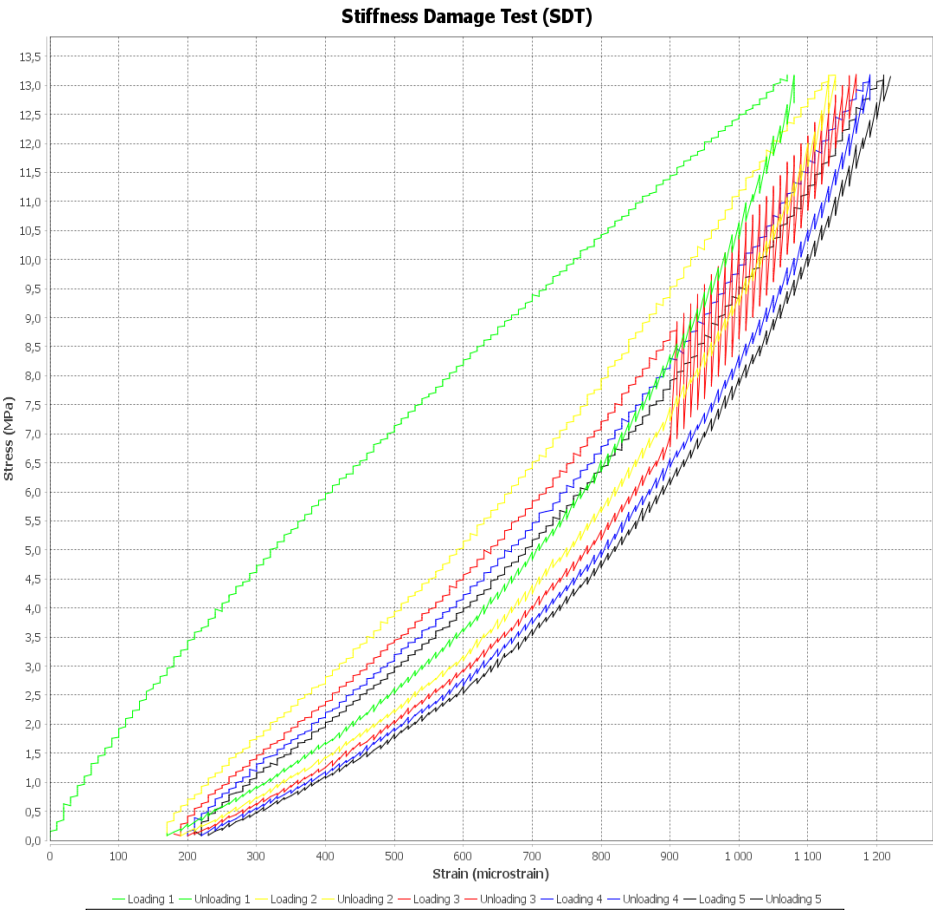
FIGURE 247 – Fiche de l'essai SDT réalisé sur l'échantillon D6-35-2-C1 (0-186 mm) avec un préconditionnement humide - Expansion solution alcaline



D6-35-2-C1 exp res elisabeth 26mars2024	
fck (MPa)	32.97
% load	40.0
Max. Load (MPa)	13.2

	Def. (str)	Area (J/m³)	E (GPa) (ind.)	SDI
	190.0	3523.0	13.6	0.38
	20.0	1578.0	14.2	
	20.0	1384.0	14.7	PDI
	10.0	1296.0	14.7	0.22
	10.0	1252.0	14.6	
Total (5 cycles)	250.0	9032.0	Mean (5 cycles) 14.5	

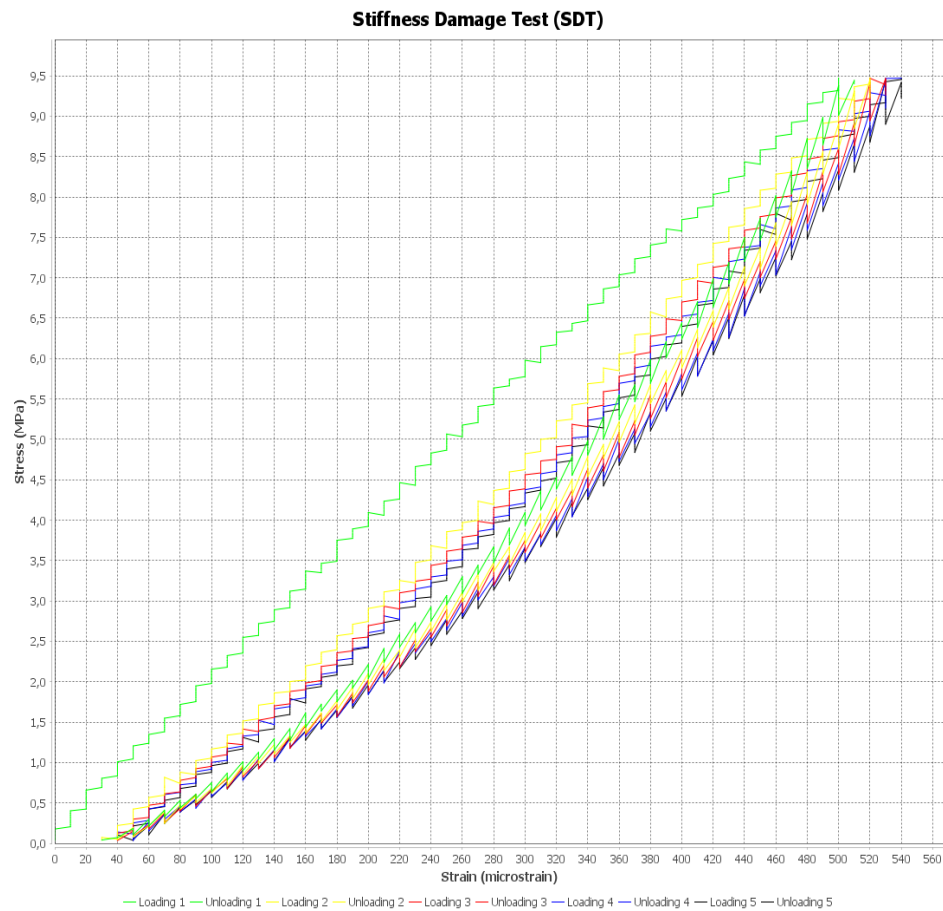
FIGURE 248 – Fiche de l’essai SDT réalisé sur l’échantillon D6-35-2-C3 (680-870 mm) avec un préconditionnement humide - Expansion solution alcaline



D6-35-2-C3-exp res Elisabeth 26mars 2024	
fck (MPa)	32.97
% load	40.0
Max. Load (MPa)	13.2

	Def. (str)	Area (J/m³)	E (GPa) (ind.)	SDI
	170.0	3604.0	12.3	0.28
	20.0	1545.0	13.5	
	10.0	1344.0	12.2	PDI
	20.0	1262.0	13.2	0.19
	10.0	1211.0	13.2	
Total (5 cycles)	230.0	8966.0	Mean (5 cycles) 12.8	

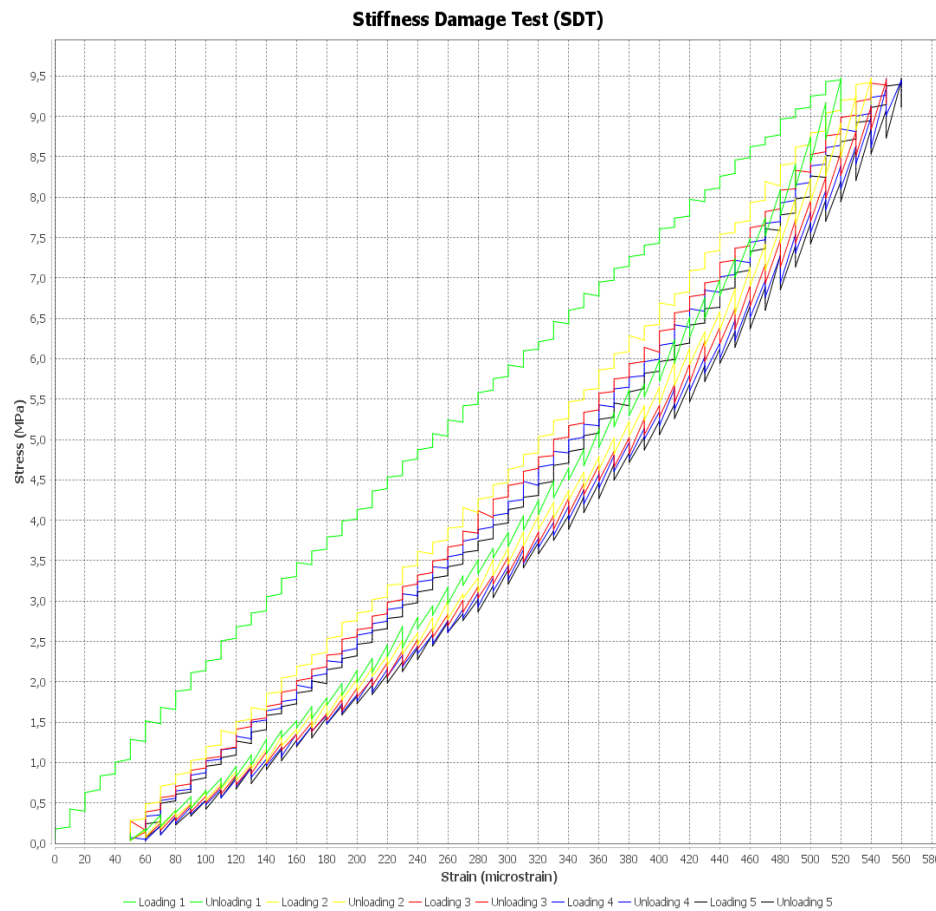
FIGURE 249 – Fiche de l'essai SDT réalisé sur l'échantillon D6-35-3-C4(1) (460-740 mm) avec un préconditionnement humide - Expansion air humide



D6-35-3-C4-S2-1_exp res Elisabeth 3avril2024	
fck (MPa)	23.7
% load	40.0
Max. Load (MPa)	9.5

	Def. (str)	Area (J/m³)	E (GPa) (ind.)	SDI
	30.0	692.0	18.9	0.16
	10.0	334.0	19.3	
	0.0	285.0	19.6	PDI
	10.0	271.0	18.9	0.09
	0.0	257.0	19.3	
Total (5 cycles)	50.0	1839.0	Mean (5 cycles) 19.4	

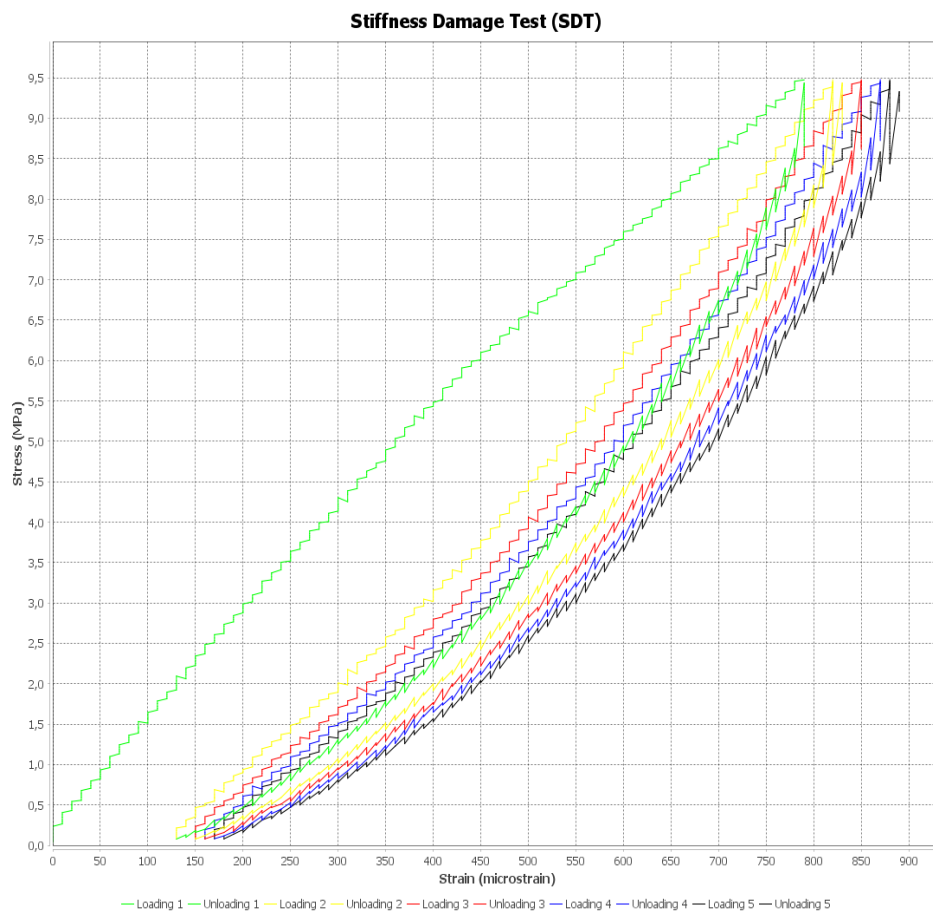
FIGURE 250 – Fiche de l'essai SDT réalisé sur l'échantillon D6-35-3-C7 (0-280 mm)
avec un préconditionnement humide - Expansion air humide



D6-35-3-C7-S1 exp res Elisabeth 3avril2024	
fck (MPa)	23.7
% load	40.0
Max. Load (MPa)	9.5

	Def. (str)	Area (J/m³)	E (GPa) (ind.)	SDI
	50.0	810.0	18.2	0.19
	0.0	388.0	19.3	
	0.0	346.0	18.9	PDI
	10.0	327.0	18.9	0.11
	0.0	305.0	18.9	
Total (5 cycles)	60.0	2176.0	Mean (5 cycles) 19.1	

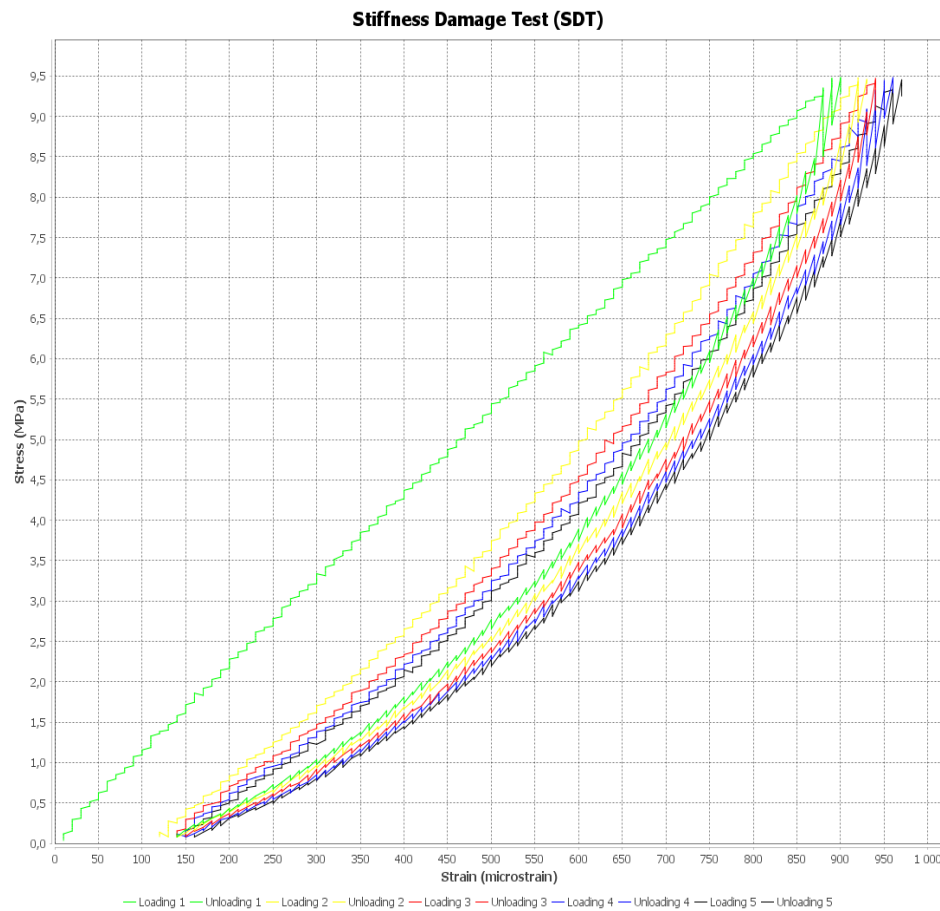
FIGURE 251 – Fiche de l'essai SDT réalisé sur l'échantillon D6-35-3-C3 (186-372 mm) avec un préconditionnement humide - Expansion air humide



D6-35-3-C3 Exp res Elisabeth 26mars2024	
fck (MPa)	23.71
% load	40.0
Max. Load (MPa)	9.5

	Def. (str)	Area (J/m³)	E (GPa) (ind.)	SDI
	130.0	1843.0	12.0	0.29
	20.0	820.0	13.6	
	10.0	723.0	13.4	PDI
	10.0	678.0	13.2	0.2
	10.0	649.0	13.2	
Total (5 cycles)	180.0	4713.0	Mean (5 cycles) 13.5	

FIGURE 252 – Fiche de l'essai SDT réalisé sur l'échantillon D6-35-3-C4(2) (0-186 mm) avec un préconditionnement humide - Expansion air humide



D6-35-3-C4-S2 Exp res Elisabeth 26mars2024	
fck (MPa)	23.71
% load	40.0
Max. Load (MPa)	9.5

	Def. (str)	Area (J/m³)	E (GPa) (ind.)	SDI
	130.0	1715.0	10.6	0.24
	10.0	758.0	11.9	
	10.0	655.0	11.7	PDI
	0.0	609.0	11.4	0.15
	10.0	586.0	11.6	
Total (5 cycles)	150.0	4323.0	Mean (5 cycles) 11.8	

A.4 Résultats tests d'expansion résiduelle

A.4.1 Résultats tests d'expansion humide

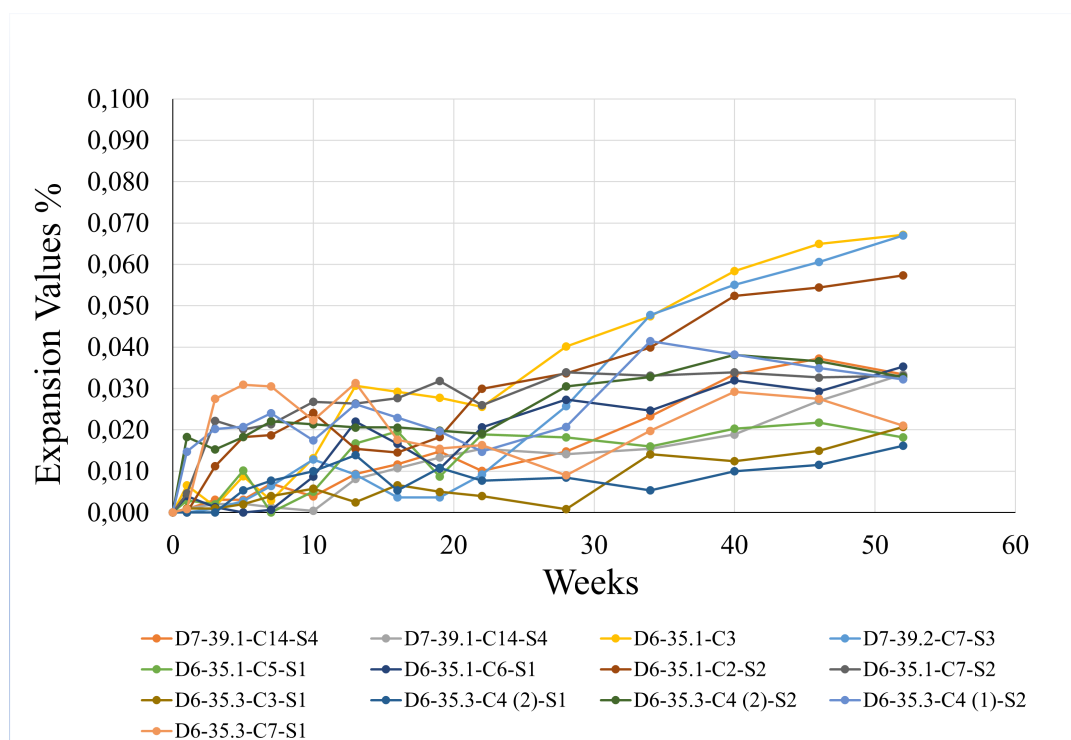


FIGURE 253 – Evolution de l'expansion des échantillons en fonction du temps - Test d'expansion à l'air humide

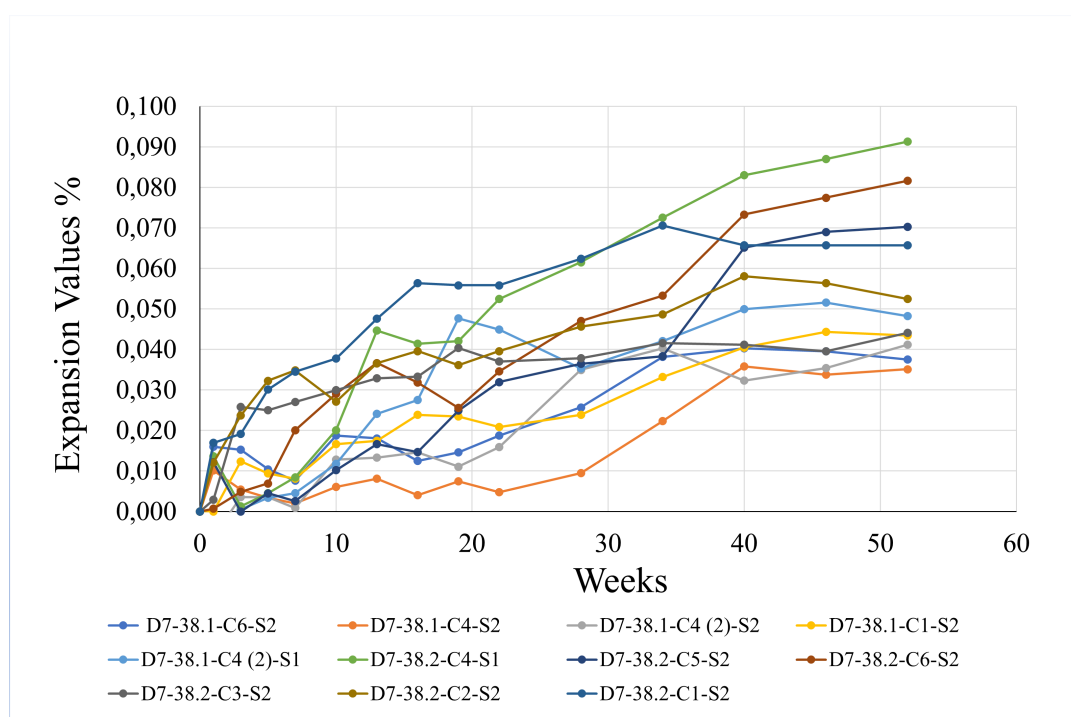


FIGURE 254 – Evolution de l'expansion des échantillons en fonction du temps - Test d'expansion à l'air humide

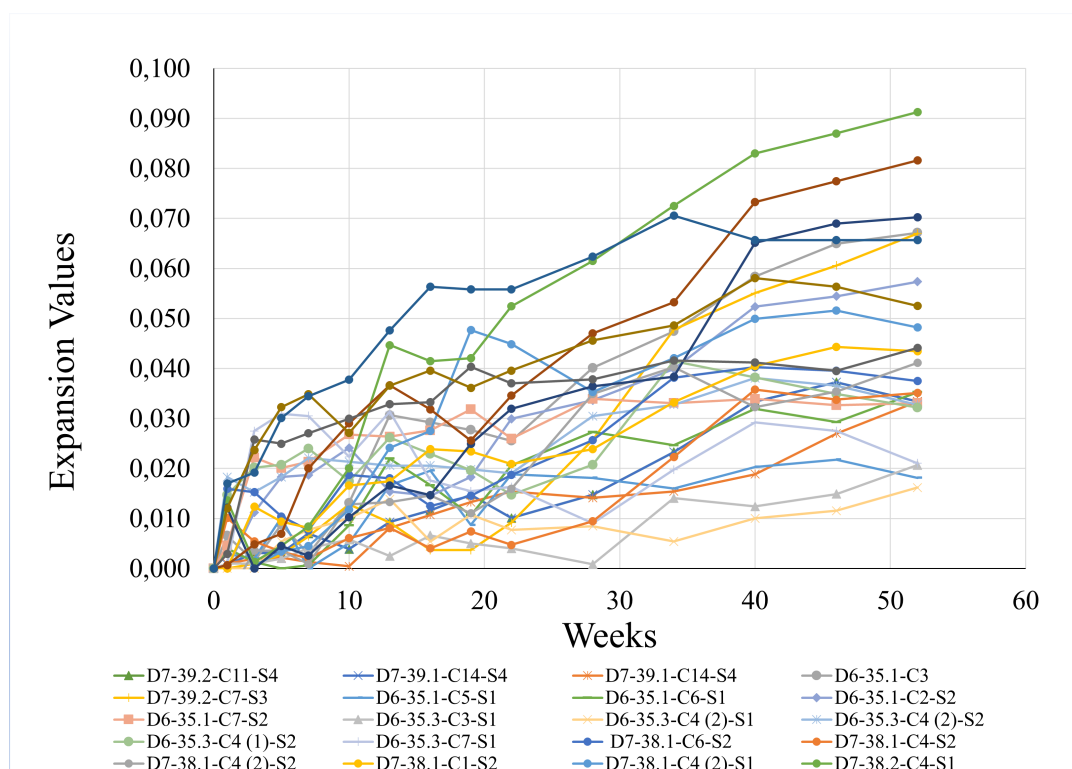


FIGURE 255 – Evolution de l'expansion des échantillons en fonction du temps - Test d'expansion à l'air humide

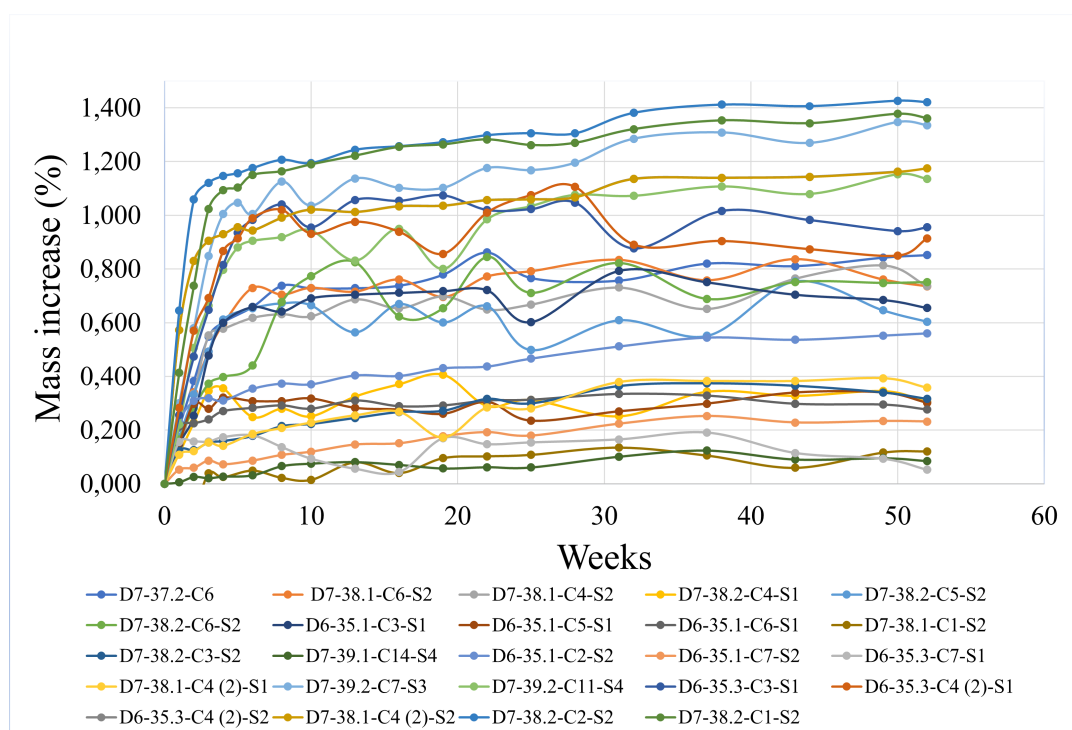


FIGURE 256 – Evolution de l'expansion des échantillons en fonction du temps - Test d'expansion à l'air humide

A.4.2 Résultats tests d'expansion NaOH 1N

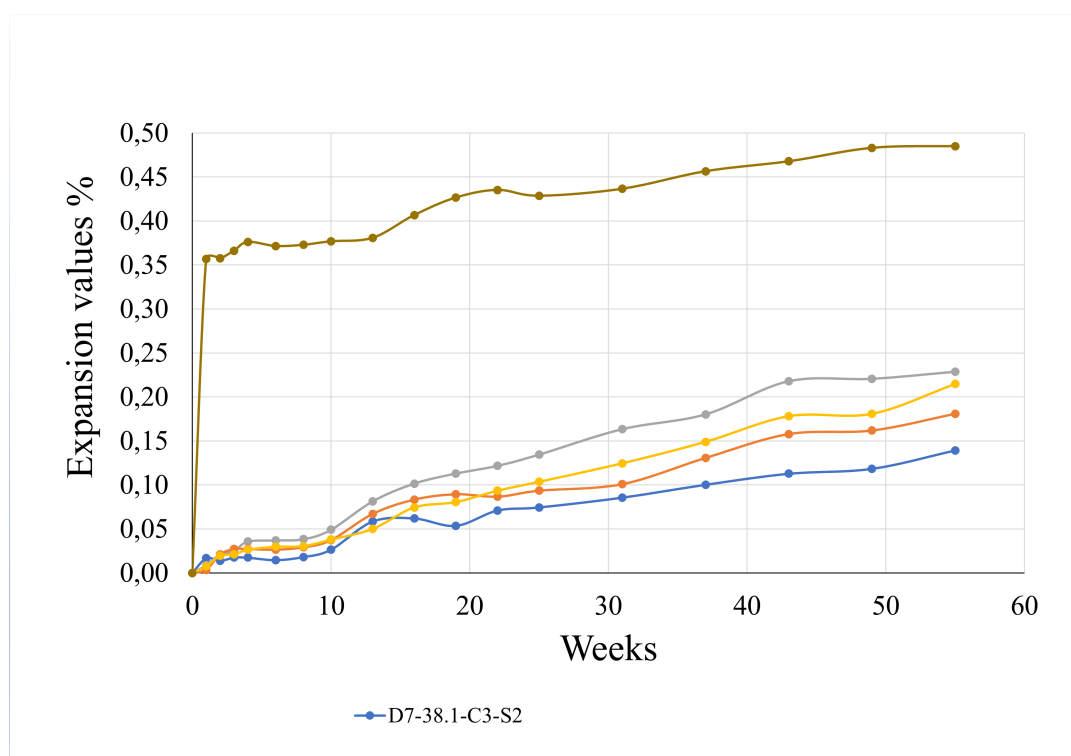


FIGURE 257 – Evolution de l'expansion des échantillons en fonction du temps - Test d'expansion en solution alcaline

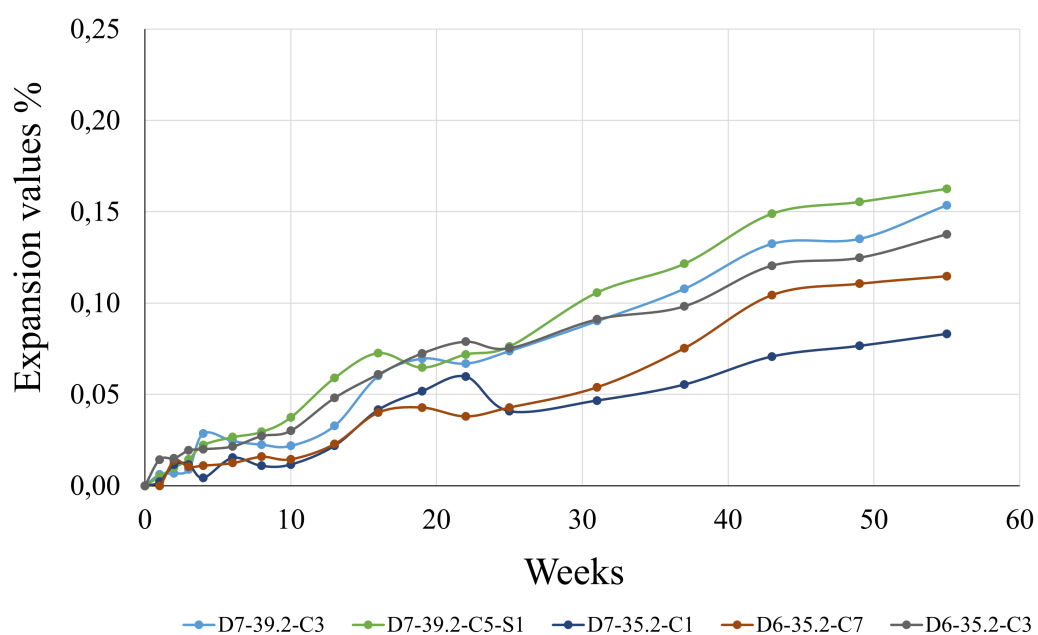


FIGURE 258 – Evolution de l'expansion des échantillons en fonction du temps - Test d'expansion en solution alcaline

A.5 Poster

ICAAR

Poster réalisé dans le cadre de l'ICAAR ("International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete"), 19 mai - 24 mai 2024



UNIVERSITÉ
LAVAL

Assessment of additional ASR damage resulting from residual expansion tests (humid air and alkaline solution @ 38°C) using the DRI method

Elisabeth Baret

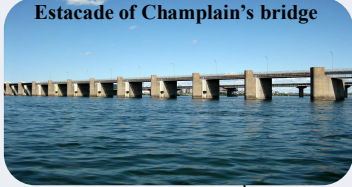
CRIB
Centre de recherche sur les
infrastructures en béton

LIÈGE université
Sciences Appliquées

Supervisors : Benoit Fournier (ULaval), Benoit Bissonnette (ULaval), Luc Courard (ULiège)

Coring structural éléments of two bridges affected by alkali-silica reaction

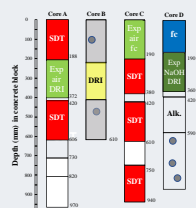
Estacade of Champlain's bridge



Similar concrete bridge



Reactive limestone aggregate + natural granitic sand



Diagnosis : DRI

Reference free expansion
- Sanchez 2017

Prognosis : Residual
expansion test (RET)

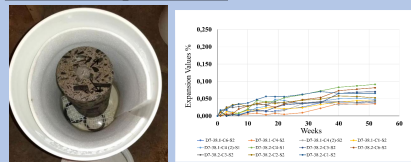
Additional expansion [%]

Comparison of DRI of cores
from same element, same
depth, BEFORE and AFTER
expansion testing

Problem statement :

- Prognosis : Determination of potential for future expansion of concrete due to ASR
 - Results are from RET only qualitative -> Lack of interpretation of the results
 - Is RET generating ASR-related damage in concrete similar to that observed under field conditions?
 - Is residual expansion testing on cores appropriate for prognosis ?

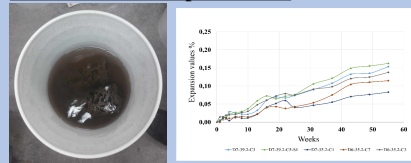
Humid air expansion test



38°C, 95% humidity, immersion ≈1-1,5 year - Expansion curve is variable

- Leaching of alkalis -> plateau is reached but is it due to expiration of reactive silica ? -> likely not !
- Considered the most realistic test until now because components of reaction aren't changed

Alkaline solution expansion test



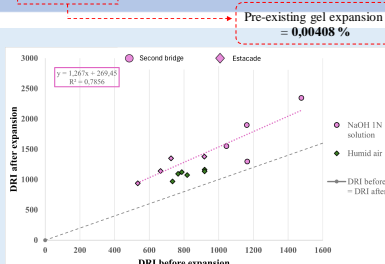
38°C, solution NaOH 1N, immersion ≈1-1,5 year - Expansion curve is smooth

Additional expansion = Expansion when plateau is achieved =
Expansion due to re-saturation + Pre-existing gel expansion + Expansion due to additional ASR in the concrete

- Proportionality between DRI BEFORE and AFTER expansion test

- Humid air and alkaline results are aligning

- Concrete with high initial DRI (before test) will have the same reactivity as concrete with low initial DRI



- Cracks in aggregates and cement paste keep increasing following the same trend than site samples before expansion

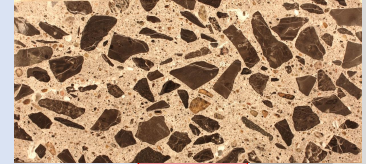
- Contradiction : Supposed that premature ending of aggregate's cracking due to alkali's leaching
- Evolution of cracking based on humid air results (100%HR) -> cracking in aggregates stops at around 0.2% (Sanchez 2017)
- Reactive silica still not consumed

- Examining polished concrete sections with a 1 cm² grid pattern under a stereomicroscope at 15x magnification

- For each 1 cm² square : counting the occurrence of every symptom contributing to concrete damage

- Symptom's weighting factors vary depending on relative importance in ASR damage -> Villeneuve (2012) factors (somewhat arbitrary)

- DRI = Sum of weighted counts normalized for a 100 cm² section



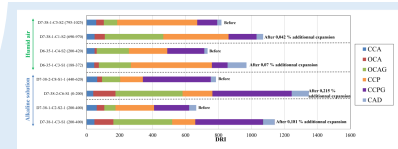
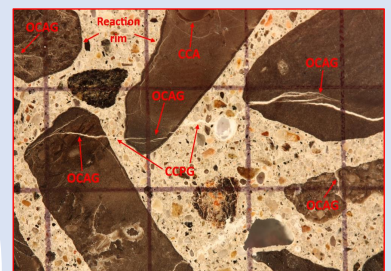
DRI = 1379



Petrographic features	Abbreviation	Weighting factor
Closed cracks in aggregate	CCA	0.25
Open crack in aggregate	OCA	2
Open crack in aggregate with reaction product	OCAG	2
Debonded coarse aggregate	CAD	3
Crack in cement paste	CCP	3
Crack in cement paste with reaction product	CCPG	3

Villeneuve 2012

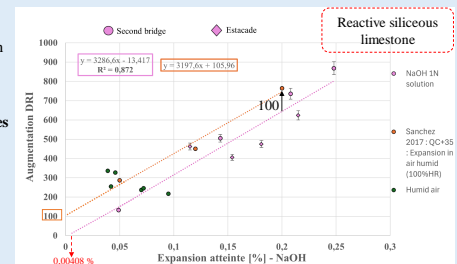
Zoom of polished concrete - Visible ASR symptoms



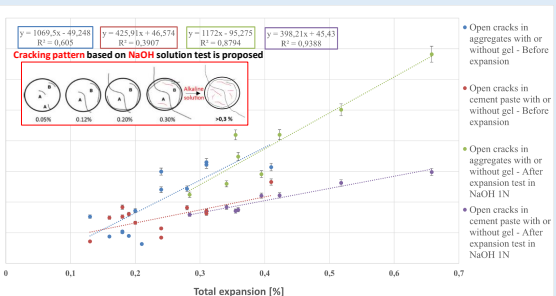
- ASR's symptoms increase with humid air & alkaline solution
- Increase of DRI & expansion in humid air is much lower

No correlation with humid air & expansion ≈ 20-40 % higher only for humid

- Strong correlation of test results are obtained for the two different bridges (similar reactive coarse aggregate)
- Similar results from humid air and alkaline expansion test -> no other mechanism increasing expansion in NaOH
- Correlation shifted 100 higher -> increase of DRI does not consider pre-existing damage unrelated to ASR



Reactive siliceous limestone



References :

- Villeneuve, Fournier, Duchesne, 2012, Determination of the damage in concrete affected by ASR — the damage rating index (DRI), in: 14th ICAAR — Int. Conf. Alkali-Aggreg. React. Concr., Austin (Texas)
- Sanchez, L. F. M., Fournier, B., Jolin, M., Mitchell, D. & Bastien, J., 2017, Overall assessment of Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in concretes presenting different strengths and incorporating a wide range of reactive aggregate types and natures