

Outil d'évaluation et de gestion
des ouvrages d'art affectés
de réactions alcalis-silice (RAS)



**MATÉRIAUX
ET INFRASTRUCTURES**



**ÉTUDES ET RECHERCHES
EN TRANSPORT**

**Outil d'évaluation et de gestion
des ouvrages d'art affectés
de réactions alcalis-silice (RAS)**

**MATÉRIAUX
ET INFRASTRUCTURES**

**Marc-André Bérubé
Nizar Smaoui
Benoît Bissonnette
Benoît Fournier**

ÉTUDES ET RECHERCHES
EN TRANSPORT

**OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES
D'ART AFFECTÉS DE RÉACTIONS ALCALIS-SILICE
(RAS)**

Marc-André Bérubé
Nizar Smaoui
Benoît Bissonnette,
Centre de recherche sur les infrastructures en béton (CRIB) – Université Laval

et

Benoît Fournier,
Centre international pour le développement durable du béton et du ciment
(ICON)/Centre canadien de la technologie des minéraux et de l'énergie
(CANMET)

Réalisé pour le compte du ministère des Transports du Québec

Septembre 2005

La présente étude a été réalisée à la demande du ministère des Transports du Québec et a été financée par la Direction de la recherche et de l'environnement.

Les opinions exprimées dans le présent rapport n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs et ne reflètent pas nécessairement les positions du ministère des Transports du Québec.

Dépôt légal
Bibliothèque nationale du Québec, 2005
ISBN 2-550-45356-5
ISBN 2-550-45357-3 (PDF)

Titre et sous-titre du rapport OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)				N° du rapport Transports Québec RTQ-05-01			
				Rapport d'étape <input type="checkbox"/> An Mois Jour Rapport final <input checked="" type="checkbox"/>			
				N° du contrat (RRDD-AA-CCXX) 1220-99-BD04			
Auteur(s) du rapport Marc-André Bérubé, Nizar Smaoui, Benoit Bissonnette et Benoit Fournier				Date du début de l'étude Novembre 1999		Date de fin de l'étude Mars 2004	
Chargé de projet Daniel Bouchard			Coût de l'étude 163 250 \$				
Étude ou recherche réalisée par (nom et adresse de l'organisme) Centre de recherche sur les infrastructures de béton (CRIB) Université Laval Québec (Québec) G1K 7P4 et Centre de la technologie de l'énergie de CANMET - Ottawa Ressources naturelles Canada 1, promenade Haanel Ottawa (Ontario) K1A 1M1				Étude ou recherche financée par (nom et adresse de l'organisme) Ministère des Transports du Québec 700, boul. René-Lévesque Est Québec (Québec) G1R 5H1			
But de l'étude, recherche et renseignements supplémentaires Produire un outil pour l'inspection et l'entretien des ouvrages d'art affectés par les RAS afin de déterminer à quel moment, à quelle fréquence et dans quelle mesure il faut intervenir. Cet outil permet d'uniformiser les travaux d'inspection et d'entretien réalisés pour le compte du Ministère et une meilleure planification des travaux de réhabilitation des ouvrages affectés de RAS.							
Résumé du rapport Le principal critère d'intervention est le nombre d'années avant que les aciers excèdent leur limite d'élasticité, limite considérée comme étant atteinte lorsque l'expansion est rendue à 0,2 %. Ce délai est calculé à partir de l'expansion déjà atteinte – estimée à partir de la fissuration superficielle ou, mieux encore, de l'essai SDT – et du taux d'expansion en cours – estimé pour sa part à partir de la fissuration superficielle ou, mieux, des essais d'expansion sur carottes ou, bien encore mieux, de relevés d'expansion <i>in situ</i> –. L'importance et la fréquence des travaux d'investigation (inspection, carottage, essais, relevés <i>in situ</i> de fissuration et d'expansion, etc.) dépendent du nombre d'années avant plastification, selon trois catégories : >15 ans, de 5 à 15 ans et < 5 ans (> 10 ans, de 3 à 10 ans et < 3 ans dans le cas des ouvrages non structuraux). Le document présente en première partie, ainsi que sous forme d'annexes, des notions de base sur différents aspects pertinents aux RAS et à la gestion des ouvrages qui sont affectés ainsi que des procédures utiles à cette fin, de façon à permettre à l'inspecteur de mieux comprendre le comment et le pourquoi du travail qu'on lui demande de réaliser. Des exemples d'application de la méthodologie aux ouvrages étudiés dans le cadre du projet de recherche sont aussi présentés en annexe.							
Nombre de pages 156	Nombre de photos 0	Nombre de figures 18	Nombre de tableaux 8	Nombre de références bibliographiques 97	Langue du document <input checked="" type="checkbox"/> Français <input type="checkbox"/> Anglais		Autre (spécifier)
Mots-clés Réactions alcalis-silice, ouvrages d'art				Autorisation de diffusion <input checked="" type="checkbox"/> Diffusion autorisée <input type="checkbox"/> Diffusion interdite			
				Signature du directeur général <i>A. H. Leclerc</i>		Date 05/09/08	

REMERCIEMENTS

Nous pouvons aujourd'hui conclure que le projet de recherche sur la RAS a grandement fait progresser les connaissances sur le comportement des ouvrages d'art québécois affectés de réactivité alcalis-silice, et cela grâce à la collaboration de nombreux chercheurs et spécialistes de différents milieux (Université Laval, ICON-CANMET, Hydro-Québec) et de différents services du MTQ (Direction des structures, Laboratoire des chaussées, Direction territoriale de Québec). Tous ont, chacun à sa façon, contribué au succès de cette entreprise et nous les en remercions très sincèrement.

SOMMAIRE

Cet outil d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de réactivité alcalis-silice (RAS) met un terme à un important projet de recherche sur la RAS réalisé depuis 1999 en collaboration très étroite avec le ministère des Transports du Québec. Il repose en grande partie sur l'évaluation détaillée de trois ouvrages affectés de ce problème dans la région de Québec ainsi que sur un important volet expérimental. Le principal critère d'intervention retenu est le nombre d'années au rythme où vont les choses avant que les aciers d'armatures risquent d'excéder leur limite d'élasticité, limite considérée comme atteinte lorsque l'expansion du béton atteint 0,2 %, dans la mesure toutefois où la liaison béton/acier demeure intègre. Ce délai est calculé à partir de l'expansion déjà atteinte par le béton, estimée à partir de la fissuration superficielle, ou mieux, d'un essai de fatigue en compression (essai SDT), et du taux d'expansion en cours, estimé pour sa part à partir de la fissuration superficielle et de l'âge de l'ouvrage, ou mieux, d'essais d'expansion sur carottes couplés à un certain nombre de conditions en service (température, humidité et contraintes appliquées), ou encore bien mieux, de relevés d'expansion *in situ*. L'importance et la fréquence des travaux d'investigation (inspection, carottage, essais, relevés *in situ* de fissuration et d'expansion, etc.) dépendent donc du nombre d'années avant d'atteindre la plastification, selon trois catégories : > 15 ans, 5 à 15 ans et < 5 ans (> 10 ans, 3 à 10 ans et < 3 ans dans le cas des éléments non critiques). La stratégie d'évaluation et de gestion comprend différentes étapes d'investigation plus ou moins poussées et un suivi plus ou moins assidu par la suite, selon le cas, tout en étant constamment réévaluée au fur et à mesure que de nouvelles données sont connues. Ce document comprend en première partie ainsi que sous forme d'annexes des notions de base sur différents aspects relatifs à la RAS et à la gestion des ouvrages qui en sont affectés ainsi qu'un certain nombre de procédures utiles à cette fin. Des exemples d'application de la méthodologie aux ouvrages étudiés dans le cadre du projet de recherche sont aussi présentés en annexe.

TABLE DES MATIÈRES

Introduction	1
Partie 1 : La réactivité alcalis-silice dans le béton : notions de base et implications pratiques.....	3
1.1 Définition de la RAG	3
1.2 Types de RAG : la RAC et la RAS.....	3
1.2.1 Réaction alcalis-carbonate (RAC).....	3
1.2.2 Réaction alcalis-silice (RAS).....	4
1.3 Conditions essentielles au développement de la RAS	5
1.3.1 Présence de granulats réactifs	5
1.3.2 Concentration élevée en hydroxydes alcalins dans la solution interstitielle	6
1.3.3 Humidité élevée	6
1.4 Autres facteurs ou conditions favorisant la RAS ou ses effets	7
1.4.1 Conditions d'exposition.....	7
1.4.2 Caractéristiques des mélanges et mise en place du béton	8
1.4.3 Aciers d'armature, précontraintes et contraintes de chargement .	9
1.4.4 Température, chaleur d'hydratation et gradient de température.	11
1.4.5 Taille des éléments de béton.....	11
1.5 Historique de la RAS au Québec.....	12
1.5.1 Statistiques de production des granulats.....	12
1.5.2 Géologie des sources de granulats et cas de RAS	12
1.5.3 Composition des ciments.....	14
1.6 Évaluation et gestion des ouvrages en béton affectés de RAS.....	15
1.6.1 Approche globale.....	15
1.6.2 Détection de la RAS.....	19
1.6.3 Monitoring in situ et analyses structurales.....	25
1.6.4 Évaluation du comportement actuel et futur	26
1.6.5 Mesures correctives.....	32
1.6.6 Programmes d'évaluation et de gestion des ouvrages affectés de RAS	34
1.7 Conclusion.....	35
Partie 2 : Outil d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de RAS	37
2.1 Stratégie globale.....	37
2.2 Étape 1 : Inspection visuelle visant à déceler la RAS.....	39
2.3 Étape 2 : Premiers relevés de fissuration et estimation de l'expansion atteinte.....	39
2.3.1 Procédure	39
2.3.2 Calcul du taux d'expansion en cours (%/année).....	43
2.3.3 Calcul du nombre d'années avant qu'il y ait plastification des aciers	44
2.3.4 Analyse des résultats et suite à donner.....	45

2.4	Programme de suivi I – Inspection visuelle tous les 5 ans (3 ans dans le cas des ouvrages âgés de moins de 10 ans) avec relevés de fissuration	45
2.5	Étape 3A – Installation de plots et relevé initial; carottage (pétrographie, essais SDT, compression, module élastique)	49
	2.5.1 Installation de plots métalliques et relevés	49
	2.5.2 Carottage	52
	2.5.3 Essais et analyses sur les carottes	52
2.6	Programme de suivi II – Inspection annuelle avec relevés de fissuration et d'expansion au moins trois fois par année	53
2.7	Étape 3B – Installation de plots et relevé initial; carottage (pétrographie, contenu en alcalis, essais mécaniques dont le SDT, essais d'expansion résiduelle)	54
2.8	Exemples d'application	55
Conclusion		59
Bibliographie		61
Annexe A : Inspection visuelle des ouvrages		73
A.1	Procédure déjà utilisée par le Laboratoire des chaussées du MTQ	73
A.2	Discussion et recommandations	73
	A.2.1 Prise en compte de la RAS dans les inspections de routine	73
	A.2.2 Composants à inspecter en priorité dans le cadre du volet « RAS »	74
	A.2.3 Signes visuels les plus révélateurs de la présence de RAS	74
A.3	Références	75
Annexe B : Essai de fatigue SDT		79
B.1	Préparation des éprouvettes	79
B.2	Procédure expérimentale	79
B.3	Traitement des données	80
B.4	Estimation de l'expansion déjà atteinte	80
B.5	Référence	81
Annexe C : Essais d'expansion sur carottes de béton		87
C.1	Généralités	87
	C.1.1 Intérêt et limites des essais d'expansion sur carottes	87
	C.1.2 Essais proposés dans la littérature et recommandations	87
C.2	Échantillonnage, conservation et préparation des carottes	88
	C.2.1 Carottage des ouvrages	88
	C.2.2 Conservation des carottes avant les essais	89
	C.2.3 Préparation des carottes pour les essais	90
C.3	Ajustements thermique et hygrométrique en début d'essai (période de préconditionnement)	93
C.4	Mesures périodiques (expansion, masse et température)	95
C.5	Essai d'expansion dans l'air humide à 38 °C et > 95 % HR	95

C.5.1	Procédure expérimentale.....	95
C.5.2	Limites d'expansion.....	96
C.5.3	Interprétation des résultats.....	96
C.5.4	Lessivage des alcalis et influence du diamètre des carottes.....	97
C.5.5	Évaluation de l'expansion maximale en service.....	99
C.6	Essai d'expansion en solution alcaline de NaOH 1M à 38 °C.....	100
C.6.1	Procédure expérimentale.....	100
C.6.2	Limites d'expansion.....	100
C.6.3	Interprétation des résultats.....	100
C.7	Références.....	102
Annexe D : Mesure du contenu en alcalis solubles du béton.....		107
D.1	Échantillonnage.....	107
D.2	Procédure expérimentale.....	107
D.3	Références.....	109
Annexe E : Évaluation en laboratoire du taux d'expansion en cours du béton en service affecté de RAS.....		113
E.1	Paramètres utilisés dans la méthodologie proposée.....	113
E.2	Expansion libre résiduelle du béton à 38 °C et > 95 % HR (coefficient EXP).....	115
E.3	Réactivité résiduelle absolue des granulats (coefficient RAB).....	115
E.4	Contenu du béton en alcalis solubles (coefficient ALC).....	119
E.5	Conditions d'humidité en service (coefficient HUM).....	119
E.6	Température en service (coefficient TEM).....	120
E.7	Armatures et autres contraintes en service (coefficient CON).....	120
E.8	Coefficient global TEC et taux d'expansion en cours.....	121
E.9	Références.....	122
Annexe F : Application de la méthodologie à divers types de composants de trois ouvrages affectés de RAS dans la région de Québec		127

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 Défauts observés lors de la détermination du DRI et coefficients de pondération	25
Tableau C.1 Longueur suggérée des carottes testées en fonction de leur diamètre	91
Tableau C.2 Distances entre les plots de références suggérées pour les mesures latérales	93
Tableau C.3 Interprétation des essais d'expansion sur carottes à 38 °C et > 95 % HR	98
Tableau C.4 Interprétation des essais d'expansion sur carottes dans NaOH 1M à 38 °C.....	99
Tableau D.1 Contribution en alcalis de différents granulats québécois lorsqu'ils sont soumis à la méthode d'extraction à l'eau chaude des alcalis solubles du béton.....	110
Tableau E.1 Classification des différents coefficients proposés pour déterminer le taux d'expansion en cours du béton en service affecté de RAS à partir de résultats d'essais en laboratoire et des conditions d'exposition en service	117
Tableau E.1 (suite)	118

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Dommages visibles associés à la RAS sur le viaduc du Vallon/Charest	16
Figure 1.2	Dommages visibles associés à la RAS.....	17
Figure 1.3	Dommages visibles associés à la RAS.....	18
Figure 1.4	Signes pétrographiques de RAS.....	23
Figure 1.5	Résultats de l'essai SDT obtenus pour différents niveaux d'expansion dans le cas de cylindres de béton fabriqués avec le calcaire fortement réactif de la région de Québec	29
Figure 2.1	Guide méthodologique.....	38
Figure 2.2	Schémas proposés pour les relevés de fissuration superficielle	41
Figure 2.3	Grille d'intervention pour les éléments critiques basée sur l'expansion atteinte (fissuration ou SDT) et l'âge de l'ouvrage ...	47
Figure 2.4	Grille d'intervention pour les éléments non critiques basée sur l'expansion atteinte (fissuration ou SDT) et l'âge de l'ouvrage ...	48
Figure 2.5	Géométrie suggérée pour les groupes de plots et les mesures d'expansion.....	51
Figure 2.6	Grille d'intervention pour les éléments structuraux critiques basée sur une estimation de l'expansion atteinte (fissuration ou SDT) et le taux d'expansion mesuré.	56
Figure 2.7	Grille d'intervention pour les éléments non critiques basée sur une estimation de l'expansion atteinte (fissuration ou SDT) et le taux d'expansion mesuré.....	57
Figure A.1	Inspection visuelle	76
Figure B.1	Exemple des résultats d'un essai SDT réalisé sur un cylindre de béton fabriqué avec un sable hyperréactif du Texas et accusant une expansion de 0,392 %	82
Figure C.1	Mesures d'expansion	92

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE
RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

Figure C.2	Résultats d'essais d'expansion dans l'air humide à 38 °C et > 95 % HR dans le cas de carottes prélevées dans la culée d'un pont de la région de Québec.....	94
Figure E.1	Évaluation en laboratoire du taux d'expansion en cours du béton en service affecté de RAS	114
Figure E.2	Approximation du taux d'expansion au coeur du béton en service affecté de RAS à partir du coefficient TEC (Taux d'expansion en cours).....	122

INTRODUCTION

Un grand nombre d'ouvrages d'art et de structures hydrauliques situés en territoire québécois sont affectés de réactivité alcalis-granulats (RAG) de type alcalis-silice (RAS), à un degré toutefois fort variable d'une région à une autre, d'un ouvrage à un autre et même d'un composant à un autre du même ouvrage. Dans le cas particulier des ouvrages d'art, le plus important critère d'intervention est la chute de la capacité portante et la stabilité structurale. Dans le cadre de deux ententes conclues respectivement en 1999 et en 2001 entre l'Université Laval et le ministère des Transports du Québec (MTQ), un important projet de recherche portant sur l'évaluation structurale des ouvrages d'art affectés de RAS a été mené, dans le but principal d'établir quelles sont les relations exactes entre l'apparence visuelle, l'état réel d'endommagement et la stabilité structurale de ces ouvrages.

Ce projet, réalisé par des chercheurs de l'Université Laval en collaboration très étroite avec plusieurs spécialistes du MTQ ainsi que des chercheurs de ICON-CANMET et de l'IREQ, a donné lieu à d'importants travaux sur trois ponts de la région de Québec affectés de RAS (monitorage, carottage, réparations) ainsi que sur les échantillons prélevés dans ces ouvrages (essais mécaniques, essais d'expansion résiduelle, contenus en alcalis, etc.). Les trois ouvrages retenus sont les viaducs du Vallon/Charest, du Vallon/Père-Lelièvre et de la Capitale/Saint-David. Le projet a aussi comporté un très important volet expérimental sur différents aspects liés au sujet d'étude (influence de la géométrie, de l'orientation du plan de coulée et du mode de consolidation du béton sur l'expansion engendrée par la RAS; influence de la RAS sur le comportement mécanique du béton; évaluation de l'expansion déjà atteinte par le béton en service affecté de RAS; contraintes induites dans le béton armé affecté de RAS; comparaison entre différentes méthodes de mesure de l'expansion, etc.). Le projet de recherche a pris fin avec la rédaction de deux rapports finaux soumis dans le cadre des deux ententes contractuelles, portant respectivement sur les travaux réalisés sur les ouvrages (Bérubé *et al.* 2004a) et les études expérimentales (Bérubé *et al.* 2004b).

L'objectif premier de la recherche était toutefois la production du présent outil d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de RAS. La méthodologie proposée repose en grande partie sur l'ensemble des informations issues des travaux sur les ouvrages et des études expérimentales. Pour le bénéfice des lecteurs et des éventuels utilisateurs, le document présente en première partie ainsi que sous forme d'annexes des notions de base sur différents aspects relatifs à la RAS et à la gestion des ouvrages qui en sont affectés ainsi qu'un certain nombre de procédures utiles à cette fin, cela de façon à permettre à l'inspecteur de mieux comprendre le comment et le pourquoi du travail qu'on lui demande de réaliser. Des exemples d'application de la méthodologie aux ouvrages étudiés dans le cadre du projet de recherche sont aussi présentés en annexe.

PARTIE 1 : LA RÉACTIVITÉ ALCALIS-SILICE DANS LE BÉTON : NOTIONS DE BASE ET IMPLICATIONS PRATIQUES

Cette partie du document présente des notions de base sur différents aspects relatifs à la RAS et à la gestion des ouvrages qui en sont affectés : définitions, conditions nécessaires, autres conditions favorisant la RAS ou ses effets, historique au Québec, reconnaissance (diagnose), prévision du comportement futur (prognose), interventions, autres programmes de gestion existants, etc. Elle permettra au lecteur, au gestionnaire et à l'inspecteur de mieux comprendre le comment et le pourquoi des travaux proposés.

1.1 Définition de la RAG

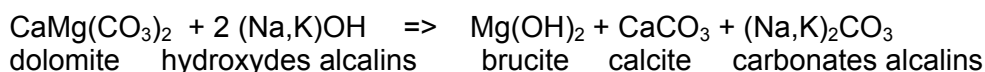
La réaction alcalis-granulats (RAG) est une réaction chimique qui se produit entre la solution interstitielle du béton, fortement basique (pH généralement ≥ 13) et alcaline (principalement constituée d'hydroxydes alcalins en solution, c.-à-d. NaOH et KOH; Diamond 1989) et certaines phases minérales instables dans de telles conditions et qui sont présentes au sein des particules des granulats grossiers ou fins. La RAG peut provoquer la détérioration précoce des ouvrages qui en sont atteints et en réduire la durée de vie. Depuis la découverte du phénomène en 1940 en Californie, des problèmes associés à la RAG ont été observés dans plus de 50 pays dans le monde. Le Québec est particulièrement touché par le problème.

1.2 Types de RAG : la RAC et la RAS

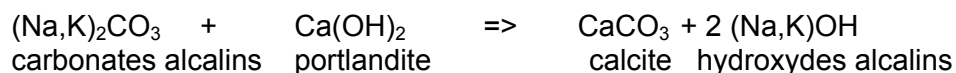
Deux types de réactions alcali-granulats se distinguent par la nature des phases minérales en cause et les mécanismes de réaction et d'expansion impliqués : (1) la réaction alcalis-carbonate (RAC) et (2) la réaction alcalis-silice (RAS).

1.2.1 Réaction alcalis-carbonate (RAC)

Le premier cas de RAC a été signalé en Ontario à la fin des années 1950 (Swenson 1957). Cette réaction implique des calcaires dolomitiques argileux pétrographiquement constitués de cristaux rhomboédriques de dolomite de 20 à 50 μm disséminés dans une matrice de calcite microcristalline (généralement de 2 à 6 μm) et de minéraux argileux très fins. En présence de la solution interstitielle du béton riche en hydroxydes alcalins, les cristaux de dolomite subissent un processus de dédolomitisation, permettant ainsi aux ions de la solution interstitielle de pénétrer plus profondément dans les particules réactives. La réaction est la suivante :



L'expansion et la fissuration du béton subissant la RAC sont dues à l'expansion des particules des granulats calcaires dolomitiques, causée par l'un ou l'autre ou par la combinaison des processus suivants (Swenson et Gillott 1964, Tang *et al.* 1987) : (1) pression hydraulique causée par la migration des molécules d'eau et des ions alcalins dans les vides restreints de la matrice argilo-calcaire entourant les rhomboèdres de dolomite; (2) adsorption d'ions alcalins et de molécules d'eau sur les surfaces actives des minéraux argileux disséminés autour des grains de dolomite; et (3) formation et croissance (pressions de cristallisation) des produits de la dédolomitisation (c.-à-d. brucite et calcite). Les carbonates alcalins formés peuvent éventuellement réagir avec la portlandite de la pâte de ciment, régénérant ainsi les hydroxydes alcalins dans la solution interstitielle :



Cette régénération des hydroxydes alcalins suggère que la RAC pourrait durer indéfiniment. Les granulats susceptibles de RAC au Canada sont généralement connus pour engendrer des expansions rapides et importantes à l'essai du Prisme de béton CSA A23.2-14A ainsi que de l'expansion et de la fissuration délétères en moins de trois ans en nature, dans la mesure où les conditions d'humidité sont suffisamment élevées pour que la RAC se développe (Rogers *et al.* 2000). Heureusement, les cas connus de RAC demeurent limités au Canada de même qu'ailleurs à travers le monde, et aucun cas n'a jusqu'ici été observé au Québec. En conséquence, dans la suite de ce document, nous n'utiliserons que le terme réactivité alcalis-silice ou son abréviation (RAS).

1.2.2 Réaction alcalis-silice (RAS)

Cette réaction a été observée dans la plupart des régions du Canada et du Québec ainsi que dans plus de 50 pays à travers le monde. Elle est fondamentalement liée à la solubilité/instabilité dans des solutions à pH élevé des variétés de silice amorphes, désordonnées, pauvrement cristallisées, microcristallines ou cryptocristallines. On peut subdiviser la RAS en deux catégories, selon la nature des variétés de silice en cause :

1. les roches contenant des minéraux siliceux pauvrement cristallisés ou métastables p. ex. l'opale, la tridymite, la cristobalite et les verres volcaniques. Les éléments de béton avec des granulats contenant de telles phases, même à des pourcentages aussi faibles que 1 à 2 % (p. ex. opale et cristobalite), peuvent présenter de l'expansion et de la fissuration importantes moins de trois ans après la construction si les autres conditions essentielles à la RAS sont présentes (c.-à-d. humidité élevée et solution interstitielle riche en hydroxydes alcalins);

2. les roches quartzzeuses contenant du quartz à grain très fin (microcristallin à cryptocristallin) ou certaines variétés de quartz plus grossier (p. ex. quartz macrogranulaire déformé, ciment quartzeux dans certains grès, etc.). Cette catégorie est très répandue dans l'est du Canada et correspond à l'ensemble des granulats réactifs trouvés au Québec jusqu'ici. En nature, elle est caractérisée par un délai d'apparition de l'expansion et de la fissuration qui peut varier de 10 à 25 ans, toujours si les autres conditions essentielles à la RAS sont satisfaites.

Les mécanismes de réaction/expansion en présence de la plupart des granulats canadiens susceptibles de RAS peuvent se résumer ainsi : sous l'attaque des hydroxydes alcalins, la silice réactive au sein des granulats se transforme progressivement en un produit de réaction visqueux appelé « gel de réaction alcalis-silice », lequel a tendance à gonfler en présence d'eau (hydrophile) tout en générant des contraintes de tension au sein des granulats en cause et sur la pâte de ciment environnante. La microfissuration a lieu lorsque la pression générée dépasse la résistance en traction des granulats et de la pâte de ciment.

1.3 Conditions essentielles au développement de la RAS

Trois conditions sont simultanément nécessaires au développement de la RAS dans un béton : (1) la présence de granulats réactifs; (2) une concentration en hydroxydes alcalins [(Na,K)OH] élevée dans la solution interstitielle; et, (3) des conditions d'humidité élevées. Les éléments de béton affectés de RAS se comportent très différemment les uns par rapport aux autres en raison d'importantes variations dans les conditions énumérées, particulièrement en ce qui concerne le degré de réactivité des granulats utilisés, les caractéristiques des mélanges (p. ex. contenu en alcalis du ciment et du béton, rapport eau/ciment, utilisation d'ajouts cimentaires), les conditions de température et d'humidité et les contraintes mécaniques.

1.3.1 Présence de granulats réactifs

Le degré de réactivité des granulats canadiens et québécois susceptibles de RAS augmente généralement avec : (1) la quantité de particules réactives qu'ils contiennent; (2) la quantité de silice réactive que ces particules contiennent; et (3) la finesse de ces particules. Certains granulats grossiers et fins avec des fragments de roches contenant de l'opale ou du quartz très fin (cryptocristallin) comme phases réactives (p. ex. certains shales opalins, flint, chert poreux) peuvent présenter un effet pessimum, c.-à-d. qu'une expansion maximale est obtenue pour un certain contenu ou pour une certaine taille granulométrique, alors que l'expansion est moindre de part et d'autre de ce maximum (Price 1961).

1.3.2 Concentration élevée en hydroxydes alcalins dans la solution interstitielle

La concentration en hydroxydes alcalins [(Na,K)OH], en fait plus précisément sa concentration en ions [OH⁻] ou son pH, est la force motrice de la RAS. Elle dépend principalement de la teneur en alcalis du ciment utilisé, du dosage en ciment et du rapport eau/ciment (quantité de solution interstitielle). L'expansion du béton incorporant des granulats réactifs canadiens augmente généralement avec le contenu total en alcalis du béton, exprimé en Na₂O_é (= dosage en ciment, en kg/m³ x teneur en alcalis du ciment, en % Na₂O_é, où % Na₂O_é = % Na₂O + 0.658 x % K₂O). Cependant, le contenu total en alcalis du béton nécessaire à l'initiation et au maintien d'une expansion délétère associée à la RAS varie d'un granulats réactif à un autre, en fonction de son degré de réactivité.

Des alcalis provenant d'autres sources que le ciment peuvent aussi contribuer à augmenter la [(Na,K)OH] dans la solution interstitielle du béton et ainsi le risque de dommage associé à la RAS en présence de granulats réactifs. Ces alcalis peuvent provenir des granulats (minéraux alcalins tels que zéolites, dawsonite (Gillott et Rogers 1994), feldspath et feldspathoïdes alcalins (Bérubé *et al.* 2002a), sables marins non lavés (Hobbs 1988)), des adjuvants (p. ex. superplastifiants), de l'eau de gâchage ainsi que des cendres volantes à haute teneur en alcalis (Duchesne et Bérubé 1994). Malgré certaines contradictions à ce sujet dans la littérature (Bérubé *et al.* 2003), certaines études semblent indiquer que les bétons contenant des granulats réactifs et exposés à des sels de déglçage, à de l'eau de mer ou à des solutions naturelles/industrielles de sels alcalins, sont plus à risque en raison des apports d'alcalis additionnels qui peuvent être fournis à long terme à la solution interstitielle (Diamond 1989). La migration/concentration d'ions alcalins due à divers mécanismes, p. ex. évaporation en surface (Bérubé *et al.* 2002a), courants électriques (Moore 1978, Ozol 1990) et protection cathodique (Shayan et Song 2000) peut aussi augmenter localement la [(Na,K)OH] dans la solution interstitielle du béton, ce qui peut provoquer localement la RAS ou à tout le moins générer des expansions anisotropes à l'intérieur de l'élément de béton en cause.

1.3.3 Humidité élevée

Selon la British Cement Association (BCA 1992), la RAS peut se développer et se maintenir dans un béton si les conditions d'humidité interne dépassent généralement 80 à 85 %. Le gel de réaction alcalis-silice a besoin d'eau pour gonfler et exercer une pression expansive destructrice dans le béton.

Les éléments de béton minces sont sans doute moins susceptibles de détérioration par la RAS s'ils sont exposés à l'intérieur ou à l'extérieur à des conditions toujours sèches (c.-à-d. sans aucun apport externe d'humidité) ou s'ils sont immergés dans de l'eau douce ou de l'eau de mer, dans ce dernier

cas en raison de la dilution de la $[(Na,K)OH]$ de la solution interstitielle. D'autre part, les éléments de béton massifs contenant des granulats réactifs sont souvent plus vulnérables, et ce, même s'il sont exposés à l'intérieur ou à des conditions désertiques; c'est que l'humidité interne demeure élevée dans de tels éléments (Stark et Depuy 1987).

Dans le cas d'éléments de béton relativement minces, des études en laboratoire ainsi qu'en nature ont montré qu'un traitement de surface à l'aide de bons scellants pénétrants à base de silane ou de siloxane pouvait mener à une réduction des conditions d'humidité à l'intérieur de tels éléments, le tout accompagné d'une réduction significative de l'expansion associée à la RAS et d'une amélioration de l'apparence visuelle des éléments traités (Bérubé *et al.* 2002b, 2002c).

1.4 Autres facteurs ou conditions favorisant la RAS ou ses effets

1.4.1 Conditions d'exposition

Cycles de mouillage-séchage – En Afrique du Sud, Blight *et al.* (1981) rapportent que les structures détériorées par la RAS semblent effectivement toujours soumises à des cycles de mouillage-séchage. Bérubé *et al.* (2002b) ont également observé dans le cas de cylindres de béton de 250 x 300 mm que des cycles de mouillage-séchage avaient pour effet de réduire l'expansion due à la RAS, mais de favoriser la fissuration à la surface du béton. Les cycles de mouillage-séchage jouent donc de toute évidence un rôle particulièrement important dans le développement de la fissuration superficielle du béton affecté de RAS, comme le suggèrent d'ailleurs d'autres auteurs (Dunstan 1983, Regourd 1983, Semmelink 1981). Au moins de façon intermittente, de tels cycles génèrent dans le béton en peau des conditions moins propices à la RAS (lessivage des alcalis lors du mouillage, chute d'humidité lors du séchage), ce béton ayant alors tendance à se fissurer par tension sous la poussée expansive du béton interne, plus réactif/expansif. Cela permet d'expliquer : (1) pourquoi les fissures observées à la surface d'un élément de béton affecté de RAS pénètrent rarement plus de quelques centimètres à l'intérieur de cet élément; (2) pourquoi, dans le cas des ouvrages affectés de RAS, les sections de béton exposées constamment ou périodiquement (zones de marnage, variations du niveau d'eau en amont des barrages...) aux intempéries sont plus fissurées en surface que celles qui sont complètement immergées ou enfouies (humidité plus élevée), et ce, malgré que des signes de réaction soient observés dans toute la masse du béton (Bérubé *et al.* 1989, Bérubé *et al.* 2002b); (3) pourquoi les surfaces de béton exposées au sud (ensoleillement) présentent généralement plus de fissuration superficielle que les surfaces exposées au nord (Ludwig 1989); et (4) pourquoi la fissuration polygonale est généralement peu importante à la surface des bétons conservés en laboratoire dans des conditions constantes d'humidité élevée,

comme par exemple des prismes de béton testés dans le cadre de l'essai du prisme de béton CSA A23.2-14A.

Cycles de gel-dégel – Pour leur part, une fois que la microfissuration interne et la macrofissuration superficielle sont amorcées par la RAS, les cycles de gel-dégel contribuent à accélérer la détérioration (fissuration et expansion) (Grattan-Bellew 1981, Rogers 1983, Bérubé *et al.* 2002b). Bérubé *et al.* (2002b) ont d'ailleurs démontré dans le cas de cylindres de 250 x 300 mm que des cycles de gel-dégel pouvaient fortement accélérer l'expansion du béton déjà affecté de RAS, et ce, même quand cette réaction est pratiquement complétée.

Autres mécanismes de dégradation – La fissuration interne et superficielle associée à la RAS peut ainsi contribuer à accélérer la détérioration du béton sous l'action de mécanismes autres que le gel-dégel, la corrosion des armatures et les attaques sulfatiques, par exemple. Par ailleurs, la RAS peut aussi être provoquée ou accélérée une fois qu'un élément de béton contenant des granulats réactifs s'est fissuré sous l'action d'un ou de plusieurs des mécanismes de dégradation énumérés précédemment.

1.4.2 Caractéristiques des mélanges et mise en place du béton

Perméabilité du béton et rapport eau/ciment – Un plus faible rapport eau/ciment (e/c) se traduit normalement par de meilleures propriétés mécaniques, une diminution du contenu en eau libre, une diminution de la perméabilité et une réduction des apports externes d'humidité dans le béton. De nombreux cas de RAS ont été signalés dans le cas d'ouvrages hydroélectriques en béton de masse fabriqués avec de faibles dosages en ciment, mais de rapport e/c et de perméabilité élevés. Dans de tels éléments, les taux de réaction sont généralement lents, mais l'eau libre est probablement présente en quantités suffisamment élevées pour y entretenir la RAS pendant longtemps (Stark 1990). Par ailleurs, un plus faible e/c se traduit aussi par une concentration en alcalis et un pH plus élevés dans la solution interstitielle du béton (moins d'eau libre) ainsi que par une porosité capillaire moins importante (moins d'espace pour loger les gels expansifs de réaction). Une revue de la littérature effectuée par Landry (1994) a indiqué que, pour des bétons présentant des contenus semblables en ciment et en alcalis mais de rapport e/c variant entre 0,35 et 0,60, une diminution de ce rapport a généralement pour effet d'augmenter l'expansion engendrée par la RAS; cela donne à penser qu'une plus grande concentration en alcalis ou une plus faible porosité peuvent avoir prépondérance sur une plus grande résistance mécanique, un plus faible contenu en eau libre et une plus faible perméabilité.

Air entraîné – L'utilisation d'agents entraîneurs d'air dans le béton semble pouvoir diminuer l'expansion due à la RAS (McCoy et Coldwell, 1951, Jensen *et al.* 1984, Pleau *et al.* 1989), mais généralement pas suffisamment pour empêcher qu'une expansion excessive ne se produise.

Orientation du plan de coulée et mode de consolidation – En l'absence de toute contrainte ou à contrainte égale (p. ex. parallèlement aux étriers dans le cas de colonnes armées), et comme l'ont déjà suggéré un certain nombre d'études expérimentales (Jones et Clark 1996, Larive 1998), les travaux effectués dans le cadre du projet de recherche avec le MTQ ont clairement démontré que l'expansion due à la RAS est toujours nettement plus importante dans la direction perpendiculaire au plan de coulée et que cet effet est amplifié par la vibration du béton au moment de sa mise en place (consolidation), comparativement au pilonnage, par exemple, ainsi qu'en présence de granulats plats et allongés (Bérubé *et al.* 2004b : chapitre I). Lors de l'évaluation d'un ouvrage déjà affecté de RAS, il sera donc important de noter l'orientation des carottes prélevées aux fins d'essais mécaniques ou d'expansion résiduelle ainsi que l'orientation des mesures de gonflement *in situ* par rapport à celle du plan de coulée. Dans le cas particulier d'essais d'expansion sur carottes, il est recommandé de procéder à des mesures selon les trois directions, tout en s'assurant qu'une de ces directions soit perpendiculaire au plan de coulée.

1.4.3 Aciers d'armature, précontraintes et contraintes de chargement

Plusieurs études ont été menées sur l'influence des armatures sur la réduction de l'expansion générée par la RAS. D'après ces travaux, il est clair que même un faible pourcentage d'armatures réduit significativement l'expansion dans leur direction par comparaison avec un élément non armé (ISE 1992). Il est aussi clair que le rapport entre l'expansion en présence d'armatures et l'expansion libre est étroitement lié à la nature des granulats utilisés. En effet, pour un pourcentage d'armature de 0,5 %, par exemple, ce rapport varie beaucoup, soit entre 0,2 et 0,8 d'une étude à une autre (ISE 1992). Dans l'étude réalisée dans le cadre du projet de recherche (Bérubé *et al.* 2004b : chapitres 6 et 7) sur des modèles de colonnes comportant des armatures longitudinales, ceinturées ou non d'étriers relativement espacés, la présence d'armatures longitudinales (0, 0,38, 0,77 et 1,53 %) a significativement réduit l'expansion parallèlement à celles-ci, mais jamais complètement, et cette réduction a été d'autant plus importante que le pourcentage d'acier longitudinal était élevé. En présence de 0,38 % d'acier longitudinal et en l'absence d'étriers, le rapport obtenu à 228 jours entre l'expansion longitudinale et l'expansion libre (plots de surface) a été de 0,7 en présence du gravier hyper-réactif du Nouveau-Mexique et de 0,8 en présence du calcaire fortement réactif du Québec.

Traction induite par la RAS dans les aciers d'armature – D'après Swamy et Al Asali (1987, 1989), les déformations générées dans les aciers d'armature mettent ceux-ci en traction, ce qui engendre des contraintes additionnelles à celles qui existent déjà sous poids propre ou sous chargement extérieur et pourrait même mener à la plastification des aciers d'armature. Une

déformation expansive de l'ordre de 0,1 % créerait ainsi des contraintes additionnelles au niveau des aciers de l'ordre de 50 à 100 MPa selon la nature de l'élément structural et ses dimensions. Ainsi, selon Swamy (1995), une expansion modérée peut devenir critique pour la stabilité et la sécurité des ouvrages à long terme. N'oublions pas qu'un béton atteint de RAS voit déjà ses résistances et ses propriétés mécaniques chuter, ce qui ne fait qu'aggraver le problème (Pleau *et al.* 1989, Swamy et Al Asali 1988, Clayton 1989). Les travaux réalisés dans le cadre du projet de recherche avec le MTQ (Bérubé *et al.* 2004b; chapitre 6) ont montré pour des granulats de différents degrés de réactivité que les armatures longitudinales peuvent devenir fortement sollicitées en traction, (jusqu'à 280 MPa), et qu'elles le sont d'autant plus que le pourcentage d'acier longitudinal est faible et que le granulats utilisé est plus réactif. En présence des granulats hyper-réactifs étudiés (sable du Texas et gravier du Nouveau-Mexique) et de faibles pourcentages d'armature, l'effort de traction générée par la RAS dans les barres longitudinales pourrait éventuellement entraîner la plastification des aciers.

Précontrainte induite par la RAS dans le béton armé – La réduction des déformations due à la présence des armatures met en traction les aciers et, par conséquent, met le béton en compression. Cette contrainte de compression, ou précontrainte, induite au niveau du béton se limite généralement à 4 MPa (ISE 1992). Plusieurs études ont montré l'effet positif de cette précontrainte « chimique » générée par la RAS, laquelle peut augmenter la capacité en cisaillement des poutres en béton armé (Inoue *et al.* 1989, Abe *et al.* 1989). Dans l'étude menée dans le cadre du projet de recherche avec le MTQ (Bérubé *et al.* 2004b : chapitre 6), pour un même niveau d'expansion, plus le pourcentage d'armatures longitudinales était élevé, moins les barres étaient sollicitées en traction mais plus la précontrainte a augmenté dans le béton. Cette précontrainte n'a toutefois pas dépassé 3,3 MPa, ce qui est conforme à ce qu'on trouve dans la littérature (ISE 1992).

Déformation tridimensionnelle des colonnes de ponts – Certains éléments structuraux, des colonnes de ponts par exemple, sont fortement armés dans une direction (armatures longitudinales) mais beaucoup moins dans les deux autres directions (étriers relativement espacés). Il est important dans leur cas de déterminer si la réduction de l'expansion longitudinale se fait au détriment des autres directions moins confinées. Larive (1998) a montré que l'application d'un chargement unidirectionnel sur un élément de béton atteint de RAS réduit significativement l'expansion dans la direction de chargement, alors que l'expansion augmente dans l'autre direction, le tout se faisant à expansion volumique sensiblement constante. Dans l'étude réalisée pour le MTQ (Bérubé *et al.* 2004b : chapitre 6), la présence d'étriers $\phi 6$ n'a pas significativement réduit l'expansion du béton dans leur direction, contrairement toutefois à des étriers $\phi 8$. Les étriers étaient en fait fortement sollicités à la fois en traction et en flexion. Avec un sable hyper-réactif comme celui du Texas, la déformation

de traction générée par la RAS au niveau des étriers était tellement élevée qu'on a dépassé leur limite d'élasticité.

Interfaces béton/acier – Dans l'étude de Ballivy *et al.* (2000), comme prévu, l'expansion de cubes de béton a diminué en présence d'aciers d'armatures (cages tridimensionnelles) comparativement à des cubes non armés. Les déformations mesurées à la surface (plots métalliques) des cubes étaient toujours comparables à celle mesurée à l'aide de jauges à corde vibrante noyées au cœur des cubes de béton, ce qui suggérait une bonne adhérence entre le béton et les aciers d'armatures. Des essais menés par Swamy (1990) et Swamy et Al Asali (1987, 1989) ont aussi montré que, malgré des pertes importantes de rigidité en flexion et d'importantes déformations, la RAS n'affectait pas la liaison entre le béton fissuré et les aciers d'armature. Les travaux réalisés dans le cadre du projet de recherche (Bérubé *et al.* 2004b : chapitre 6) ont pour leur part montré que les déformations mesurées par différentes méthodes, et ce, aussi bien au niveau du béton (plots de surface, jauges à corde vibrante) que des barres longitudinales (tiges et jauges à fibre optique soudées) et des étriers (tiges soudées) ont fourni des résultats comparables, ce qui témoigne d'une bonne adhérence entre le béton et les aciers. Le lien entre l'acier et le béton pourrait toutefois être moins bon dans le cas du béton exposé à l'extérieur, les cycles de mouillage/séchage et de gel/dégel générant un gradient de déformation (conditions moins propices à la RAS dans le béton de surface en raison du lessivage des alcalis par la pluie et des chutes d'humidité par temps sec) et une fissuration de surface susceptible d'affaiblir le lien acier/béton.

1.4.4 Température, chaleur d'hydratation et gradient de température

Plusieurs études expérimentales ont montré qu'une température plus élevée avait pour effet d'accélérer la RAS et l'expansion qui y est associée. Toutefois, l'expansion maximale est tantôt plus faible (Hobbs 1988), tantôt plus élevée (Pleau *et al.* 1989). Les éléments massifs pourraient ainsi être plus sensibles à la RAS vu qu'ils prennent plus de temps à dissiper la chaleur résultant de l'hydratation du ciment. Notons aussi que les importants gradients de température générés au jeune âge dans des éléments massifs peuvent provoquer de la microfissuration, ce qui risque d'accélérer la pénétration de l'humidité et ainsi le développement de la RAS.

1.4.5 Taille des éléments de béton

Clark (1991) et Landry (1994) ont montré en laboratoire que, pour des conditions de conservation similaires, les petits spécimens tendent à gonfler plus rapidement que les gros à court terme, mais que l'expansion des spécimens massifs dépasse à long terme celle des petits. Landry (1994) a montré que ce phénomène était associé à une pénétration plus facile à court

terme de l'humidité au cœur des petits échantillons et à un plus important lessivage des alcalis subi à long terme par ces mêmes échantillons.

1.5 Historique de la RAS au Québec

Le Québec est très sévèrement touché par le phénomène de la RAS, en raison de sa géologie très particulière et de l'utilisation de longue date de ciments à haute teneur en alcalis. Conséquemment, d'importants efforts ont été déployés au cours des deux dernières décennies en vue d'évaluer l'ampleur du phénomène et de le contrer.

1.5.1 Statistiques de production des granulats

Depuis les années 1930, la production des granulats au Québec a augmenté progressivement, pour atteindre environ 75 millions de tonnes à la fin des années 1980. Cette production a cependant diminué vers le début des années 1990. Depuis 1995 environ, la production globale se situe autour de 60 millions de tonnes, pour une valeur totale d'environ 300 millions de dollars. Les calcaires et les dolomies sont de loin les matériaux les plus abondants (70 %) de tous les granulats concassés, suivis par les granites et les gneiss (en incluant les roches volcaniques). Il faut toutefois préciser que seulement une faible proportion de tous les granulats produits au Québec sont utilisés dans le béton, c.-à-d. soit environ 5 % de toute la pierre concassée et 15 % des quantités exploitées de sable et de gravier naturel. En fait, la plus grande part des granulats produits sont utilisés dans les fondations granulaires (c.-à-d. soit environ 70 à 75 %) ainsi que pour d'autres applications (enrobés, etc.).

1.5.2 Géologie des sources de granulats et cas de RAS

Géologiquement, le Québec se divise en trois zones distinctes : le Plateau laurentien (qui fait partie du Bouclier canadien), les Basses-Terres du Saint-Laurent et les Appalaches.

Plateau laurentien – Le Plateau laurentien couvre environ 95 % du territoire du Québec et contient une grande diversité de roches ignées, sédimentaires et métamorphiques. Des roches granitoïdes (p. ex. granite, diorite) ainsi que leurs équivalents métamorphiques (p. ex. schistes et gneiss), sont de loin les roches les plus abondantes, et par conséquent les principaux constituants des granulats produits dans cette province géologique. D'autres types de roches comme des métagrauwackes et des roches volcaniques sont exploités dans la ceinture géologique de l'Abitibi, là où la géologie est plus diversifiée; les sables et les graviers exploités y sont lithiques, c.-à-d. composés de fragments de roches et de minéraux de composition et d'origine diverses. Quelques carrières de calcaire cristallin métamorphique sont aussi exploitées au Lac-Saint-Jean.

Un certain nombre de barrages hydroélectriques construits avec des graviers lithiques ou des roches granitoïdes montrent des signes caractéristiques de RAS, qualifiés de faibles à modérés, associés à la présence de quartz à extinction ondulatoire ou de quartz microcristallin. Un méta-grauwacke contenant de grandes quantités de quartz microcristallin a aussi généré de l'expansion associée à la RAS dans un barrage de l'Abitibi (Bérubé *et al.* 1992).

Basses-Terres de Saint-Laurent – Les Basses-Terres du Saint-Laurent sont constituées d'une épaisse séquence de roches sédimentaires qui correspondent, de la base (roches les plus vieilles) au sommet (roches les plus jeunes), aux groupes géologiques suivants : (1) Potsdam, composé de grès siliceux et calcaireux/dolomitiques qui sont exploités dans quelques carrières au sud de Montréal; (2) Beekmantown, composé majoritairement de dolomies plus ou moins gréseuses, qui sont exploitées dans plusieurs importantes carrières de la grande région de Montréal; (3) Chazy, composé de grès calcaireux, de calcaires gréseux/dolomitiques et de calcaires fossilifère à grain grossier, qui sont aussi exploités dans plusieurs carrières de la grande région de Montréal; (4) Black River, composé essentiellement de calcaire exploité dans les régions de Hull, de Joliette et de Chicoutimi; (5) Trenton, dont les calcaires sont exploités dans de nombreuses carrières situées entre Hull et La Malbaie, incluant les centres urbains de Montréal, de Saint-Jean, de Trois-Rivières et de Québec; (6) Utica (shales); (7) Lorraine (majoritairement des shales); et (8) Queenston (shales). Les dolomies du Beekmantown et les calcaires du Trenton, du Chazy et du Black River sont de loin les plus importantes sources de granulats au Québec, et ce, principalement pour des raisons économiques et géographiques : ils sont faciles à exploiter et abondants à proximité des plus importants centres urbains et infrastructures routières, et donc des plus importants chantiers de constructions (faibles coûts de transport). D'importantes carrières de syénite à néphéline, de phonolite (trap rock) et de cornéenne sont aussi exploitées dans ou au contact des intrusifs constituant les collines montréalaises.

La majorité des structures affectées de RAS au Québec sont situées dans les Basses-Terres du Saint-Laurent. Certains grès quartzeux du groupe de Potsdam ont causé des dommages associés à la RAS au complexe hydroélectrique de Beauharnois ainsi qu'à un certain nombre de ponts franchissant le fleuve Saint-Laurent dans la région de Montréal (Bérard et Roux 1986, Albert et Raphael 1987, Houle *et al.* 1987). Plusieurs ouvrages fabriqués avec des calcaires siliceux du Trenton ont été touchés par la RAS dans les régions de Montréal, de Trois Rivières et de Québec (Bérard et Roux 1986, Houle 1986, Bérubé *et al.* 1988, Fournier *et al.* 1987, Durand 1995). Une étude menée par Fournier et Bérubé (1991) a révélé qu'environ 75 % des granulats calcaires du groupe Trenton et 25 % de ceux du groupe de Black River sont réactifs à différents degrés, alors qu'aucun des échantillons des groupes de Chazy et de Beekmantown testés par ces auteurs n'a présenté d'expansion significative à l'essai du prisme de béton CSA A23.2-14A. Mentionnons que les essais avaient alors été conduits en utilisant un dosage en ciment de 350 kg/m³ au lieu du dosage de 420 kg/m³ présentement utilisé,

mais que les résultats obtenus étaient cohérents avec la performance de ces granulats dans les ouvrages en service. Cependant, des essais plus récents (CSA 2000a) indiquent que certaines dolomies du Beekmantown ne satisfont pas à la présente version de l'essai du prisme de béton, malgré que ces granulats semblent bien se comporter dans les ouvrages en service (Bérubé 2003).

Appalaches – Les Appalaches du Québec incluent, du nord-est au sud-ouest, la péninsule de Gaspé, le Bas-Saint-Laurent, la région de la Beauce et les Cantons-de-l'Est. Elles correspondent à un arrangement complexe de roches sédimentaires et volcaniques fortement plissées, qui sont localement recoupées par des intrusifs de roches ignées. La plupart des carrières sont constituées de grauwackes (ou de grès), de calcaires, de roches volcaniques (basaltes, andésites, tufs rhyolithiques, etc.) et de schistes variés (p. ex., schistes à chlorite dans la région de Sherbrooke). Plusieurs dépôts de sable et de gravier sont exploités dans les Appalaches : les granulats correspondants sont lithiques en composition et reflètent la grande diversité géologique de cette province géologique. Cependant, dans la péninsule de Gaspé, les sables et les graviers contiennent des proportions importantes de calcaire, tandis que des grauwackes et des grès sont les plus importants constituants des sables et des graviers exploités ailleurs dans les Appalaches (Bérubé *et al.* 1993).

Des tufs rhyolithiques ont causé des dommages engendrés par la RAS dans le barrage Sartigan en Beauce (Bérubé et Fournier 1987). D'autres cas sont rapportés par Dolar-Mantuani (1983; dacite dévitrifiée), Grattan-Bellew (1981, 1982; phyllades, schistes à chlorite de la région de Sherbrooke) et Bérard et Roux (1986; graviers lithiques dans les Cantons-de-l'Est, le Bas-Saint-Laurent et la Gaspésie). Différents types de roches sont susceptibles d'être touchées par la RAS, roches volcaniques, grauwackes, grès, pélites, shales, argilites, phyllades et schistes, de telles roches ayant déjà été reconnues comme réactives dans les Appalaches des Provinces Maritimes (De Merchant *et al.* 2000, Langley 2000, Bragg 2000).

1.5.3 Composition des ciments

Outre une géologie défavorable, le contenu élevé en alcalis des ciments produits dans l'Est du Canada a aussi contribué au développement de la RAS au Québec. Selon Grattan-Bellew (1981), le contenu moyen en alcalis des ciments produits dans l'Est canadien entre 1970 et 1978 a varié de 0,97 à 1,07 % Na_2O_e , comparativement à des valeurs de 0,58 à 0,66 % Na_2O_e dans l'Ouest canadien. Des ciments de très forte teneur en alcalis ont été produits pendant des décennies dans certaines cimenteries de l'Est du Canada; par exemple, le ciment utilisé pour la construction du barrage Sartigan (Bérubé et Fournier 1987), construit en 1967, contenait environ 1,3 % Na_2O_e . Un plus récent bilan révèle que les ciments de type 10 CSA produits en 1988 par les quatre producteurs de ciment du Québec contenaient en moyenne 0,87 % Na_2O_e (0,73 à 0,98 %) (Rogers et Fournier 1993).

1.6 Évaluation et gestion des ouvrages en béton affectés de RAS

1.6.1 Approche globale

La détérioration précoce du béton d'un ouvrage est généralement détectée à l'occasion d'une inspection de routine. Le relevé visuel est généralement accompagné du carottage de certains composants, et des essais sont réalisés en laboratoire sur les carottes obtenues afin de déterminer la cause probable de la détérioration (diagnose). Lorsque les dommages ne sont pas assez importants pour nécessiter une intervention à court terme, des inspections périodiques sont effectuées afin de suivre la progression de la détérioration. Des travaux plus importants, sur le terrain et en laboratoire, peuvent toutefois être nécessaires pour déterminer l'état réel de l'ouvrage, son intégrité structurale et les risques de détérioration future (prognose), surtout dans le cas d'ouvrages jugés critiques (barrages, ponts importants, etc.). Les résultats de telles investigations sont ensuite comparés et analysés, et des mesures sont prises lorsque cela se révèle nécessaire, comme la mise sur pied d'un programme de monitoring ou la réalisation de certaines réparations.

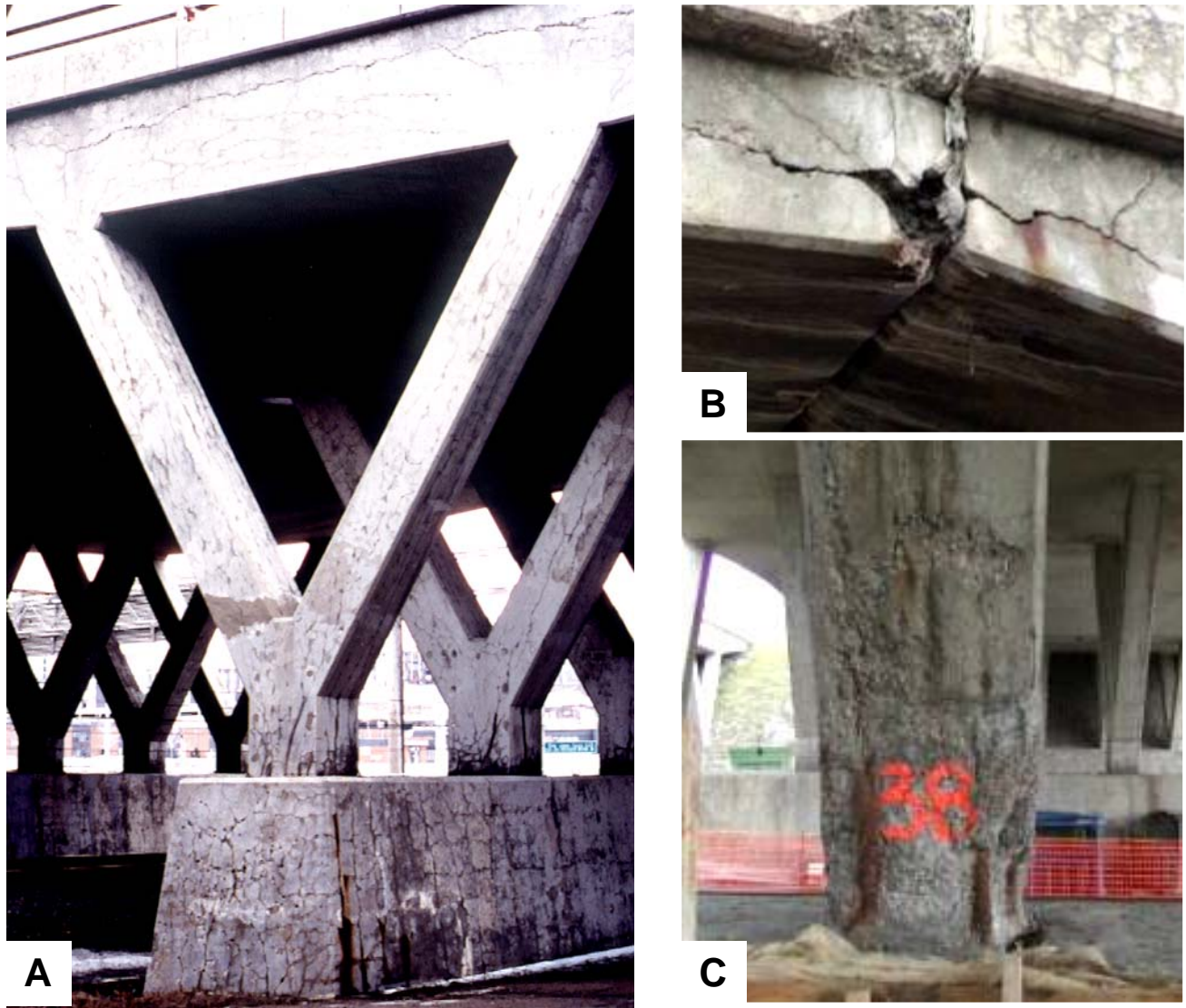


Figure 1.1 Dommages visibles associés à la RAS sur le viaduc du Vallon/Charest

(A) Fissuration horizontale importante de la dalle pleine, avec fissure majeure du lit d'armatures supérieur; fissuration polygonale à longitudinale des colonnes en Y; fissuration polygonale, corrosion des armatures et pop-outs à l'extrémité de la base massive; fissuration principalement orthogonale (parallèle aux armatures), corrosion des armatures et exsudats de gel blanchâtre sur la face latérale de la basse massive. (B) Fissuration majeure dans la dalle, avec éclatement du béton au niveau de la clef de l'ouvrage. (C) Désagrégation sévère du béton et corrosion des barres d'armatures à la base d'une colonne en Y très exposée (adjacente à la voie sud de l'autoroute du Vallon).

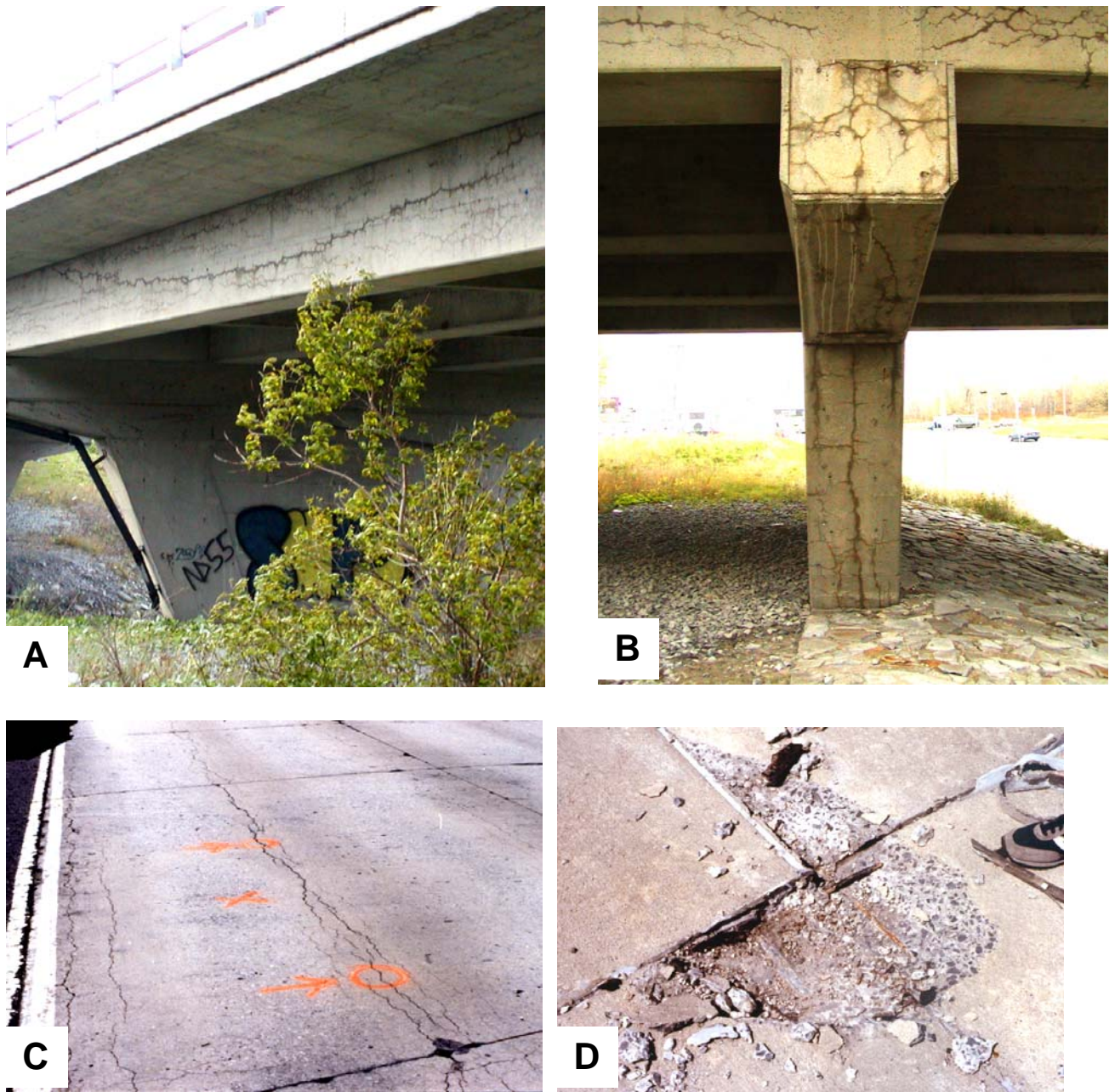


Figure 1.2 Dommages visibles associés à la RAS sur le viaduc du Vallon/Père Lelièvre

(A) Fissuration polygonale à la surface d'une poutre du viaduc du Vallon/Père-Lelièvre, avec fissure plus développée parallèlement au câble de précontrainte. (B) Fissuration polygonale et longitudinale de la poutre et du pilier du chevêtre, et fissuration polygonale sur la face exposée du chevêtre (viaduc du Vallon/Père-Lelièvre). (C) Fissuration polygonale et longitudinale dans une dalle d'autoroute. (D) Extrusion du scellant et éclatement du béton à l'intersection de quatre sections d'une dalle d'autoroute affectée de RAS (Bécancour).

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

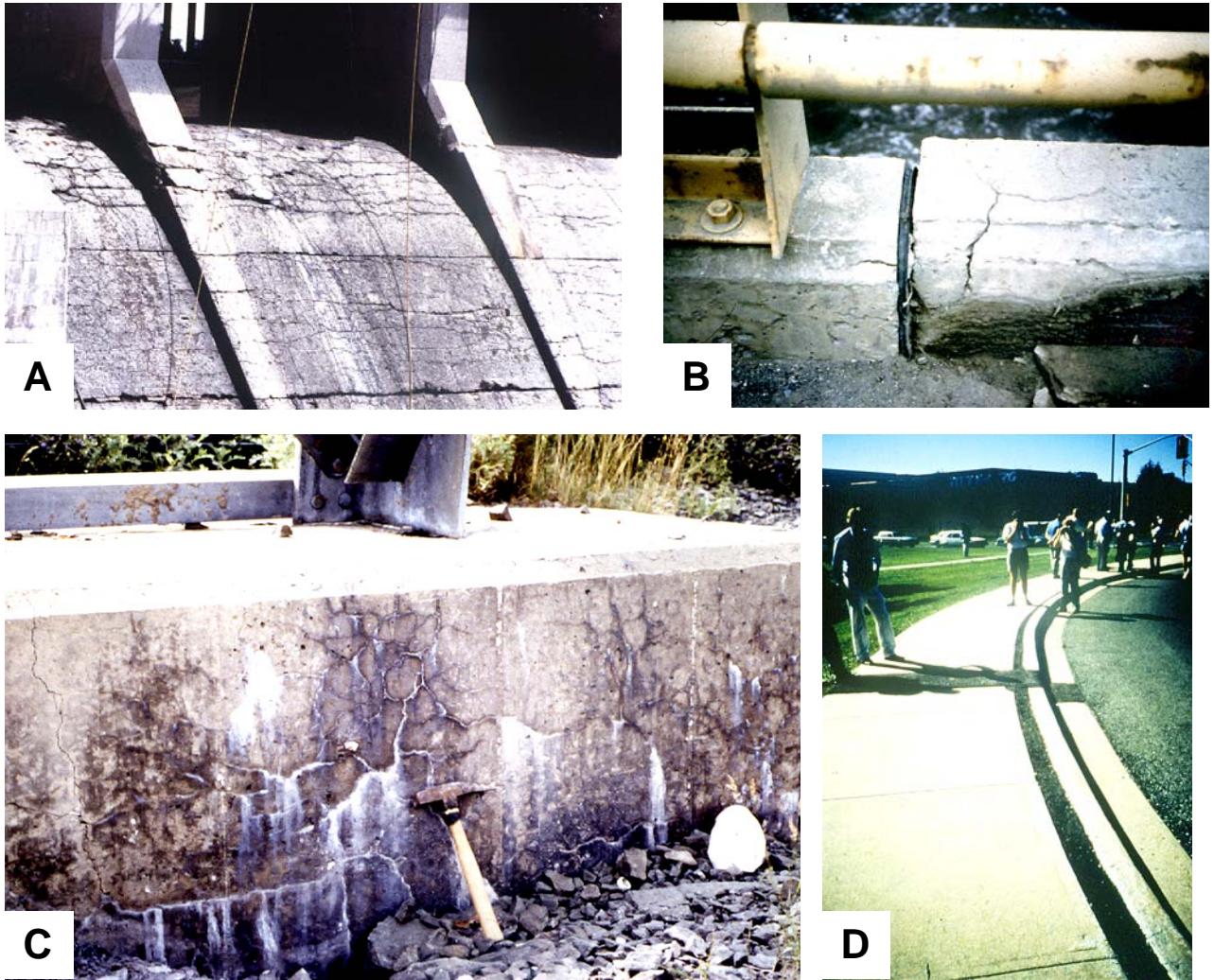


Figure 1.3 Dommages visibles associés à la RAS

(A) Fissuration polygonale et longitudinale (parallèle aux armatures principales) dans les déversoirs et fissuration transversale dans les piliers du barrage Sartigan (Saint-Georges). (B) Mouvement vers l'amont (vers le haut) du parapet situé au sommet d'un pilier du même barrage (le parapet de gauche est situé au sommet de la dalle, non expansive, reliant deux piliers). (C) Fissuration polygonale avec fissures brunâtres et exsudats de gel siliceux blanchâtre à la surface de la fondation d'un pylône hydroélectrique dans la région de Québec. (D) Dans une courbe, déplacement vers la gauche d'un trottoir en expansion, avec formation d'un vide entre le trottoir et le parapet (non expansif quant à lui). Pour la sécurité des piétons, cet espace a été comblé avec un enrobé bitumineux.

1.6.2 Détection de la RAS

Une inspection détaillée de l'ouvrage, couplée à des essais et des analyses en laboratoire sur des carottes prélevées dans l'ouvrage, est généralement nécessaire pour déterminer si la RAS est la principale cause de la détérioration observée.

1.6.2.1 Signes visuels

Les signes visuels les plus communément observés à la surface des ouvrages affectés de RAS sont présentés ailleurs en détail (CSA 2000b, BCA 1992, ACI 1998, Fournier et Bérubé 2000) et résumés ci-après. La présence d'un ou de plusieurs de ces signes n'indique toutefois pas nécessairement que la RAS est la seule ni la principale cause des dommages observés.

Déformations et mouvements différentiels – Le gonflement du béton d'un ouvrage affecté de RAS peut causer le désalignement, la séparation ou la distorsion des composants adjacents et des équipements mécaniques qui y sont associés, une déflexion excessive, la fermeture de joints et ultimement l'éclatement du béton (figures 1.1B, 1.1C, 1.2D, 1.3B et 1.3D). La déformation du béton et les mouvements observés peuvent aussi être causés par d'autres mécanismes, comme un chargement excessif, des mouvements thermiques ou hygrométriques, le retrait différentiel, des mouvements dans les fondations, des pressions hydrauliques, le fluage, des impacts et des vibrations (BCA 1992).

Fissuration – La forme et l'importance du motif de fissuration observé à la surface des composants affectés de RAS, en plus d'être influencées par le type et l'abondance du granulats réactif en cause et la teneur en alcalis du béton, sont déterminées par la géométrie de ces composants, les conditions d'exposition, la présence et l'arrangement des armatures ainsi que les charges et les contraintes appliquées. Un motif de fissuration polygonal (map-cracking) se développe habituellement dans le cas des composants affectés de RAS qui sont libres de contraintes majeures ou peu armés (figures 1.2B et 1.3C). Dans le cas des éléments armés ou fortement chargés, le motif de fissuration reflétera généralement l'arrangement des aciers sous-jacents ou la direction des contraintes principales. Par exemple, les fissures tendront à être parallèles aux aciers d'armature (figures 1.1A et 1.3A), aux câbles de précontrainte (figure 1.2A) et, dans le cas des dalles routières, au sens du trafic (figure 1.2C). Comme il a déjà été mentionné, dans le cas des ouvrages affectés de RAS, les sections de béton exposées au soleil, à l'humidité (pluie, marnage) et à l'action du gel présentent généralement plus de fissuration et de détérioration. Les macrofissures de surface associées à la RAS pénètrent toutefois rarement à plus de 25 à 50 mm de profondeur sous la surface exposée (> 100 mm dans de rares cas). La largeur de ces macrofissures de surface varie pour sa part de 0,1 à 10 mm dans les cas extrêmes. Il faut toutefois mentionner que plusieurs phénomènes autres que la RAS, comme

par exemple le retrait de séchage, les cycles de gel/dégel et la sulfatation peuvent causer un motif de fissuration à la surface du béton exposé à des conditions naturelles. Ce motif de fissuration, polygonal ou non, demeure bien sûr l'un des plus importants signes visuels associés à la RAS, mais ne lui est donc pas exclusif.

Décoloration du béton – Les fissures générées par la RAS à la surface du béton sont souvent bordées de part et d'autre d'un liseré brunâtre qui donne l'impression qu'elles sont constamment humides (figures 1.1A, 1.2A, 1.2B et 1.3C).

Exsudats de gel – Des exsudats de gel à la surface du béton sont communément observés à la surface des éléments affectés de RAS (figures 1.1A et 1.3C). Ces exsudats sont habituellement associés à des efflorescences de chaux carbonatée, avec lesquelles ils ne doivent pas être confondus.

Pop-outs – Au Canada et au Québec, l'expansion de granulats gélifs sous l'action du gel est le principal facteur responsable des pop-outs observés à la surface du béton (figure 1.1A). Des granulats alcali-réactifs subissant de l'expansion immédiatement sous la surface du béton peuvent aussi générer des pop-outs, ou permettre à l'eau de s'infiltrer, puis de geler et de provoquer l'éclatement du béton qui les recouvre.

Comme on a pu le constater, plusieurs des défauts visuels énumérés précédemment ne sont pas nécessairement exclusifs à la RAS (p. ex. déformations, fissuration polygonale ou autre, pop-outs, etc.) ou peuvent être confondus avec d'autres types de défauts (p. ex. efflorescences de chaux). La diagnose de la RAS dans un ouvrage donné commence bien sûr par l'inspection visuelle de l'ouvrage, au cours de laquelle on notera les conditions d'exposition et tous les types de défauts observés, quelle que soit leur origine (Fournier *et al.* 1987). Des carottes de béton seront alors généralement prélevées dans les composants présentant des signes visuels qui pourraient être associés à la RAS et seront examinées en détail en laboratoire pour y détecter des signes pétrographiques plus caractéristiques, avant de conclure quant à la présence ou à l'absence de RAS dans l'ouvrage inspecté.

1.6.2.2 Échantillonnage des ouvrages

L'emplacement et le nombre de spécimens à prélever dépendent des objectifs visés, de l'ampleur du budget alloué, de la complexité de l'ouvrage, de l'accessibilité des différents composants ainsi que de la nature et de l'étendue de la détérioration. Un nombre limité de carottes, normalement de 100 mm de diamètre, peuvent être prélevées en premier lieu dans les composants présentant des signes visuels caractéristiques de la RAS ou d'autres types de dommages. Les carottes seront alors soumises en laboratoire à un examen pétrographique préliminaire ainsi qu'à des essais mécaniques. Selon les

résultats obtenus, on pourra alors décider d'aller de l'avant avec un échantillonnage plus important, incluant, par exemple, le carottage de composants ou de sections de composants plus ou moins détériorés ou plus ou moins exposés, cela afin de procéder à des essais supplémentaires (essais mécaniques, essais d'expansion, contenus en alcalis solubles, chlorures, réseau d'air, etc.) qui permettront de déterminer avec une plus grande fiabilité la cause principale et l'étendue des dommages observés ainsi que la probabilité que les détériorations se poursuivent. Comme il est mentionné ci-après, en raison de l'important lessivage en alcalis que subissent les carottes au cours des essais d'expansion en air humide, ces carottes devraient de préférence être d'un diamètre de 150 mm (lessivage plus lent).

1.6.2.3 Essais et analyses en laboratoire

Les travaux en laboratoire décrits ci-après sont réalisés dans le but d'aider à déterminer la cause de la détérioration du béton (diagnose) et d'évaluer l'état actuel du matériau ainsi que le potentiel d'expansion et de détérioration ultérieures associées à la RAS (diagnose).

Examen pétrographique – Les carottes prélevées sont examinées à l'aide d'équipements tels que le stéréomicroscope (binoculaire), le microscope pétrographique et le microscope électronique à balayage (MEB), afin d'y repérer des signes pétrographiques caractéristiques de la RAS et d'en observer la distribution. Cette étape est essentielle pour déceler cette réaction. La microfissuration se développe dans un béton atteint de RAS, là où les contraintes de traction générées par le gonflement des granulats réactifs dépassent la résistance en traction de ces granulats et de la pâte de ciment environnante. Les microfissures générées, d'abord limitées aux granulats, se propagent ensuite à la pâte de ciment, et généralement d'un granulat à l'autre lorsque l'expansion devient importante. La proportion de granulats fissurés augmente avec la progression de la RAS (figure 1.4C). Le décohéssionnement de l'interface entre la pâte de ciment et les granulats est considéré comme une conséquence de la RAS, mais il n'en est pas caractéristique. Outre la RAS, le retrait de séchage des granulats, le retrait plastique de la pâte de ciment et une attaque sulfatique interne peuvent générer des fissures au pourtour des granulats et provoquer ainsi leur décohéssionnement (BCA 1992).

Outre de la microfissuration, la RAS génère des produits de réaction (gel amorphe et produits microcristallins) très caractéristiques, contenant généralement de la silice, des alcalis et du calcium (Bérubé et Fournier 1986, Durand et Bérard 1987). Un gel amorphe blanc et plus ou moins craquelé (par dessiccation) est généralement observé, tapissant ou remplissant des pores et des fissures de la pâte de ciment (figures 1.4A à 1.4D). Sur des surfaces de fracture à travers des granulats réactifs (correspondant à des fissures préexistantes plus ou moins tapissées d'un produit blanchâtre apparaissant en sections sous forme de veinules; figures 1.4A et 1.4C), on observe des auréoles foncées périphériques (figure 1.4D), qui correspondent en fait à une

couche de gel amorphe translucide (figure 1.4E), suivies vers l'intérieur d'un dépôt poudreux blanchâtre (figure 1.4D) correspondant pour sa part à un produit microcristallin en forme de rosette (figure 1.4F), lequel produit recouvre une portion plus ou moins importante des granulats (Bérubé et Fournier 1986). Sur des sections polies de béton ou à la surface de carottes de forage, les granulats affectés de RAS sont souvent entourés d'une auréole foncée de réaction (figure 1.4A). Cette auréole ne doit pas être confondue avec l'auréole d'altération souvent observée au pourtour des particules de sable ou de gravier qui ont été exposées aux intempéries pendant des millénaires avant leur utilisation dans le béton.

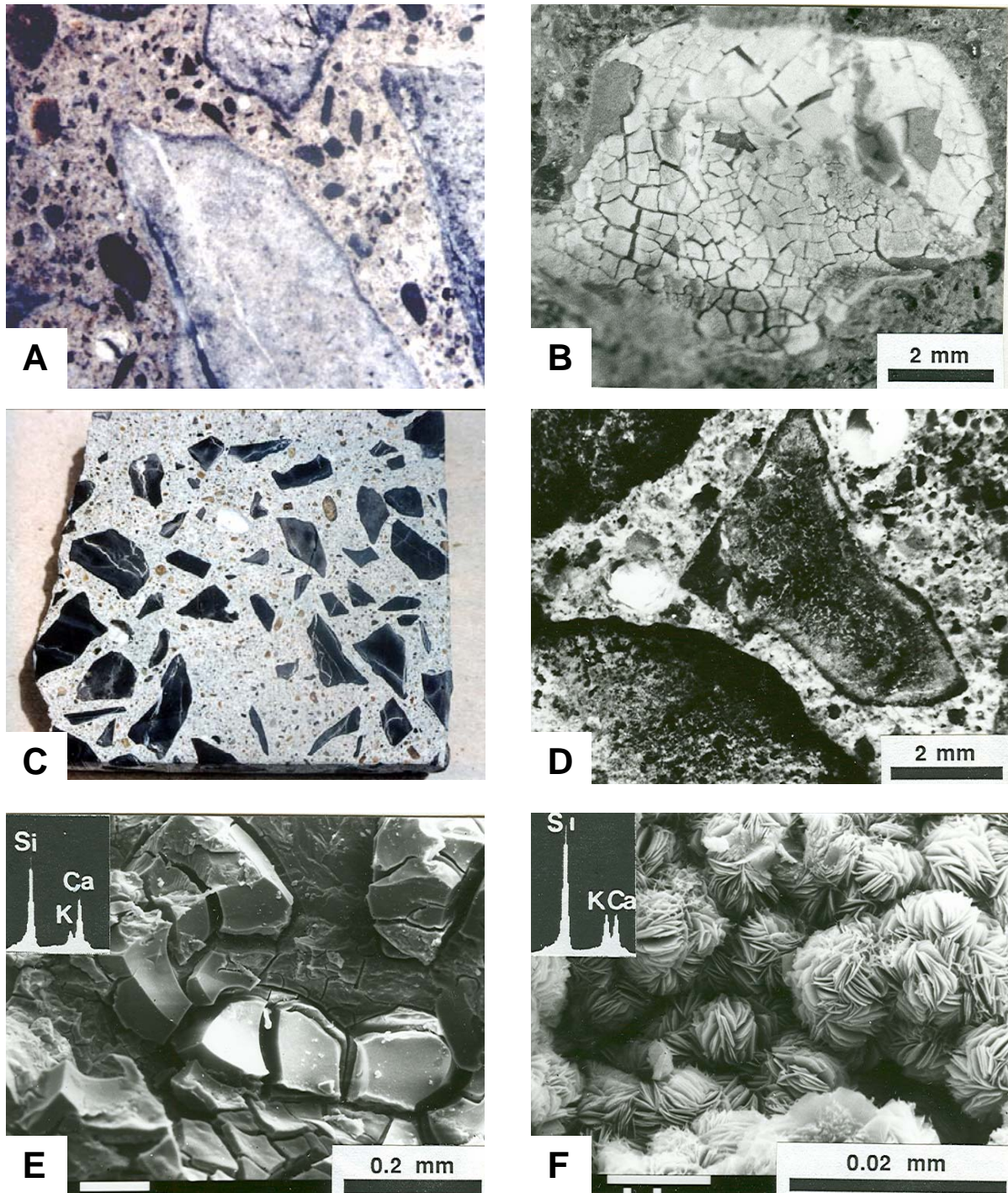


Figure 1.4 Signes pétrographiques de RAS

(A) Pores avec gel; auréoles foncées et veinules de produits blanchâtres dans des granulats de tuf rhyolitique (surface de carotte). (B) Gel craquelé tapissant un pore

dans la pâte. (C) Pore avec gel; granulats calcaires avec veinules de produits blanchâtres (section polie). (D) Pores avec gel; auréoles foncées de « réaction » (constituées en fait de gel amorphe et translucide) et dépôts blanchâtres sur des plans de fracture à travers des granulats calcaires. (E) Vue au MEB du gel retrouvé dans les pores, dans la pâte de ciment ou constituant les auréoles foncées de la photo D. (F) Vue au MEB du produit microcristallin en forme de rosettes constituant les dépôts blanchâtres observés sur les granulats de la photo D.

Évaluation pétrographique quantitative de l'endommagement interne – Le Damage Rating Index ou DRI, proposé par Grattan-Bellew et Danay (1992), est basé sur la détermination de l'endommagement interne du béton. Il prend en compte plusieurs défauts, dont l'abondance des produits de réaction et l'ampleur de la microfissuration interne, et ce, en ce qui concerne aussi bien les granulats que la pâte de ciment. Les observations sont réalisées sur des sections polies de béton avec un stéréomicroscope à un grossissement de 16X. Chaque section examinée est préalablement quadrillée en unités de 1 x 1 cm, et le grossissement préconisé permet d'observer une unité de 1 cm² à la fois. Un coefficient de pondération est affecté à chacun des défauts retenus selon son importance présumée dans l'endommagement global due à la RAS (tableau 1.1). La somme pondérée de ces défauts est rapportée à une surface de 100 cm² et le nombre obtenu est appelé l'indice d'endommagement ou DRI (Damage Rating Index). La méthode se pratique sur des sections relativement restreintes de béton (p. ex. sections de carottes de 100 mm de diamètre) et pour obtenir des résultats représentatifs, il faut habituellement observer plusieurs sections du même béton. Après l'avoir appliquée à deux granulats dont les mécanismes de réaction sont différents (calcaire Spratt et grès de Potsdam), Rivard *et al.* (2000) concluent que la plupart des défauts ainsi que l'indice global DRI progressent au fur et à mesure de l'avancement de la RAS, mais aussi que les coefficients de pondération affectés à chaque défaut ne s'appliquent pas universellement à tous les types de granulats réactifs.

Contenu en alcalis solubles du béton – Une méthode simple d'extraction à l'eau chaude des alcalis actifs du béton, c.-à-d. solubles, a été proposée par Rogers et Hooton (1989) et investiguée en détail par Bérubé *et al.* (2002d). Cette méthode est décrite en détail à l'annexe D.

Essais d'expansion sur carottes à 38 °C dans l'air humide à > 95 % HR et en solution alcaline de NaOH 1M – Des essais d'expansion sur carottes peuvent être utilisés à des fins de diagnose (c.-à-d. confirmation du caractère expansif du béton), mais surtout à des fins de prognose (c.-à-d. potentiel d'expansion résiduelle) (Bérubé *et al.* 2004c). Ce sujet est traité en détail à l'annexe C. Pour l'évaluation du potentiel résiduel d'expansion, les seuls essais recommandés sont ceux qui sont effectués à 38 °C dans l'air humide (> 95 % HR). Des carottes peuvent aussi être testées en solution alcaline de NaOH 1M à 38 °C, afin d'évaluer le degré de réactivité absolue des granulats présents dans le béton.

Tableau 1.1 Défauts observés lors de la détermination du DRI et coefficients de pondération

Domage observé	Coefficient de pondération
Fissures fermées dans les granulats ¹	0,75
Fissures ouvertes dans les granulats	4,0
Fissures avec gel dans les granulats	2,0
Désenrobage des granulats	3,0
Auréoles de réaction autour des granulats	0,5
Fissures dans la pâte	2,0
Fissures avec gel dans la pâte	4,0
Pores avec gel	0,5

Évaluation de la performance mécanique du béton – Les travaux réalisés dans le cadre du projet de recherche mené avec le MTQ ont permis de confirmer, en ce qui concerne les granulats calcaires réactifs québécois, la plupart des résultats des études réalisées ailleurs (Bérubé *et al.* 2004b : chapitre 3). Ainsi, les résistances en compression, en fendage et en traction pure ainsi que le module élastique du béton sont affectés par la RAS, et ce, d'une façon plus ou moins graduelle en fonction de l'avancement de la RAS. Les propriétés les plus rapidement affectées sont le module élastique et la résistance en traction, et ce, même avant l'apparition d'une expansion significative. Pour leur part, les résistances en compression et en fendage sont affectées beaucoup plus tardivement, soit à des niveaux d'expansion relativement élevés. En d'autres mots, la RAS est déjà très avancée dans un béton qui présente des chutes de résistance en compression et en fendage associées à cette réaction. Le rapport entre la résistance à la tension et la résistance à la compression constitue également un paramètre beaucoup plus intéressant que le rapport entre la résistance au fendage et la résistance à la compression pour évaluer l'ampleur de la RAS. Ainsi, selon Nixon et Bollinghaus (1985), ce rapport varie entre 0,07 et 0,11 dans le cas du béton sain, et des valeurs < 0,06 indiqueraient un dommage interne associé à la RAS. L'étude a également permis de démontrer que le module élastique est aussi affecté en compression qu'en traction pure, ce qui simplifie sa mesure.

1.6.3 *Monitoring in situ et analyses structurales*

Le monitoring *in situ* et des analyses structurales peuvent être utilisés : (1) afin d'obtenir de l'information additionnelle sur la diagnose et la prognose de la RAS dans un ouvrage (humidité, température, expansion en cours, etc.); (2) de quantifier plus justement l'étendue et la progression des dommages (fissuration, mouvements, déformations, etc.); (3) d'aider à déterminer l'intégrité structurale et la chute de performance ou de « serviceabilité »; et (4) de permettre un meilleur choix des mesures correctives à apporter.

¹ Dans la méthode originale (Grattan-Bellew et Danay 1992), un coefficient de 0,25 est attribué aux fissures (ouvertes ou fermées) dans les granulats. Les coefficients présentés ici nous ont été récemment proposés par Grattan-Bellew (comm. pers. 2002)

Différentes méthodes peuvent être utilisées :

- mesures de l'humidité relative (et de la température) en fonction de la profondeur dans divers éléments ou composants (Stark 1990, Bérubé *et al.* 2002c);
- cartographie et relevés de la fissuration de surface en fonction du temps (motif, maillage, nombre et ouverture) (ISE 1992);
- mesures des mouvements, déflexions et déformations (jauge Demec, lame de verre à cheval sur des microfissures, extensomètres en invar, inclinomètres, jauge à corde vibrante ou à fibre optique, pendules inversés, relevés de nivellement, etc.) (Solymar 1989, Thompson *et al.* 1995);
- mesures des contraintes de traction dans les aciers (dégagement d'armatures, installation de jauge et coupe) et de compression dans le béton (carottage, pose d'une rosette de déformation au fond du trou et surcarottage) (Danay *et al.* 1993);
- déflexions provoquées pendant des essais de chargement (Blight et Alexander 1987, Imai *et al.* 1987);
- modélisation numérique basée sur les essais *in situ* et en laboratoire (Danay *et al.* 1993, Curtis 1995, Léger *et al.* 1995).

1.6.4 Évaluation du comportement actuel et futur

La RAS et ses effets se poursuivront dans un ouvrage déjà atteint tant que les phases réactives présentes dans les granulats n'auront pas été totalement consommées, que la solution interstitielle du béton sera assez riche en hydroxydes alcalins et que les conditions d'humidité demeureront suffisamment élevées. Bien sûr, la RAS et ses effets sont aussi influencés par la température et les contraintes appliquées ou induites. Dans l'évaluation d'un ouvrage atteint de RAS, plusieurs questions importantes se posent : (1) Quelle est l'expansion déjà atteinte par le béton en cause?; (2) Ce béton gonflera-t-il encore dans le futur, et si oui, à quel rythme (taux d'expansion en cours)?; (3) Et quelle sera l'expansion maximale atteinte? Ainsi, connaissant l'expansion déjà atteinte (question 1) et le taux d'expansion en cours (question 2), et en faisant l'hypothèse que l'expansion des aciers d'armatures suit celle du béton qui les entoure (ce qui suppose bien sûr une bonne liaison entre le béton et l'acier), on peut déduire les contraintes de traction dans les aciers et ainsi évaluer par exemple où ils en sont par rapport à leur limite d'élasticité et dans combien de temps cette limite risque d'être dépassée. Cette information constitue d'ailleurs le principal critère d'intervention utilisé dans cet outil d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de RAS, qui est proposé en seconde partie du présent document.

Bien sûr, il est relativement aisé de déterminer l'expansion déjà atteinte par le béton affecté de RAS si l'ouvrage en cause a fait l'objet de relevés de déformation (monitorage) depuis sa construction ou peu après. Malheureusement, si cette pratique est assez fréquente dans le cas

d'importants ouvrages hydroélectriques, par exemple, elle est à peu près inexistante dans le cas des ouvrages d'art. On doit alors se rabattre sur des méthodes indirectes. Dans le cadre du projet de recherche, trois méthodes proposées dans la littérature à cette fin, ou simplement dans le but d'évaluer l'endommagement du béton, ont été étudiées au laboratoire (Bérubé *et al.* 2004b : chapitres 4 et 5) ainsi que dans le cas de trois ouvrages affectés de RAS dans la région de Québec (Bérubé *et al.* 2004a) : (1) la fissuration à la surface des ouvrages; (2) l'essai de fatigue SDT (Stiffness Damage Test), mesuré sur carottes; et (3) l'indice pétrographique d'endommagement DRI (Damage Rating Index), mesuré sur des sections polies de béton prélevées dans des carottes, dont il a été question précédemment.

Fissuration superficielle – À défaut de résultats d'essais de fatigue SDT, l'expansion déjà atteinte par le béton affecté de RAS peut être grossièrement estimée à partir de la fissuration superficielle observée à la surface des ouvrages en cause. L'ISE (1992) a ainsi proposé une méthode de quantification de la fissuration de surface qui consiste à faire des relevés d'ouvertures de fissures interceptant au minimum 5 lignes de 1 m tracées sur le béton (l'espacement entre ces lignes ne doit pas être inférieur à 250 mm). La déformation globale due à la RAS ou aux autres mécanismes fissurants est considérée comme égale à la somme des ouvertures de toutes les fissures divisée par la longueur totale des lignes de référence. Une méthode similaire, conçue par le LCPC (1997), consiste à relever à l'aide d'un fissuromètre toutes les fissures interceptant deux axes perpendiculaires de 1 m de longueur à la surface de l'ouvrage à étudier, respectivement horizontal et vertical, ainsi que les deux diagonales (de 1,4 m) délimitées par ces deux axes. Le nombre de sites de mesure dépend de l'importance de l'ouvrage et de l'étendue des détériorations. La méthode basée sur la fissuration de surface a l'avantage de pouvoir se réaliser *in situ* sans avoir recours à du carottage. Il reste à déterminer les endroits où effectuer les relevés et à différencier la fissuration due à la RAS de celle qui est engendrée par le retrait de séchage, la contraction thermique, le gel-dégel, la sulfatation, etc.

Dans le cadre du projet de recherche, des relevés ont été effectués selon plusieurs directions sur des blocs fabriqués à l'intérieur et exposés ou non à l'extérieur (Bérubé *et al.* 2004b : chapitres 4 et 5) ainsi que sur plusieurs composants de trois ouvrages affectés de RAS dans la région de Québec (Bérubé *et al.* 2004a). Ces travaux ont indiqué que les résultats (expansions estimées) ne sont valables que dans la mesure où les relevés sont effectués sur les sections les plus exposées des spécimens ou des ouvrages, et ce, selon les 3 ou au moins 2 directions. On a aussi observé que la fissuration de surface et l'expansion qu'elle permet d'estimer dépendent grandement de l'orientation des contraintes principales dans les ouvrages (armatures, précontraintes, charges, etc.) et que la variabilité expérimentale demeure somme toute très élevée.

Essai de fatigue SDT – Les résultats obtenus dans le cadre du projet de recherche (Bérubé *et al.* 2004a, 2004b : chapitres 4 et 5) ont révélé que

l'expansion atteinte peut aussi être estimée à partir de l'essai de fatigue SDT modifié décrit à l'annexe B, c.-à-d. en utilisant un chargement maximal de 10 MPa pendant les 5 cycles de chargement/déchargement uniaxial que comporte cet essai, au lieu de 5.5 MPa comme le recommandent les concepteurs de l'essai (Chrisp *et al.* 1989). Les paramètres utiles à cette fin sont la déformation résiduelle après 5 cycles de chargement/déchargement et, mieux encore, l'énergie dissipée (hystérésis) pendant le premier cycle. Ces deux paramètres croissent progressivement à mesure qu'augmente la microfissuration interne et l'expansion du béton, comme on peut le constater à la figure 1.5, dans le cas de bétons expérimentaux fabriqués avec un calcaire réactif de la région de Québec. Même s'ils varient en fonction du type de granulats réactifs en cause, les résultats sont considérés comme plus fiables et moins variables que ceux qui proviennent de la fissuration de surface, tout en étant beaucoup moins sensibles aux conditions d'exposition du béton. L'essai SDT est fortement recommandé dans la méthodologie proposée dans la seconde partie du présent document, et dès que des résultats des essais SDT seront connus, ils auront préséance sur les résultats qui proviennent de la fissuration de surface. Si l'information générée demeure toutefois limitée à la direction des carottes testées par rapport aux ouvrages étudiés, cette direction n'en demeure pas moins presque toujours la plus critique, c.-à-d. celle selon laquelle l'expansion est la plus importante (perpendiculaire aux armatures principales ou aux câbles de précontrainte).

Indice pétrographique d'endommagement DRI – Nous avons déjà traité de cet indice (section 1.6.2.3). Bien qu'il soit utile pour confirmer la présence de la RAS, et malgré des résultats préliminaires très prometteurs dans le cas des bétons fabriqués en laboratoire et conservés ou non à l'extérieur (Bérubé *et al.* 2004b : chapitres 4 et 5), cet indice n'a pas permis, dans le cas des ouvrages étudiés, de distinguer les bétons les plus visuellement et les plus mécaniquement affectés par la RAS de ceux qui l'étaient moins, des valeurs très élevées étant en fait obtenues pour tous les composants étudiés des trois ouvrages examinés, pourtant fort différemment affectés par la RAS (Bérubé *et al.* 2004a). Cet indice peut donc difficilement être utilisé pour estimer l'état d'avancement de la réaction, c.-à-d. l'expansion déjà atteinte, du moins dans sa forme actuelle.

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

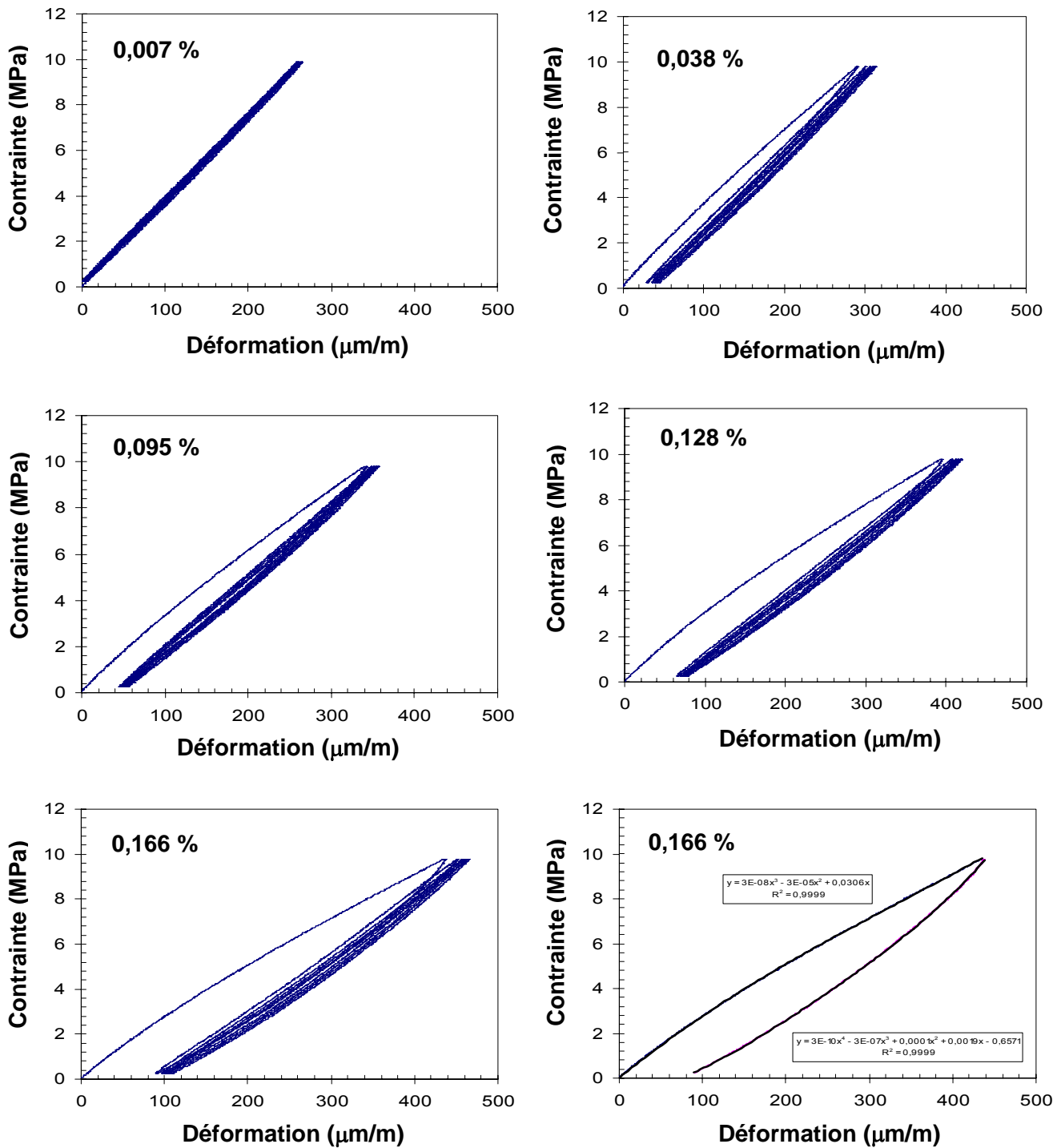


Figure 1.5 Résultats de l'essai SDT obtenus pour différents niveaux d'expansion dans le cas de cylindres de béton fabriqués avec le calcaire fortement réactif de la région de Québec

1.6.4.2 Taux d'expansion en cours

Sur la base des résultats obtenus dans des études antérieures ainsi que dans le cadre du projet de recherche, on estime que trois méthodes peuvent être utilisées pour estimer le taux d'expansion en cours dans un béton en service affecté de RAS, respectivement : (1) à partir de l'âge de l'ouvrage et de l'expansion déjà atteinte (estimée, comme décrit précédemment, à partir de la fissuration de surface, ou mieux, de l'essai de fatigue SDT); (2) mieux, à partir d'essais d'expansion sur carottes couplés à un certain nombre d'autres considérations (p. ex. contenu en alcalis solubles, conditions d'humidité, de température et de contraintes en service); et (3), encore bien mieux, à partir de relevés des déformations *in situ* (monitorage).

Expansion déjà atteinte couplée à l'âge de l'ouvrage – En première analyse, dans le cas d'ouvrages comparables en âge et en composition (c.-à-d. même type de granulats réactif) à ceux qui ont été étudiés dans le cadre du projet de recherche, une relation empirique (établie après avoir mesuré pendant trois ans les déformations *in situ*) peut être utilisée pour estimer grossièrement le taux d'expansion en cours à partir de la fissuration superficielle et de l'âge de l'ouvrage :

Taux d'expansion (%/année) = 4 x expansion atteinte (%) / âge de l'ouvrage (années)

En fait, dans le cas des ouvrages examinés, tout de même représentatifs d'un grand nombre d'ouvrages d'art affectés de RAS au Québec (âge moyen de 30 à 35 ans et contenant des granulats calcaires), l'expansion en cours (mesures *in situ*) s'est avérée, en moyenne pour chaque type de composant examiné, de 1,6 à 4,3 fois plus importante que l'expansion moyenne depuis la construction des ouvrages, ce qui peut ou pourrait s'expliquer par un important délai d'initiation de l'expansion (souvent plus de 10 ans) et par le fait que l'expansion en est actuellement à son maximum. Comme on vient de le mentionner, dès que des résultats des essais SDT sont connus, ces résultats (expansion atteinte) doivent être utilisés dans la relation précédente au lieu de ceux qui proviennent des relevés de fissuration superficielle.

Essais d'expansion sur carottes couplés à un certain nombre de considérations – Le taux d'expansion en cours peut aussi être évalué, et ce, de façon plus scientifique, à partir d'essais d'expansion sur carottes à 38 °C dans l'air humide ou en solution de NaOH 1N, couplés au contenu en alcalis solubles du béton (essais en solution alcaline) et à un certain nombre de corrections afin de tenir compte des conditions de température, d'humidité et de contraintes qui existent en service (Bérubé *et al.* 2002e). Cette question est traitée en détail à l'annexe E. Dans le cas des ouvrages étudiés, les paramètres de correction d'abord préconisés par Bérubé *et al.* (2002e) surestimaient toutefois d'environ 65 % en moyenne l'expansion réellement en cours (relevés *in situ*) (Bérubé *et al.* 2004a). Nous avons alors indiqué que

cela serait partiellement corrigé en modifiant à la baisse le coefficient de correction pour la température. Toutefois, après mûre réflexion, étant donné que l'expansion estimée s'est avérée tout de même assez souvent inférieure à celle qui avait été mesurée *in situ* (voir tableau 27 de Bérubé *et al.* 2004a), et considérant que des valeurs trop élevées sont préférables à des valeurs trop faibles, par mesure de prudence, nous n'avons apporté aucune modification à la méthodologie proposée par Bérubé *et al.* (2002e) et décrite à l'annexe E.

Relevés de déformation *in situ* (monitorage) – Il n'en demeure pas moins que l'information la plus fiable concernant le taux d'expansion en cours (que l'on peut extrapoler aux 10 à 15 années à venir) provient du monitoring *in situ* des déformations. Toutefois, à cause de la lenteur de la RAS, le suivi des déformations exige généralement plusieurs années avant que l'expansion irréversible associée à cette réaction puisse être différenciée des déformations, fort variables mais réversibles, résultant des perturbations climatiques diurnes et saisonnières ainsi que des autres types de perturbations (p. ex. variations des charges, du trafic, des conditions d'exploitation, etc.). Toutefois, dans le cas des trois ouvrages étudiés, des relevés manuels périodiques à partir de simples plots métalliques a fourni des résultats concluants après seulement 3 années de mesure, et ce, à raison de 3 à 4 relevés par saison (entre mai et octobre) (Bérubé *et al.* 2004a). L'installation de jauges de déformation LVDT et de capteurs pour l'enregistrement automatique de mesures en continu de l'expansion, de l'humidité et de la température à l'intérieur de colonnes témoins et de colonnes réparées du viaduc du Vallon n'a toutefois pas permis d'obtenir les résultats escomptés (Bérubé *et al.* 2004a). Les jauges de déformations ont enregistré des contractions importantes, et ce, même pour les colonnes témoins, et les résultats relatifs à la température et à l'humidité internes se sont révélés tout à fait farfelus. Des mesures périodiques manuelles effectuées à l'aide d'une sonde commerciale insérée le long de petits trous ont toutefois fourni des résultats très satisfaisants en ce qui concerne l'humidité et la température, même si les mesures sont relativement longues à effectuer (plus d'une heure avant que l'équilibre d'humidité soit atteint à chaque site) (Bérubé *et al.* 2004a).

1.6.4.3 Évaluation de l'expansion maximale

Contrairement à ce qui est préconisé par l'ISE (1992), des essais d'expansion sur carottes dans l'air humide à 38 °C et > 95 % HR peuvent difficilement être utilisés pour évaluer l'expansion maximale que le béton affecté de RAS peut atteindre en service. En effet, au cours de l'essai, les carottes se vident progressivement de leurs alcalis et les expansions plafonnent, sans que ce soit vraiment parce qu'un des deux réactants essentiels (silice réactive ou alcalis) est consommé par la RAS (Rogers et Hooton 1993, Bérubé *et al.* 2004b : chapitre 7). Un tel lessivage n'a normalement pas lieu en service. À cet égard, un plus grand diamètre de carotte a pour effet de ralentir le lessivage et de fournir des expansions plus importantes à long terme

(Landry 1994). Dans la mesure du possible, il est donc recommandé de tester en expansion des carottes de 150 mm de diamètre. Le lessivage des alcalis est aussi influencé par la perméabilité du béton en service (rapport e/c), qui varie d'un ouvrage à un autre.

1.6.4.4 Modélisation numérique

Des modèles de simulation numérique peuvent aussi aider dans la diagnose de la RAS, dans l'évaluation structurale de l'ouvrage affecté, dans la prévision de l'expansion et de l'intégrité structurale à venir ainsi que dans la prévision de la réponse structurale et des effets associés à différents types de mesures correctives, comme la taille des joints de relaxation et l'application de post-contraintes. Dans l'article-synthèse de Léger *et al.* (1995), l'expansion due à la RAS est modélisée en fonction : (1) du contenu en humidité du béton; (2) des caractéristiques physico-chimiques des constituants réactifs qu'il contient; (3) de la température; et (4) des contraintes de compression appliquées ou induites (armatures, précontraintes, charges, confinement, etc.). L'influence de chacun de ces paramètres est représentée par un facteur, lequel est introduit dans un modèle de simulation numérique couplé aux informations dont on dispose relativement aux propriétés mécaniques, thermiques et chimiques du béton en cause, aux conditions de contrainte et à la géométrie des ouvrages ou des composants à l'étude. Comme à l'habitude, le modèle est ajusté en fonction des informations dont on dispose sur le monitoring des déformations, des contraintes internes et de l'emplacement des fissures.

1.6.5 Mesures correctives

Dans certains cas, les résultats des investigations *in situ* et en laboratoire indiqueront que la RAS n'est pas la cause des dommages observés ou que ces dommages ne sont pas suffisamment importants pour justifier que des mesures soient prises immédiatement. Un programme de monitoring peut alors être entrepris afin de suivre l'évolution de la détérioration observée. Les mesures correctives fréquemment mises en oeuvre sont décrites ailleurs plus en détail (CSA 2000b, Fournier et Bérubé 2000). Elles sont ici brièvement résumées.

Réduction des apports d'humidité – Le drainage des composants en béton affectés de RAS peut être amélioré en évitant d'abord que l'eau soit directement évacuée à la surface du béton. Des panneaux de protection ventilés appliqués à la surface du béton peuvent aussi réduire efficacement l'apport d'humidité, tout en permettant au béton de sécher.

Certains scellants pénétrants à base de silane ou de siloxane se sont aussi révélés efficaces pour réduire l'expansion du béton atteint de RAS dans le cas d'éléments relativement minces, en réduisant la pénétration de l'eau dans le béton tout en permettant à la vapeur d'eau d'en sortir, ce qui a pour effet d'assécher progressivement le béton (Bérubé *et al.* 2002b, 2002c, Oberholster

1996). L'application en 2000 d'un scellant à base de silane sans enduit de surface sur plusieurs composants des trois ouvrages étudiés dans le cadre du projet de recherche a permis de réduire le taux d'expansion du béton de la plupart de ces composants, de 25 à 75 % selon le cas (Bérubé *et al.* 2004a). La performance est meilleure sur du béton peu endommagé par la RAS et peu exposé aux intempéries, performance d'ailleurs toujours proportionnelle à la diminution de l'humidité relative au sein des éléments scellés par rapport aux éléments témoins non scellés (mesures à l'aide d'une sonde commerciale). Un enduit de surface aurait sans doute permis d'améliorer cette performance.

Quant à l'application d'une membrane flexible imperméable capable de supporter une certaine expansion, ce peut être une façon efficace de prévenir la détérioration du béton (p. ex. face aux cycles de gel/dégel), dans la mesure toutefois où l'expansion due à la RAS est pratiquement terminée (Durand 2000). Ainsi, dans le cas des piliers sévèrement fissurés de l'autoroute Hanshin au Japon, les fissures ont été scellées sous pression à l'aide d'une résine époxyde, puis les piliers ont été enduits de résine époxyde ou d'un produit cimentaire à base de polymère (Hobbs 1988). Ce traitement n'a pas permis de contrôler l'expansion du béton des piliers, plusieurs fissures s'étant réouvertes moins de 4 ans après les travaux.

Traitement chimique – Des solutions à base de sels de lithium (généralement LiNO_3) ont été étendues à la surface de dalles d'autoroute ou de tabliers de ponts affectés de RAS ou injectées sous vide, sous pression ou électrochimiquement dans le béton de composants affectés de RAS, apparemment avec un certain succès (Stokes *et al.* 2004). On a aussi tenté de réduire le pH de la solution interstitielle du béton affecté de RAS en y injectant du CO_2 (Calvacanti et Silveira 1989); toutefois, un tel procédé n'est pas pratique ni économique dans le cas de la plupart des composants ou ouvrages en béton, et risque en outre de dépassiver l'acier des armatures et de provoquer des problèmes de corrosion.

Réparations avec du béton – Dans le cas de réparations avec du nouveau béton, le béton détérioré de surface est généralement d'abord enlevé pour assurer une bonne adhérence entre le béton de réparation et le substrat. Les fissures profondes peuvent être injectées à l'aide de coulis de ciment ou de résine époxyde afin de restaurer la continuité structurale. L'encapsulation par du béton armé ordinaire ou à haute performance, avec ou sans ancrages, peut être utilisée pour assurer la stabilité et restaurer l'intégrité d'éléments structuraux relativement peu volumineux qui sont affectés de RAS (Bérubé *et al.* 1989). Dans le cadre du projet de recherche, différentes réparations de ce type ont été effectuées en 2001 sur plusieurs colonnes du viaduc du Vallon (encapsulation des bases des colonnes avec du béton normal, projeté ou autonivelant, armé ou non et contenant ou non un adjuvant à base de lithium) (Bérubé *et al.* 2004a); malheureusement, on ne peut rien conclure quant à la performance de ces réparations en raison de certains artéfacts, associés, d'une part, à l'instrumentation mise en place et, d'autre part, au retrait des bétons de réparation.

Autres types de renforcement – Certains types de composants en béton affectés de RAS peuvent être renforcés en utilisant des bandes ou des plaques en acier, des matériaux composites, des poutres ou poutrelles, ou en appliquant une post-tension au moyen de tiges et de boulons, et ce, dans le but principal d'empêcher toute expansion additionnelle (Wood et Angus 1995). Des tendons ou des câbles de post-contrainte se sont avérés efficaces dans le cas de barrages à arche mince (Singhal et Nuss 1991), quoique moins intéressants dans le cas d'ouvrages plus imposants (Rotter 1995).

Joints de relaxation – Cette façon de faire a été utilisée pour un certain nombre de barrages affectés de RAS dans le but de libérer les contraintes accumulées par cette réaction. Son efficacité ne fait pas l'unanimité : il s'agit d'une méthode coûteuse et généralement temporaire, les joints devant souvent être repris tant que l'expansion n'a pas cessé (Thompson *et al.* 1995). En outre, puisque cette intervention a pour effet de modifier la distribution des contraintes dans l'ouvrage en béton et de réduire la contrainte de compression accumulée dans le béton affecté de RAS, contrainte s'opposant malgré tout à l'expansion, les taux d'expansion et les mouvements ont souvent tendance à augmenter après la taille des joints, provoquant même dans certains cas leur fermeture immédiate (Gocevski et Pietruszczak 2000).

Remplacement total ou partiel – Le remplacement total des composants en béton affectés de RAS est bien sûr la mesure corrective la plus efficace, mais elle s'avère rarement acceptable du point de vue du coût. Dans la plupart des cas, on se contente donc de réparer les parties de l'ouvrage ou des composants qui sont le plus détériorées.

1.6.6 Programmes d'évaluation et de gestion des ouvrages affectés de RAS

En 1992, la British Cement Association (BCA 1992) a publié une 2^e édition de sa brochure consacrée à la diagnose de la RAS. La même année, l'Institution of Structural Engineers (ISE 1992) a aussi publié une 2^e version de sa brochure sur l'évaluation et la gestion des ouvrages affectés de RAS. En 2000, la Canadian Standards Association (CSA 2000b) publiait son propre document sur le même sujet. La même année, la Revue Canadienne de Génie Civil publiait quant à elle un numéro spécial comportant un premier article sur les notions de base et les implications pratiques associées à la RAS (Fournier et Bérubé 2000), suivi d'une série de sept articles décrivant la situation qui existe dans chacune des provinces ou régions du Canada, dont le Québec (Bérubé *et al.* 2000). Le lecteur pourra se référer à ces ouvrages et revues pour obtenir de l'information additionnelle sur différentes questions relatives à la RAS.

Mentionnons toutefois que dans la méthodologie proposée par l'ISE (1992), la fréquence du suivi d'un ouvrage affecté de RAS est déterminée en tenant compte d'un certain nombre de paramètres dont : l'expansion maximale que le

béton risque d'atteindre, ce qui inclut l'expansion déjà atteinte et celle qui reste à venir (cette dernière étant évaluée par un essai d'expansion sur carottes dans l'air humide à 38 °C et > 95 % HR); les conditions d'exposition en service (essentiellement les conditions d'humidité); le niveau de ferrailage (variant d'un réseau 3D bien lié jusqu'à un seul lit d'armatures); et, les risques que les dommages générés présentent pour la sécurité des biens ou des personnes. Toutefois, si les trois derniers paramètres sont relativement faciles à évaluer, comme nous l'avons déjà mentionné, l'essai d'expansion sur carottes tend à sous-évaluer l'expansion maximale en raison du lessivage important que le béton testé subit au cours de l'essai (Rogers et Hooton 1993, Bérubé *et al.* 2004b : chapitre 7). D'autre part, la prise en compte des conditions d'humidité et du niveau de ferrailage a d'abord pour but de tenir compte de la rapidité avec laquelle l'expansion se poursuivra ou risque de se poursuivre, expansion évidemment très influencée par ces deux paramètres mais aussi, en nature, par d'autres facteurs (cycles de gel/dégel, etc.). Enfin, le risque pour la sécurité des biens et des personnes, lequel n'est pas nécessairement de nature structurale (chute de morceaux de béton), doit toujours être pris en compte, quelle que soit l'importance des dommages actuels.

1.7 Conclusion

Depuis les années 1940, la RAS est un sujet d'inquiétude pour l'industrie de la construction, et elle continuera longtemps de l'être étant donné qu'il n'existe encore aucune mesure pour l'éliminer complètement avant qu'elle ne cesse d'elle-même, faute de réactants (phases réactives ou hydroxydes alcalins), ce qui peut prendre de nombreuses décennies. Pour ce qui est des ouvrages à construire, à la lumière des connaissances actuelles, il n'y a plus aucune raison pour que des granulats potentiellement réactifs soient utilisés dans des bétons exposés à l'humidité sans que des mesures appropriées soient prises afin de réduire le risque de RAS. Dans le cas des ouvrages existants déjà affectés de RAS, une analyse extensive, un monitoring et des réparations doivent parfois être effectuées, à fort coût, et sans que cela s'avère toujours vraiment efficace. Bien sûr, l'importance relative du problème dépend de la nature et de l'importance de l'ouvrage affecté. Elle est plus grande dans le cas des gros ouvrages comme les barrages hydroélectriques et certains ponts et bâtiments, pour lesquels, en raison du risque de diminution de l'intégrité structurale ou du risque pour la sécurité des biens ou des personnes, on ne peut tolérer aucun mouvement relatif, déformation ou fissuration. Malheureusement, il arrive que les autorités dont relèvent ces ouvrages décident, pour satisfaire l'opinion publique, de mettre en oeuvre des programmes de réparation coûteux à des fins purement esthétiques, même si la stabilité structurale de l'ouvrage n'est pas vraiment menacée. Il faut toujours s'assurer que les réparations effectuées sont les plus efficaces et les plus durables possible. Or, il reste encore beaucoup de travaux de recherche à réaliser sur cet aspect de la question.

PARTIE 2 : OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE RAS

Cette section décrit la méthodologie proposée pour l'évaluation et la gestion des ouvrages d'art québécois affectés de RAS. Cette méthodologie s'appuie sur les résultats des travaux effectués dans le cas des trois viaducs du Vallon/Charest, Père-Lelièvre/du Vallon et Saint-David/de la Capitale (Bérubé *et al.* 2004a) ainsi que sur les résultats des études expérimentales (Bérubé *et al.* 2004b) réalisées en parallèle, dans le cadre du projet de recherche avec le MTQ.

2.1 Stratégie globale

Comme on le dit dans la littérature (ISE 1992), le principal critère d'intervention sur un ouvrage structural affecté de RAS est l'expansion que le béton présente au moment de l'inspection. En effet, si le lien béton/armature demeure bon et que l'expansion dans les deux matériaux est la même, comme on l'a d'ailleurs observé en laboratoire (Bérubé *et al.* 2004b : chapitre 6), la connaissance de ce paramètre permet de déterminer où en sont les armatures par rapport à leur limite d'élasticité. Dans ce document, nous estimons que cette limite est atteinte lorsque l'expansion du béton atteint 0,2 %.

Dans la méthodologie proposée ci-après, la fréquence et l'importance des interventions dépendent : (1) de l'expansion atteinte; (2) du taux d'expansion en cours, plutôt que du taux estimé implicitement à partir des conditions d'humidité et de ferrailage comme c'est le cas de l'ISE (1992); et (3) du nombre d'années qui restent avant que les aciers d'armatures soient plastifiés. Bien sûr, ce dernier paramètre dépend directement des deux premiers. En d'autres mots, on interviendra plus rapidement sur un ouvrage dont les armatures sont sur le point d'être plastifiées, quel que soit son âge, par exemple sur un jeune ouvrage peu affecté mais qui se dégrade à un rythme très rapide, alors que la situation sera jugée moins critique dans le cas d'un vieil ouvrage qui se dégrade très lentement, même s'il a déjà atteint un niveau plus élevé d'expansion.

La stratégie d'évaluation/intervention proposée peut comprendre différentes étapes d'investigation plus ou moins poussées et exiger un suivi plus ou moins assidu par la suite, selon le cas, mais elle devra être constamment réévaluée. La méthodologie est schématisée à la figure 2.1.

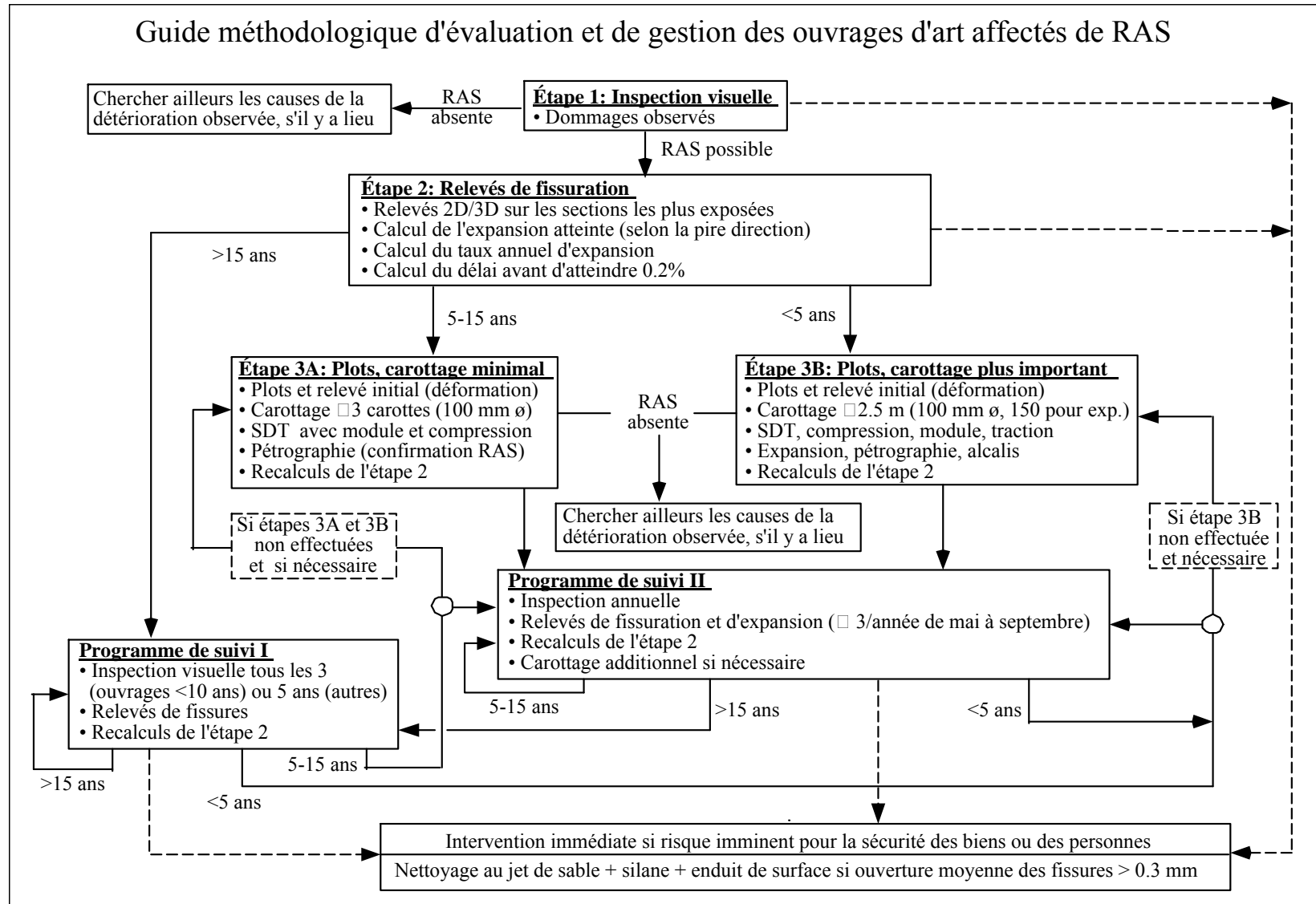


Figure 2.1 Guide méthodologique

2.2 Étape 1 : Inspection visuelle visant à déceler la RAS

La première inspection a pour principal objectif de déterminer si la RAS est présente dans l'ouvrage étudié, et ce, sur la base des défauts visibles généralement associés à cette réaction (voir section 1.6.2.1). Pour chaque type de composant examiné, les données recueillies devront faire état de la nature, de la distribution et de l'importance des défauts observés (p. ex. ouverture, longueur et orientation des fissures, superficie ou longueur atteinte, etc.), des conditions environnementales et des risques pour la sécurité des biens et des personnes, le tout appuyé au besoin par des photographies. On trouvera à l'annexe A d'autres informations relatives à l'inspection des ouvrages.

À partir des signes visuels observés et des autres informations dont on dispose (p. ex. dossiers de construction, expérience antérieure avec le type de granulats présent dans le béton, état des ouvrages situés à proximité, etc.), l'inspecteur aura à déterminer s'il y a possibilité que l'ouvrage soit affecté par la RAS. Si tel est le cas, il pourra réaliser immédiatement l'étape 2, ou revenir plus tard pour le faire. Si toutefois ce n'est pas le cas, mais que l'ouvrage est tout de même détérioré, il faudra chercher ailleurs les causes de cette détérioration. Dans un cas comme dans l'autre, il faudra intervenir s'il y a un risque imminent pour la sécurité des biens ou des personnes.

2.3 Étape 2 : Premiers relevés de fissuration et estimation de l'expansion atteinte

2.3.1 Procédure

Choix des composants et conditions d'exposition – Des relevés devraient être réalisés au moins sur les composants sur lesquels les signes de détérioration sont les plus importants ou sévères ou qui sont les plus critiques sur le plan structural (p. ex. poutres, colonnes, dalles, etc.). Pour chaque type de composant, les relevés des fissures doivent être réalisés sur les sections les plus exposées. La fissuration superficielle est normalement plus développée à ces endroits, en raison du plus grand différentiel d'expansion qui existe entre le béton en peau, moins expansif (lessivage des alcalis par la pluie et chute d'humidité en période d'ensoleillement), et celui qui est situé en profondeur, qui est plus expansif et plus représentatif de l'ensemble du composant étudié. C'est donc à ces endroits que la fissuration superficielle est le plus susceptible de fournir les valeurs d'expansion les plus proches de la réalité volumique. Un béton enfoui, par exemple, montre peu de fissuration superficielle, et ce, même s'il prend beaucoup d'expansion. Il faut aussi mentionner que les sections de béton affectées de RAS qui sont les plus exposées aux intempéries, tout en étant plus fissurées en surface, sont généralement aussi celles qui présentent les plus importants gonflements volumiques (plus grand apport d'humidité). Ainsi, dans le cas de barrières médianes situées sur l'autoroute du Vallon, dans la région de Québec, on a pu constater que la

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE
RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

section de barrière témoin située immédiatement sous un viaduc, et donc protégée des intempéries, se contractait à un rythme d'environ $-0.005\%/ann\acute{e}e$, alors que les sections de barrières directement exposées aux intempéries (et non scellées) accusaient des expansions d'environ $+0,005\%/ann\acute{e}e$, pour un différentiel d'environ $0,010\%/ann\acute{e}e$ (Bérubé *et al.* 2002c).

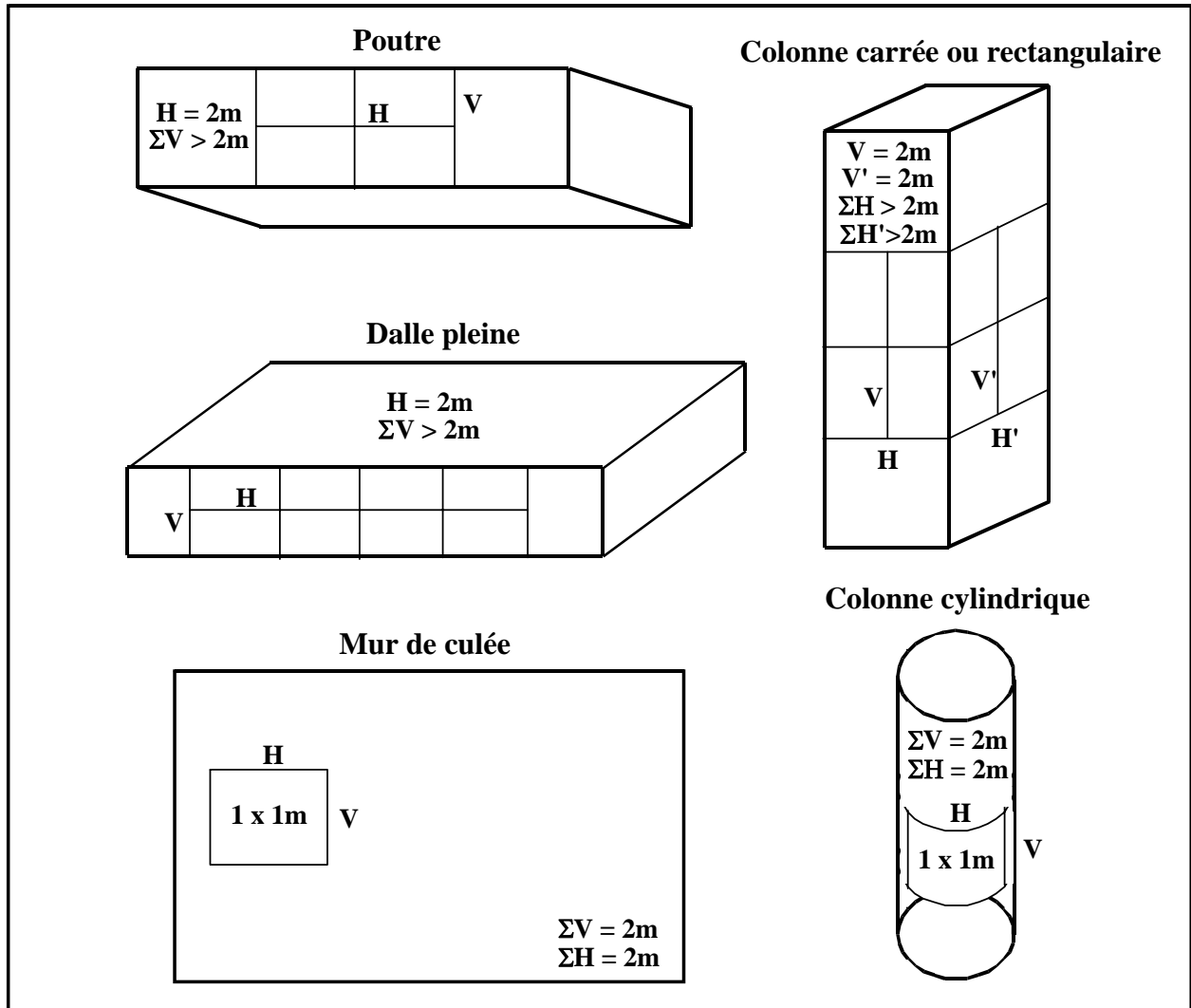


Figure 2.2 Schémas proposés pour les relevés de fissuration superficielle
 (le nombre de lignes horizontales et verticales selon les deux ou trois directions considérées varie de manière à totaliser au moins 2 m par direction).

Moment où effectuer les relevés – En raison des variations climatiques modifiant l'ouverture des fissures, les premiers relevés devraient être réalisés au coeur de l'été et ils devraient être précédés d'au moins deux jours d'ensoleillement (comme tous les autres relevés subséquents, d'ailleurs).

Géométrie des relevés et vérification de la liaison béton/acier – Puisque l'expansion varie selon l'orientation des contraintes, du moins dans le cas des éléments armés, il faut mesurer séparément les fissures selon les trois (p. ex. colonne, etc.) ou les deux directions accessibles (dalle, mur de culée, etc.), mais toujours sur des surfaces exposées. Dans le cas des poutres de ponts, des relevés selon deux directions seront effectués sur la face verticale exposée. Mentionnons qu'il ne s'agit pas toujours des directions verticales et horizontales (cas des bras obliquement inclinés des colonnes en Y, par exemple), mais plus précisément des directions longitudinales et transversales par rapport aux composants étudiés. Des schémas sont proposés à la figure 2.2, correspondant à des relevés totalisant au moins 2 m pour chacune des directions considérées.

Le principal critère d'intervention proposé ici (c.-à-d. nombre d'années avant d'atteindre la plastification des aciers d'armatures) repose en premier lieu sur l'expansion déjà atteinte par le béton, estimée soit à partir de la fissuration de surface (somme des ouvertures des fissures par unité de longueur) ou soit à partir de l'essai de fatigue SDT (réalisé sur une carotte habituellement prélevée sous les armatures), et en supposant que cette expansion est la même dans les aciers d'armatures. Dans le cas de la fissuration de surface, on comprendra qu'il est important de vérifier s'il y a vraiment une bonne liaison entre le béton et les aciers d'armatures.

Dans le cas des composants armés à sections carrées ou rectangulaires relativement limitées (colonnes, poutres, etc.), les plus importantes fissures (longitudinales) se trouvent souvent à la hauteur des armatures longitudinales de coin. L'adhérence entre le béton et l'acier risquant d'être moins bonne à ces endroits, on peut (1), faire en sorte que les segments de mesures transversales ne chevauchent pas les armatures de coin en les limitant à la portion de béton comprise entre les deux armatures de coin, ou mieux, (2) en plaçant ces segments sur toute la largeur de l'élément en cause (en chevauchant donc les armatures de coin) mais en n'incluant pas nécessairement les fissures se trouvant aux deux extrémités (à la hauteur et à l'extérieur des armatures) dans le calcul de l'expansion atteinte (voir ci-après). En effet, l'information recueillie sur les fissures qui se trouvent à la hauteur des armatures est très révélatrice, d'autant plus que l'ouverture de ces fissures est souvent plus importante.

Repérage des segments de mesure – Afin de pouvoir retrouver facilement les sites de mesure lors des visites ultérieures (des lignes tracées au crayon de feutre à la surface du béton s'estompant rapidement), les extrémités des segments de mesure doivent être marquées de plots métalliques. À cette fin, il est recommandé de pratiquer à sec, à l'aide d'une perceuse, de petits trous

d'environ 10 mm de diamètre sur 25 mm de profondeur dans le béton, puis d'y fixer à l'aide d'un mortier à prise rapide sans retrait (p. ex. Sika Rapid) de petits boulons à tête hexagonale en acier inoxydable de 2 à 3 mm de diamètre sur 15 mm de longueur, de manière que la tête des boulons affleure à la surface du béton tout en demeurant facilement visible.

Mesures de l'ouvertures des fissures – L'ouverture des fissures devrait être mesurée à l'aide d'un oculaire gradué spécialement conçu à cette fin, dont la plus fine graduation est de 0,05 mm ou moins. À défaut de cet instrument, on pourra utiliser un gabarit en plastique transparent conçu à cette fin, sur lequel sont tracés des traits de différentes largeurs.

En outre, on doit noter séparément l'ouverture de chacune des fissures observées, puisqu'un critère d'intervention basé sur l'ouverture moyenne des fissures (> 0,3 mm) est proposé (nettoyage au jet de sable + scellant pénétrant + enduit de surface), dans la mesure toutefois où la corrosion n'est pas avancée.

Il est aussi recommandé de subdiviser les segments mesurés en longueurs de 0,1 m, comme le propose le LCPC (1997), ce qui permet de suivre plus finement l'évolution des fissures et de les repérer plus facilement lors de relevés subséquents. Comme nous venons de le mentionner, on pourra aussi décider, sans qu'il soit nécessaire de retourner sur les lieux, de ne pas inclure les fissures qui se trouvent à la hauteur et à l'extérieur des armatures de coin (risque d'un mauvais lien béton/acier à ces endroits); en effet, on peut tout simplement ne pas tenir compte du premier ou des deux premiers sous-segments de 0,1 m situés à chacune des deux extrémités des segments de mesures transversales portant sur toute la largeur de composants armés à sections carrées ou rectangulaires relativement limitées.

Estimation de l'expansion atteinte – L'expansion atteinte par le béton étudié, selon chacune des deux ou trois directions prises en compte, est estimée à partir de l'ouverture totale des fissures intersectées le long de tous les segments de mesure correspondant à cette direction, dans la mesure où le lien béton/acier est bon ou en laissant de côté si nécessaire les fissures longitudinales situées à la hauteur et à l'extérieur des armatures de coin.

2.3.2 Calcul du taux d'expansion en cours (%/année)

Nous avons pu constater dans le cas des ouvrages étudiés qu'une estimation du taux d'expansion en cours à partir de l'expansion atteinte, elle même déterminée à partir de la fissuration superficielle, pouvait mener à une nette sous-évaluation de ce taux, et ce, même en considérant qu'il ne se passe rien pendant les cinq premières années suivant la construction (Bérubé *et al.* 2004a). Ainsi, le rapport entre le taux d'expansion mesuré (plots) et le taux d'expansion estimé à partir de la fissuration de surface selon la direction la plus critique (c.-à-d. la moins contrainte et la plus expansive) varie entre 1,6 et

4,3 (moyenne de 3,1) d'un type de composant à un autre (voir tableau 29 de Bérubé *et al.* 2004a). En fait, le calcul effectué fournit un taux d'expansion moyen pour toutes les années antérieures (moins les cinq premières), alors que l'expansion en cours s'avère beaucoup plus rapide qu'elle l'a été en moyenne depuis la construction. Par mesure de prudence, et faute d'informations plus fiables sur le taux de gonflement en cours (c.-à-d. faute de résultats d'essais d'expansion sur carottes ou, beaucoup mieux, de relevés d'expansion *in situ*), nous suggérons d'estimer ce taux de la manière suivante :

Taux d'expansion en cours (%/année) $\approx 4 \cdot$ expansion atteinte à ce jour, en %/âge, en années

L'expansion atteinte à ce jour qui est utilisée dans la relation précédente est la valeur la plus élevée parmi celles qui ont été obtenues pour les deux ou trois directions mesurées individuellement; cette valeur correspond normalement à la direction de la plus faible contrainte.

Note 1 :

Dans le rapport soumis au MTQ (Bérubé *et al.* 2004a) et la communication présentée à l'occasion du *XI^e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art* (Bérubé *et al.* 2004d), cinq années étaient soustraites de l'âge de l'ouvrage dans la relation précédente. Cette soustraction n'ayant en fait que très peu de conséquences sur le résultat final, une correction approximative de 400 % étant de toute façon introduite (facteur de 4 entre le taux d'expansion actuel et le taux d'expansion moyen depuis la construction), il est plus simple et tout aussi légitime d'utiliser dans l'équation l'âge réel de l'ouvrage.

Note 2 :

La relation précédente est une relation empirique, qui n'est utilisée qu'en début d'évaluation pour déterminer s'il peut y avoir un problème de plastification des aciers à plus ou moins brève échéance. Si un tel risque existe, le taux d'expansion en cours devra être évalué plus justement par des essais d'expansion sur carottes (voir annexe E) ou, encore mieux, des relevés de déformation *in situ*.

2.3.3 Calcul du nombre d'années avant qu'il y ait plastification des aciers

Le calcul suivant consiste à estimer le nombre d'années qu'il faut, au rythme où vont les choses, pour que l'expansion du béton atteigne une valeur de 0,2 %, niveau où on peut considérer que les aciers d'armatures ont atteint leur limite d'élasticité :

Années avant 0,2 % = (0,2 % – expansion atteinte, en %) / expansion en cours, en %/année.

2.3.4 Analyse des résultats et suite à donner

La poursuite de l'évaluation dépend principalement du résultat obtenu à l'étape précédente. Trois possibilités sont considérées quant au nombre d'années pouvant s'écouler avant qu'il y ait plastification :

- 15 ans (> 10 pour un élément non critique) => Programme de suivi I
- de 5 à 15 ans (de 3 à 10 pour un élément non critique) => Étape 3A et programme de suivi II
- < 5 ans (< 3 pour un élément non critique) => Étape 3B et programme de suivi II

Les figures 2.3 (éléments structuraux critiques, tels que poutres, colonnes et dalles) et 2.4 (éléments non critiques, tels que culées, parapets et fondations) montrent les zones correspondant à ces trois possibilités, en fonction de l'âge de l'ouvrage et de l'expansion déjà atteinte. De plus, dans le cas d'éléments structuraux critiques, si l'ouverture moyenne des fissures excède 0,3 mm et si la corrosion est encore limitée, on doit envisager l'application d'un scellant pénétrant à base de silane et d'un enduit de surface, après nettoyage au jet de sable, cela afin de prévenir la corrosion des armatures et la détérioration sous l'effet du gel, tout en permettant de réduire la progression de la RAS. Comme toujours, il faudra intervenir s'il y a risque imminent pour la sécurité des biens ou des personnes.

Note :

De prime abord, on peut s'étonner que l'étape 3A, par exemple, soit prescrite lorsque le délai avant plastification se situe entre 5 et 15 ans dans le cas d'un élément critique, mais entre 3 et 10 ans dans le cas d'un élément non critique. Cela veut dire en fait qu'un délai avant plastification de 13 ans, par exemple, conduira à l'étape 3A et au programme de suivi II s'il s'agit d'un élément critique (délai de 5 à 15 ans), mais qu'on pourra s'en tenir au programme de suivi I, moins exigeant, s'il s'agit d'un élément non critique (délai > 10 ans).

2.4 Programme de suivi I – Inspection visuelle tous les 5 ans (3 ans dans le cas des ouvrages âgés de moins de 10 ans) avec relevés de fissuration

Ce programme de suivi s'applique lorsqu'on prévoit qu'une expansion de 0,2 % ne sera pas atteinte avant 15 ans (pas avant 10 ans dans le cas d'éléments non critiques). Il s'agit en fait de reprendre l'étape 2. Le suivi comprend une inspection visuelle au moins tous les 5 ans, avec relevés de

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE
RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

fissuration au moins sur les mêmes sites que ceux mesurés à l'étape 2 et à peu près au même moment de l'année. Après ces travaux, il y a reprise des calculs de l'étape 2 (c.-à-d. expansion atteinte, taux d'expansion en cours et délai avant 0,2 %) et réajustement du programme s'il y a lieu (c.-à-d. passage, lorsque cela est exigé, à l'étape 3A ou 3B ou au suivi II; voir figure 2.1).

Les étapes 3A ou 3B (pose de plots et carottage), si elles doivent être réalisées, peuvent l'être immédiatement.

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

Éléments structuraux critiques (poutres, colonnes, dalles,...)

Taux annuel d'expansion estimé à partir de l'expansion atteinte (fissuration et/ou essai SDT) et l'âge de l'ouvrage

Âge (ans)	Expansion atteinte (%)																								
	0.010	0.020	0.030	0.040	0.050	0.060	0.070	0.080	0.090	0.100	0.110	0.120	0.130	0.140	0.150	0.160	0.170	0.180	0.190	0.200	0.210	0.220	0.230	0.240	0.250
5	0.0080	0.0160	0.0240	0.0320	0.0400	0.0480	0.0560	0.0640	0.0720	0.0800	0.0880	0.0960	0.1040	0.1120	0.1200	0.1280	0.1360	0.1440	0.1520	0.1600	0.1680	0.1760	0.1840	0.1920	0.2000
10	0.0040	0.0080	0.0120	0.0160	0.0200	0.0240	0.0280	0.0320	0.0360	0.0400	0.0440	0.0480	0.0520	0.0560	0.0600	0.0640	0.0680	0.0720	0.0760	0.0800	0.0840	0.0880	0.0920	0.0960	0.1000
15	0.0027	0.0053	0.0080	0.0107	0.0133	0.0160	0.0187	0.0213	0.0240	0.0267	0.0293	0.0320	0.0347	0.0373	0.0400	0.0427	0.0453	0.0480	0.0507	0.0533	0.0560	0.0587	0.0613	0.0640	0.0667
20	0.0020	0.0040	0.0060	0.0080	0.0100	0.0120	0.0140	0.0160	0.0180	0.0200	0.0220	0.0240	0.0260	0.0280	0.0300	0.0320	0.0340	0.0360	0.0380	0.0400	0.0420	0.0440	0.0460	0.0480	0.0500
25	0.0016	0.0032	0.0048	0.0064	0.0080	0.0096	0.0112	0.0128	0.0144	0.0160	0.0176	0.0192	0.0208	0.0224	0.0240	0.0256	0.0272	0.0288	0.0304	0.0320	0.0336	0.0352	0.0368	0.0384	0.0400
30	0.0013	0.0027	0.0040	0.0053	0.0067	0.0080	0.0093	0.0107	0.0120	0.0133	0.0147	0.0160	0.0173	0.0187	0.0200	0.0213	0.0227	0.0240	0.0253	0.0267	0.0280	0.0293	0.0307	0.0320	0.0333
35	0.0011	0.0023	0.0034	0.0046	0.0057	0.0069	0.0080	0.0091	0.0103	0.0114	0.0126	0.0137	0.0149	0.0160	0.0171	0.0183	0.0194	0.0206	0.0217	0.0229	0.0240	0.0251	0.0263	0.0274	0.0286
40	0.0010	0.0020	0.0030	0.0040	0.0050	0.0060	0.0070	0.0080	0.0090	0.0100	0.0110	0.0120	0.0130	0.0140	0.0150	0.0160	0.0170	0.0180	0.0190	0.0200	0.0210	0.0220	0.0230	0.0240	0.0250
45	0.0009	0.0018	0.0027	0.0036	0.0044	0.0053	0.0062	0.0071	0.0080	0.0089	0.0098	0.0107	0.0116	0.0124	0.0133	0.0142	0.0151	0.0160	0.0169	0.0178	0.0187	0.0196	0.0204	0.0213	0.0222
50	0.0008	0.0016	0.0024	0.0032	0.0040	0.0048	0.0056	0.0064	0.0072	0.0080	0.0088	0.0096	0.0104	0.0112	0.0120	0.0128	0.0136	0.0144	0.0152	0.0160	0.0168	0.0176	0.0184	0.0192	0.0200
55	0.0007	0.0015	0.0022	0.0029	0.0036	0.0044	0.0051	0.0058	0.0065	0.0073	0.0080	0.0087	0.0095	0.0102	0.0109	0.0116	0.0124	0.0131	0.0138	0.0145	0.0153	0.0160	0.0167	0.0175	0.0182
60	0.0007	0.0013	0.0020	0.0027	0.0033	0.0040	0.0047	0.0053	0.0060	0.0067	0.0073	0.0080	0.0087	0.0093	0.0100	0.0107	0.0113	0.0120	0.0127	0.0133	0.0140	0.0147	0.0153	0.0160	0.0167
65	0.0006	0.0012	0.0018	0.0025	0.0031	0.0037	0.0043	0.0049	0.0055	0.0062	0.0068	0.0074	0.0080	0.0086	0.0092	0.0098	0.0105	0.0111	0.0117	0.0123	0.0129	0.0135	0.0142	0.0148	0.0154
70	0.0006	0.0011	0.0017	0.0023	0.0029	0.0034	0.0040	0.0046	0.0051	0.0057	0.0063	0.0069	0.0074	0.0080	0.0086	0.0091	0.0097	0.0103	0.0109	0.0114	0.0120	0.0126	0.0131	0.0137	0.0143
75	0.0005	0.0011	0.0016	0.0021	0.0027	0.0032	0.0037	0.0043	0.0048	0.0053	0.0059	0.0064	0.0069	0.0075	0.0080	0.0085	0.0091	0.0096	0.0101	0.0107	0.0112	0.0117	0.0123	0.0128	0.0133

Estimé du nombre d'années avant d'atteindre une expansion de 0.20% et programme de suivi

Âge (ans)	Expansion atteinte (%)																								
	0.010	0.020	0.030	0.040	0.050	0.060	0.070	0.080	0.090	0.100	0.110	0.120	0.130	0.140	0.150	0.160	0.170	0.180	0.190	0.200	0.210	0.220	0.230	0.240	0.250
5	23.8	11.3	7.1	5.0	3.8	2.9	2.3	1.9	1.5	1.3	1.0	0.8	0.7	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	47.5	22.5	14.2	10.0	7.5	5.8	4.6	3.8	3.1	2.5	2.0	1.7	1.3	1.1	0.8	0.6	0.4	0.3	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15	71.3	33.8	21.3	15.0	11.3	8.8	7.0	5.6	4.6	3.8	3.1	2.5	2.0	1.6	1.3	0.9	0.7	0.4	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20	95.0	45.0	28.3	20.0	15.0	11.7	9.3	7.5	6.1	5.0	4.1	3.3	2.7	2.1	1.7	1.3	0.9	0.6	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	118.8	56.3	35.4	25.0	18.8	14.6	11.6	9.4	7.6	6.3	5.1	4.2	3.4	2.7	2.1	1.6	1.1	0.7	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	142.5	67.5	42.5	30.0	22.5	17.5	13.9	11.3	9.2	7.5	6.1	5.0	4.0	3.2	2.5	1.9	1.3	0.8	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
35	166.3	78.8	49.6	35.0	26.3	20.4	16.3	13.1	10.7	8.8	7.2	5.8	4.7	3.8	2.9	2.2	1.5	1.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
40	190.0	90.0	56.7	40.0	30.0	23.3	18.6	15.0	12.2	10.0	8.2	6.7	5.4	4.3	3.3	2.5	1.8	1.1	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
45	213.8	101.3	63.8	45.0	33.8	26.3	20.9	16.9	13.8	11.3	9.2	7.5	6.1	4.8	3.8	2.8	2.0	1.3	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
50	237.5	112.5	70.8	50.0	37.5	29.2	23.2	18.8	15.3	12.5	10.2	8.3	6.7	5.4	4.2	3.1	2.2	1.4	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
55	261.3	123.8	77.9	55.0	41.3	32.1	25.5	20.6	16.8	13.8	11.3	9.2	7.4	5.9	4.6	3.4	2.4	1.5	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
60	285.0	135.0	85.0	60.0	45.0	35.0	27.9	22.5	18.3	15.0	12.3	10.0	8.1	6.4	5.0	3.8	2.6	1.7	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
65	308.8	146.3	92.1	65.0	48.8	37.9	30.2	24.4	19.9	16.3	13.3	10.8	8.8	7.0	5.4	4.1	2.9	1.8	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
70	332.5	157.5	99.2	70.0	52.5	40.8	32.5	26.3	21.4	17.5	14.3	11.7	9.4	7.5	5.8	4.4	3.1	1.9	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
75	356.3	168.8	106.3	75.0	56.3	43.8	34.8	28.1	22.9	18.8	15.3	12.5	10.1	8.0	6.3	4.7	3.3	2.1	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Suivi I (>15 ans)
Inspection visuelle aux 5 ans
Relevés de fissures aux 5 ans

Étape 3A/Suivi II (5-15 ans)
Installation de plots
Carottage (pétrographie, SDT)
Inspection visuelle annuelle
Relevés de fissures (≥ 3 fois/an)
Relevés d'expansion (≥ 3 fois/an)

Étape 3B/Suivi II (<5 ans)
Installation de plots
Carottage (pétrographie, alcalis, essais mécaniques, SDT, expansion)
Inspection visuelle annuelle
Relevés de fissures (≥ 3 fois/an)
Relevés d'expansion (≥ 3 fois/an)

Figure 2.3 Grille d'intervention pour les éléments critiques basée sur l'expansion atteinte (fissuration ou SDT) et l'âge de l'ouvrage

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

Éléments non critiques (culées, parapets, fondations,...)

Taux annuel d'expansion estimé à partir de l'expansion atteinte (fissuration et/ou essai SDT) et de l'âge de l'ouvrage

Âge (ans)	Expansion atteinte (%)																								
	0.010	0.020	0.030	0.040	0.050	0.060	0.070	0.080	0.090	0.100	0.110	0.120	0.130	0.140	0.150	0.160	0.170	0.180	0.190	0.200	0.210	0.220	0.230	0.240	0.250
5	0.0080	0.0160	0.0240	0.0320	0.0400	0.0480	0.0560	0.0640	0.0720	0.0800	0.0880	0.0960	0.1040	0.1120	0.1200	0.1280	0.1360	0.1440	0.1520	0.1600	0.1680	0.1760	0.1840	0.1920	0.2000
10	0.0040	0.0080	0.0120	0.0160	0.0200	0.0240	0.0280	0.0320	0.0360	0.0400	0.0440	0.0480	0.0520	0.0560	0.0600	0.0640	0.0680	0.0720	0.0760	0.0800	0.0840	0.0880	0.0920	0.0960	0.1000
15	0.0027	0.0053	0.0080	0.0107	0.0133	0.0160	0.0187	0.0213	0.0240	0.0267	0.0293	0.0320	0.0347	0.0373	0.0400	0.0427	0.0453	0.0480	0.0507	0.0533	0.0560	0.0587	0.0613	0.0640	0.0667
20	0.0020	0.0040	0.0060	0.0080	0.0100	0.0120	0.0140	0.0160	0.0180	0.0200	0.0220	0.0240	0.0260	0.0280	0.0300	0.0320	0.0340	0.0360	0.0380	0.0400	0.0420	0.0440	0.0460	0.0480	0.0500
25	0.0016	0.0032	0.0048	0.0064	0.0080	0.0096	0.0112	0.0128	0.0144	0.0160	0.0176	0.0192	0.0208	0.0224	0.0240	0.0256	0.0272	0.0288	0.0304	0.0320	0.0336	0.0352	0.0368	0.0384	0.0400
30	0.0013	0.0027	0.0040	0.0053	0.0067	0.0080	0.0093	0.0107	0.0120	0.0133	0.0147	0.0160	0.0173	0.0187	0.0200	0.0213	0.0227	0.0240	0.0253	0.0267	0.0280	0.0293	0.0307	0.0320	0.0333
35	0.0011	0.0023	0.0034	0.0046	0.0057	0.0069	0.0080	0.0091	0.0103	0.0114	0.0126	0.0137	0.0149	0.0160	0.0171	0.0183	0.0194	0.0206	0.0217	0.0229	0.0240	0.0251	0.0263	0.0274	0.0286
40	0.0010	0.0020	0.0030	0.0040	0.0050	0.0060	0.0070	0.0080	0.0090	0.0100	0.0110	0.0120	0.0130	0.0140	0.0150	0.0160	0.0170	0.0180	0.0190	0.0200	0.0210	0.0220	0.0230	0.0240	0.0250
45	0.0009	0.0018	0.0027	0.0036	0.0044	0.0053	0.0062	0.0071	0.0080	0.0089	0.0098	0.0107	0.0116	0.0124	0.0133	0.0142	0.0151	0.0160	0.0169	0.0178	0.0187	0.0196	0.0204	0.0213	0.0222
50	0.0008	0.0016	0.0024	0.0032	0.0040	0.0048	0.0056	0.0064	0.0072	0.0080	0.0088	0.0096	0.0104	0.0112	0.0120	0.0128	0.0136	0.0144	0.0152	0.0160	0.0168	0.0176	0.0184	0.0192	0.0200
55	0.0007	0.0015	0.0022	0.0029	0.0036	0.0044	0.0051	0.0058	0.0065	0.0073	0.0080	0.0087	0.0095	0.0102	0.0109	0.0116	0.0124	0.0131	0.0138	0.0145	0.0153	0.0160	0.0167	0.0175	0.0182
60	0.0007	0.0013	0.0020	0.0027	0.0033	0.0040	0.0047	0.0053	0.0060	0.0067	0.0073	0.0080	0.0087	0.0093	0.0100	0.0107	0.0113	0.0120	0.0127	0.0133	0.0140	0.0147	0.0153	0.0160	0.0167
65	0.0006	0.0012	0.0018	0.0025	0.0031	0.0037	0.0043	0.0049	0.0055	0.0062	0.0068	0.0074	0.0080	0.0086	0.0092	0.0098	0.0105	0.0111	0.0117	0.0123	0.0129	0.0135	0.0142	0.0148	0.0154
70	0.0006	0.0011	0.0017	0.0023	0.0029	0.0034	0.0040	0.0046	0.0051	0.0057	0.0063	0.0069	0.0074	0.0080	0.0086	0.0091	0.0097	0.0103	0.0109	0.0114	0.0120	0.0126	0.0131	0.0137	0.0143
75	0.0005	0.0011	0.0016	0.0021	0.0027	0.0032	0.0037	0.0043	0.0048	0.0053	0.0059	0.0064	0.0069	0.0075	0.0080	0.0085	0.0091	0.0096	0.0101	0.0107	0.0112	0.0117	0.0123	0.0128	0.0133

Estimé du nombre d'années avant d'atteindre une expansion de 0.20% et programme de suivi

Âge (ans)	Expansion atteinte (%)																								
	0.010	0.020	0.030	0.040	0.050	0.060	0.070	0.080	0.090	0.100	0.110	0.120	0.130	0.140	0.150	0.160	0.170	0.180	0.190	0.200	0.210	0.220	0.230	0.240	0.250
5	23.8	11.3	7.1	5.0	3.8	2.9	2.3	1.9	1.5	1.3	1.0	0.8	0.7	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	47.5	22.5	14.2	10.0	7.5	5.8	4.6	3.8	3.1	2.5	2.0	1.7	1.3	1.1	0.8	0.6	0.4	0.3	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15	71.3	33.8	21.3	15.0	11.3	8.8	7.0	5.6	4.6	3.8	3.1	2.5	2.0	1.6	1.3	0.9	0.7	0.4	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20	95.0	45.0	28.3	20.0	15.0	11.7	9.3	7.5	6.1	5.0	4.1	3.3	2.7	2.1	1.7	1.3	0.9	0.6	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	118.8	56.3	35.4	25.0	18.8	14.6	11.6	9.4	7.6	6.3	5.1	4.2	3.4	2.7	2.1	1.6	1.1	0.7	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	142.5	67.5	42.5	30.0	22.5	17.5	13.9	11.3	9.2	7.5	6.1	5.0	4.0	3.2	2.5	1.9	1.3	0.8	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
35	166.3	78.8	49.6	35.0	26.3	20.4	16.3	13.1	10.7	8.8	7.2	5.8	4.7	3.8	2.9	2.2	1.5	1.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
40	190.0	90.0	56.7	40.0	30.0	23.3	18.6	15.0	12.2	10.0	8.2	6.7	5.4	4.3	3.3	2.5	1.8	1.1	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
45	213.8	101.3	63.8	45.0	33.8	26.3	20.9	16.9	13.8	11.3	9.2	7.5	6.1	4.8	3.8	2.8	2.0	1.3	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
50	237.5	112.5	70.8	50.0	37.5	29.2	23.2	18.8	15.3	12.5	10.2	8.3	6.7	5.4	4.2	3.1	2.2	1.4	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
55	261.3	123.8	77.9	55.0	41.3	32.1	25.5	20.6	16.8	13.8	11.3	9.2	7.4	5.9	4.6	3.4	2.4	1.5	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
60	285.0	135.0	85.0	60.0	45.0	35.0	27.9	22.5	18.3	15.0	12.3	10.0	8.1	6.4	5.0	3.8	2.6	1.7	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
65	308.8	146.3	92.1	65.0	48.8	37.9	30.2	24.4	19.9	16.3	13.3	10.8	8.8	7.0	5.4	4.1	2.9	1.8	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
70	332.5	157.5	99.2	70.0	52.5	40.8	32.5	26.3	21.4	17.5	14.3	11.7	9.4	7.5	5.8	4.4	3.1	1.9	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
75	356.3	168.8	106.3	75.0	56.3	43.8	34.8	28.1	22.9	18.8	15.3	12.5	10.1	8.0	6.3	4.7	3.3	2.1	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Suivi I (>10 ans) Inspection visuelle aux 5 ans Relevés de fissures aux 5 ans												Étape 3A/Suivi II (3-10 ans) Installation de plots Carottage (pétrographie, SDT) Inspection visuelle annuelle Relevés de fissures (≥ 3 fois/an) Relevés d'expansion (≥ 3 fois/an)						Étape 3B/Suivi II (<3 ans) Installation de plots Carottage (pétro., alcalis, essais méc., SDT, expansion) Inspection visuelle annuelle Relevés de fissures (≥ 3 fois/an) Relevés d'expansion (≥ 3 fois/an)							

Figure 2.4 Grille d'intervention pour les éléments non critiques basée sur l'expansion atteinte (fissuration ou SDT) et l'âge de l'ouvrage

L'application d'un scellant à base de silane et d'un enduit de surface, après nettoyage au jet de sable, est toujours recommandée si le critère d'ouverture moyenne des fissures est dépassé et si la corrosion est encore limitée, et il faut toujours intervenir s'il y a risque imminent pour la sécurité des biens ou des personnes.

2.5 Étape 3A – Installation de plots et relevé initial; carottage (pétrographie, essais SDT, compression, module élastique)

Cette étape s'applique lorsqu'on prévoit qu'une expansion de 0,2 % sera atteinte dans un délai de 5 à 1 ans (de 3 à 10 ans dans le cas d'éléments non critiques). Elle peut être amorcée le même jour que les étapes 1 et 2, dont les conclusions peuvent être tirées en quelques minutes avec une simple calculatrice. Dans tous les cas, l'étape 3A devrait être amorcée quelques semaines tout au plus après l'étape 2. Elle implique l'installation de plots métalliques pour des mesures de déformation, un premier relevé des distances entre ces plots, un carottage minimal, ainsi qu'un examen pétrographique et certains essais mécaniques sur les carottes ainsi prélevées.

2.5.1 Installation de plots métalliques et relevés

Choix des composants – Des plots métalliques devraient être installés sur les mêmes sections que celles qui sont utilisées pour les relevés de fissuration (voir étape 2), mais aussi sur des sections moins exposées. En effet, nous nous intéressons ici à l'expansion volumique du béton et non à la seule détérioration de surface, quant à elle moins développée à la surface des composants peu exposés, même si ceux-ci prennent autant d'expansion dans toute leur masse.

Moment de la pose des plots et du premier relevé – Après la pose des plots et le relevé initial, des relevés devraient être réalisés au moins trois fois par année, et ce, de préférence de mai à septembre, cela afin d'éviter de trop grandes variations du temps d'un relevé à un autre, variations qui ont pour effet de modifier le volume du béton. Afin de pouvoir idéalement effectuer trois relevés au cours de la première saison, la pose des plots et le premier relevé devraient être réalisés en mai ou en juin, afin de laisser suffisamment de temps pour que deux autres relevés puissent être effectués avant la fin du mois de septembre de la même année.

Pose et géométrie des groupes de plots et mesures – Puisque l'expansion varie selon l'orientation des contraintes, du moins dans le cas des éléments armés, il faut procéder à des relevés d'expansion selon les trois directions (c.-à-d. selon plusieurs faces), sinon selon les deux directions accessibles. Comme pour les relevés de fissuration, il ne s'agit pas toujours des directions verticales et horizontales, mais plus précisément des directions longitudinales et transversales par rapport aux composants étudiés.

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

En ce qui concerne la nature et la pose des plots, il est recommandé de pratiquer à sec, à l'aide d'une perceuse, de petits trous d'environ 15 mm de diamètre sur 30 mm de profondeur dans le béton, puis d'y fixer à l'aide d'un mortier à prise rapide sans retrait (p. ex. Sika Rapid) des boulons à tête hexagonale (pré poinçonnée au centre) en acier inoxydable d'environ 5 mm de diamètre par sur 20 mm de longueur, de manière que la tête des boulons affleure à la surface du béton.

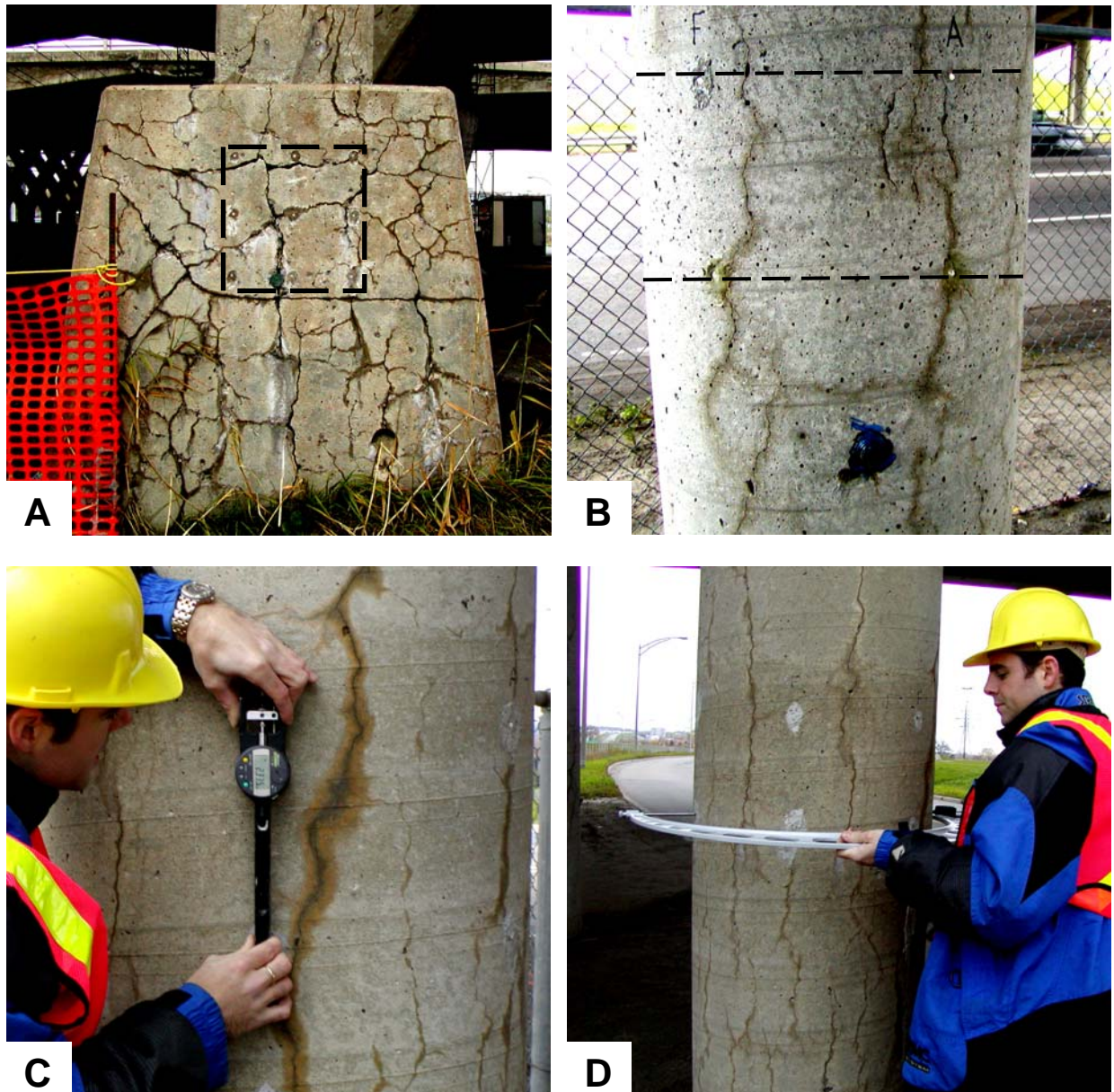


Figure 2.5 Géométrie suggérée pour les groupes de plots et les mesures d'expansion

(A) Groupe de 3 x 3 plots sur une surface plane. (B) Deux ceintures horizontales de trois plots chacun, installés à 120° l'un de l'autre autour d'une colonne cylindrique de 600 mm de diamètre, pour des mesures verticales et diamétrales; les deux ceintures sont verticalement espacées de 250 mm. (C) Comparateur linéaire utilisé pour les mesures d'expansion sur des surfaces planes ainsi que dans la direction verticale de colonnes cylindriques (cas présenté ici). (D) Comparateur en arc de marque Mitutoyo permettant des mesures diamétrales entre deux plots diamétralement opposés à la surface d'une colonne cylindrique.

Sur des surfaces planes, ce qui est généralement le cas, les plots devraient être installés à une distance de 250 mm l'un de l'autre, selon un réseau régulier orthogonal (généralement en groupes de 3 x 3 plots à chaque endroit où cela est jugé nécessaire, ce qui permet de prendre 6 mesures selon chacune des deux directions) (figure 2.5A). Les mesures sont effectuées à l'aide d'un comparateur linéaire semblable à celui qui est utilisé pour les essais de gel/dégel (figure 2.5C). Les résultats obtenus (distances entre les plots) correspondent donc à des mesures de l'expansion du béton parallèlement à la surface du composant en cause. Il faut donc s'assurer que le béton n'est pas délaminé et que la liaison béton/acier est bonne à l'endroit des mesures, sinon les résultats obtenus risquent de ne pas être représentatifs de l'expansion volumique globale subie par ce composant.

Dans le cas de composants à sections carrées, rectangulaires ou cylindriques relativement limitées (p. ex. colonnes, poutres... d'épaisseur ou de diamètre inférieur à quelque 600 mm), en plus des mesures longitudinales (de 250 mm) prises à l'aide d'un comparateur linéaire (figure 2.5C), des mesures d'épaisseur ou de diamètre peuvent être effectuées à l'aide d'un comparateur en arc de type Mitutoyo (figure 2.5D), dans la mesure où des groupes de deux plots sont installés aux endroits appropriés (p. ex. diamétralement opposés dans le cas de colonnes cylindriques, et ce, selon trois diamètres à 120° l'un de l'autre; figure 2.5B). À plus forte raison dans le cas des mesures d'épaisseur ou de diamètre, il importe de s'assurer que le béton n'est pas délaminé et que la liaison béton/acier est bonne à l'endroit où sont prises les mesures.

2.5.2 Carottage

L'étape 3A comporte le carottage d'au moins trois carottes de 100 mm de diamètre et d'au moins 300 mm de longueur (sous les armatures dans le cas des éléments armés) dans les composants montrant des signes de RAS et considérés comme les plus critiques ou les plus affectées, et ce, au moins aux endroits les plus exposés.

2.5.3 Essais et analyses sur les carottes

Les carottes prélevées serviront à un examen pétrographique détaillé (carottes intactes et fragments obtenus après les essais mécaniques), examen dont l'objectif est de déterminer avec certitude s'il y a présence ou non de RAS dans le béton inspecté, ainsi qu'à au moins deux essais SDT, dont on a déjà traité à la section 1.6.4.1 (figure 1.5) (voir annexe B). Après avoir procédé aux 5 cycles de chargement/déchargement à 10 MPa prévus dans le cadre de l'essai SDT, les mêmes carottes peuvent être menées jusqu'à la rupture, ce qui permet d'obtenir la résistance à la compression du béton. Le module élastique peut pour sa part être dérivé des résultats (courbe contrainte/déformation) correspondant au premier chargement effectué dans le cadre de l'essai SDT.

Si l'examen pétrographique indique qu'il n'y a absolument pas de RAS ou qu'elle est négligeable, il faudra chercher ailleurs les causes de la dégradation de l'ouvrage. Pour leur part, les essais SDT permettent d'estimer, plus justement que la fissuration de surface, l'expansion atteinte jusque-là. Si on le juge utile, on pourra aussi procéder dès cette étape à l'analyse du réseau d'air (% et L_{barre}) et des contenus en alcalis solubles et en chlorures. Un carottage plus important peut aussi être réalisé dans le but de procéder à d'autres essais mécaniques (p. ex. traction pure) et à des essais d'expansion résiduelle.

2.6 Programme de suivi II – Inspection annuelle avec relevés de fissuration et d'expansion au moins trois fois par année

À la suite de l'étape 3A (ou 3B, décrite ci-après), le suivi comprend une inspection visuelle annuelle et des relevés de fissuration et d'expansion au moins trois fois par année, si possible aux mêmes périodes de l'année (p. ex. entre mai et septembre), cela afin de s'affranchir le plus possible des fluctuations climatiques saisonnières, qui ont pour effet de modifier l'ouverture des fissures et le volume (expansion) du béton. Si on le juge nécessaire, on pourra prélever d'autres carottes pour des analyses physiques (réseau d'air) et chimiques (alcalis, chlorures), ainsi que pour des essais mécaniques (dont l'essai de traction pure) et d'expansion résiduelle. Chaque fois, il y a reprise des calculs de l'étape 2 (expansion atteinte, taux d'expansion en cours et délai avant 0,2 %) et réajustement du programme s'il y a lieu (c.-à-d. passage le cas échéant au suivi I ou à l'étape 3B, si elle n'a pas été réalisée) (voir figure 2.1). L'application d'un scellant à base de silane et d'un enduit de surface, après nettoyage au jet de sable, est toujours recommandée si le critère d'ouverture moyenne des fissures est dépassé et si la corrosion est encore limitée, et il faudra toujours intervenir s'il y a risque imminent pour la sécurité des biens ou des personnes.

Note 1 :

Dès que des essais SDT ont été réalisés, l'expansion atteinte est estimée à partir des résultats obtenus, et la nouvelle valeur est utilisée en remplacement de la valeur déterminée à partir de la fissuration de surface. Cette remarque s'applique à tout moment au cours de l'évaluation d'un ouvrage, et ce, quel que soit le programme de suivi en cours (I ou II).

Note 2 :

En outre, dès que les résultats des relevés d'expansion *in situ* (plots) deviennent statistiquement exploitables, le taux d'expansion en cours ainsi mesuré remplace celui qui a été déterminé à partir de la fissuration superficielle et de l'âge de l'ouvrage ou d'essais d'expansion sur carottes (voir annexe E), et le nombre d'années avant d'atteindre la plastification est alors déterminé à partir de ce taux et de l'expansion déjà atteinte. On peut alors

utiliser à cette fin les tables présentées aux figures 2.6 (éléments structuraux critiques) et 2.7 (autres éléments).

2.7 Étape 3B – Installation de plots et relevé initial; carottage (pétrographie, contenu en alcalis, essais mécaniques dont le SDT, essais d'expansion résiduelle)

Cette étape s'applique lorsqu'on prévoit qu'une expansion de 0,2 % sera atteinte dans un délai de 5 ans (de 3 ans dans le cas d'éléments non critiques), c'est-à-dire lorsque le risque de plastification des aciers d'armatures est imminent. Elle peut également être amorcée immédiatement après les étapes 1 et 2, et elle est semblable à l'étape 3A (voir section 2.6) si ce n'est qu'on doit ici analyser le béton pour son contenu en alcalis solubles et prélever un nombre suffisant de carottes pour une évaluation mécanique plus poussée (fatigue SDT, compression, module élastique et traction pure), ainsi que pour des essais d'expansion résiduelle (à 38 °C dans l'air à 100 % HR et en solution de NaOH 1N; voir annexe C). L'étape 3B nécessite donc l'installation de plots métalliques, un premier relevé d'expansion et le carottage d'au moins 2,5 m de carottes (100 mm de diamètre pour les essais mécaniques et idéalement 150 mm de diamètre pour les essais d'expansion dans l'air humide) par types de composants jugés critiques (p. ex. éléments structuraux critiques), et ce, au moins aux endroits les plus exposés (équivalent de 6 carottes de 100 x 200 mm et de 3 carottes de 150 x 300) et selon la direction de la plus faible contrainte. L'essai SDT permet d'évaluer, de manière plus fiable que la fissuration, l'expansion atteinte jusque-là, alors que des essais d'expansion sur carottes combinés au contenu en alcalis solubles du béton permettent, après environ un an, d'estimer, plus justement que la fissuration superficielle, le taux d'expansion en cours (dans l'attente de résultats statistiquement utilisables et encore plus fiables provenant des relevés d'expansion *in situ*). Les essais à réaliser sur les carottes sont les suivants :

- 1 carotte de 100 x 200 mm : examen pétrographique, alcalis solubles, ± chlorures, ± réseau d'air, etc.
- 3 carottes de 100 x 200 mm : essais SDT : expansion atteinte et mesure simultanée du module élastique (une des propriétés mécaniques les plus affectées par la RAS), puis poursuite jusqu'à la rupture (résistance à la compression).
- 2 carottes de 100 x 200 mm : essais de résistance à la traction pure, également une des propriétés mécaniques les plus affectées par la RAS.
- 3 carottes, idéalement de 150 x 300 mm : essais d'expansion à 38 °C (1 dans NaOH 1N, 2 dans l'air humide à > 95 % HR) d'une durée minimale de 1 an : taux d'expansion en cours (en tenant compte du contenu en alcalis soluble, mesuré sur une autre carotte, ainsi que des conditions de température, d'humidité et de contraintes en service; voir annexe E).

L'examen pétrographique a pour but de déterminer avec certitude s'il y a présence de RAS dans le béton inspecté. S'il n'y a absolument pas de RAS ou si elle est négligeable, il faudra chercher ailleurs les causes de la détérioration du béton. À la suite de l'étape 3B, on passe normalement au programme de suivi II, qui a déjà été expliqué.

2.8 Exemples d'application

Tous les types de composants étudiés dans le cadre du projet de recherche avec le MTQ ont servi comme exemples d'application de la méthodologie proposée. Ces exemples sont présentés à l'annexe F. Bien sûr, les différents travaux effectués dans le cadre du projet n'ont pas été réalisés dans l'ordre dans lequel ils viennent d'être présentés. Toutefois, dans un souci de simulation, nous nous sommes efforcés d'utiliser dans ces exemples les informations disponibles au fur et à mesure que la méthodologie proposée le demandait.

Éléments structuraux critiques (poutres, colonnes, dalles,...)

Nombre d'années avant d'atteindre une expansion de 0.20% et programme de suivi

Taux (%/an)	Expansion atteinte (%)																								
	0,010	0,020	0,030	0,040	0,050	0,060	0,070	0,080	0,090	0,100	0,110	0,120	0,130	0,140	0,150	0,160	0,170	0,180	0,190	0,200	0,210	0,220	0,230	0,240	0,250
0,030	6,3	6,0	5,7	5,3	5,0	4,7	4,3	4,0	3,7	3,3	3,0	2,7	2,3	2,0	1,7	1,3	1,0	0,7	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,029	6,6	6,2	5,9	5,5	5,2	4,8	4,5	4,1	3,8	3,4	3,1	2,8	2,4	2,1	1,7	1,4	1,0	0,7	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,028	6,8	6,4	6,1	5,7	5,4	5,0	4,6	4,3	3,9	3,6	3,2	2,9	2,5	2,1	1,8	1,4	1,1	0,7	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,027	7,0	6,7	6,3	5,9	5,6	5,2	4,8	4,4	4,1	3,7	3,3	3,0	2,6	2,2	1,9	1,5	1,1	0,7	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,026	7,3	6,9	6,5	6,2	5,8	5,4	5,0	4,6	4,2	3,8	3,5	3,1	2,7	2,3	1,9	1,5	1,2	0,8	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,025	7,6	7,2	6,8	6,4	6,0	5,6	5,2	4,8	4,4	4,0	3,6	3,2	2,8	2,4	2,0	1,6	1,2	0,8	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,024	7,9	7,5	7,1	6,7	6,3	5,8	5,4	5,0	4,6	4,2	3,8	3,3	2,9	2,5	2,1	1,7	1,3	0,8	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,023	8,3	7,8	7,4	7,0	6,5	6,1	5,7	5,2	4,8	4,3	3,9	3,5	3,0	2,6	2,2	1,7	1,3	0,9	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,022	8,6	8,2	7,7	7,3	6,8	6,4	5,9	5,5	5,0	4,5	4,1	3,6	3,2	2,7	2,3	1,8	1,4	0,9	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,021	9,0	8,6	8,1	7,6	7,1	6,7	6,2	5,7	5,2	4,8	4,3	3,8	3,3	2,9	2,4	1,9	1,4	1,0	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,020	9,5	9,0	8,5	8,0	7,5	7,0	6,5	6,0	5,5	5,0	4,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,019	10,0	9,5	8,9	8,4	7,9	7,4	6,8	6,3	5,8	5,3	4,7	4,2	3,7	3,2	2,6	2,1	1,6	1,1	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,018	10,6	10,0	9,4	8,9	8,3	7,8	7,2	6,7	6,1	5,6	5,0	4,4	3,9	3,3	2,8	2,2	1,7	1,1	0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,017	11,2	10,6	10,0	9,4	8,8	8,2	7,6	7,1	6,5	5,9	5,3	4,7	4,1	3,5	2,9	2,4	1,8	1,2	0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,016	11,9	11,3	10,6	10,0	9,4	8,8	8,1	7,5	6,9	6,3	5,6	5,0	4,4	3,8	3,1	2,5	1,9	1,3	0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,015	12,7	12,0	11,3	10,7	10,0	9,3	8,7	8,0	7,3	6,7	6,0	5,3	4,7	4,0	3,3	2,7	2,0	1,3	0,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,014	13,6	12,9	12,1	11,4	10,7	10,0	9,3	8,6	7,9	7,1	6,4	5,7	5,0	4,3	3,6	2,9	2,1	1,4	0,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,013	14,6	13,8	13,1	12,3	11,5	10,8	10,0	9,2	8,5	7,7	6,9	6,2	5,4	4,6	3,8	3,1	2,3	1,5	0,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,012	15,8	15,0	14,2	13,3	12,5	11,7	10,8	10,0	9,2	8,3	7,5	6,7	5,8	5,0	4,2	3,3	2,5	1,7	0,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,011	17,3	16,4	15,5	14,5	13,6	12,7	11,8	10,9	10,0	9,1	8,2	7,3	6,4	5,5	4,5	3,6	2,7	1,8	0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,010	19,0	18,0	17,0	16,0	15,0	14,0	13,0	12,0	11,0	10,0	9,0	8,0	7,0	6,0	5,0	4,0	3,0	2,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,009	21,1	20,0	18,9	17,8	16,7	15,6	14,4	13,3	12,2	11,1	10,0	8,9	7,8	6,7	5,6	4,4	3,3	2,2	1,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,008	23,8	22,5	21,3	20,0	18,8	17,5	16,3	15,0	13,8	12,5	11,3	10,0	8,8	7,5	6,3	5,0	3,8	2,5	1,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,007	27,1	25,7	24,3	22,9	21,4	20,0	18,6	17,1	15,7	14,3	12,9	11,4	10,0	8,6	7,1	5,7	4,3	2,9	1,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,006	31,7	30,0	28,3	26,7	25,0	23,3	21,7	20,0	18,3	16,7	15,0	13,3	11,7	10,0	8,3	6,7	5,0	3,3	1,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,005	38,0	36,0	34,0	32,0	30,0	28,0	26,0	24,0	22,0	20,0	18,0	16,0	14,0	12,0	10,0	8,0	6,0	4,0	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,004	47,5	45,0	42,5	40,0	37,5	35,0	32,5	30,0	27,5	25,0	22,5	20,0	17,5	15,0	12,5	10,0	7,5	5,0	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,003	63,3	60,0	56,7	53,3	50,0	46,7	43,3	40,0	36,7	33,3	30,0	26,7	23,3	20,0	16,7	13,3	10,0	6,7	3,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,002	95,0	90,0	85,0	80,0	75,0	70,0	65,0	60,0	55,0	50,0	45,0	40,0	35,0	30,0	25,0	20,0	15,0	10,0	5,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,001	190,0	180,0	170,0	160,0	150,0	140,0	130,0	120,0	110,0	100,0	90,0	80,0	70,0	60,0	50,0	40,0	30,0	20,0	10,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Suivi I (>15 ans) Inspection visuelle aux 5 ans Relevés de fissures aux 5 ans															Étape 3A/Suivi II (5-15 ans) Installation de plots Carottage (pétrographie, SDT) Inspection visuelle annuelle Relevés de fissures (≥ 3 fois/an) Relevés d'expansion (≥ 3 fois/an)					Étape 3B/Suivi II (<5 ans) Installation de plots Carottage (pétrographie, alcalis, essais mécaniques, SDT, expansion) Inspection visuelle annuelle Relevés de fissures (≥ 3 fois/an) Relevés d'expansion (≥ 3 fois/an)				

Figure 2.6 Grille d'intervention pour les éléments structuraux critiques basée sur une estimation de l'expansion atteinte (fissuration ou SDT) et le taux d'expansion mesuré.

Éléments non critiques (culées, parapets, fondations,...)

Nombre d'années avant d'atteindre une expansion de 0.20% et programme de suivi

Taux (%/an)	Expansion atteinte (%)																								
	0,010	0,020	0,030	0,040	0,050	0,060	0,070	0,080	0,090	0,100	0,110	0,120	0,130	0,140	0,150	0,160	0,170	0,180	0,190	0,200	0,210	0,220	0,230	0,240	0,250
0,030	6,3	6,0	5,7	5,3	5,0	4,7	4,3	4,0	3,7	3,3	3,0	2,7	2,3	2,0	1,7	1,3	1,0	0,7	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,029	6,6	6,2	5,9	5,5	5,2	4,8	4,5	4,1	3,8	3,4	3,1	2,8	2,4	2,1	1,7	1,4	1,0	0,7	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,028	6,8	6,4	6,1	5,7	5,4	5,0	4,6	4,3	3,9	3,6	3,2	2,9	2,5	2,1	1,8	1,4	1,1	0,7	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,027	7,0	6,7	6,3	5,9	5,6	5,2	4,8	4,4	4,1	3,7	3,3	3,0	2,6	2,2	1,9	1,5	1,1	0,7	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,026	7,3	6,9	6,5	6,2	5,8	5,4	5,0	4,6	4,2	3,8	3,5	3,1	2,7	2,3	1,9	1,5	1,2	0,8	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,025	7,6	7,2	6,8	6,4	6,0	5,6	5,2	4,8	4,4	4,0	3,6	3,2	2,8	2,4	2,0	1,6	1,2	0,8	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,024	7,9	7,5	7,1	6,7	6,3	5,8	5,4	5,0	4,6	4,2	3,8	3,3	2,9	2,5	2,1	1,7	1,3	0,8	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,023	8,3	7,8	7,4	7,0	6,5	6,1	5,7	5,2	4,8	4,3	3,9	3,5	3,0	2,6	2,2	1,7	1,3	0,9	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,022	8,6	8,2	7,7	7,3	6,8	6,4	5,9	5,5	5,0	4,5	4,1	3,6	3,2	2,7	2,3	1,8	1,4	0,9	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,021	9,0	8,6	8,1	7,6	7,1	6,7	6,2	5,7	5,2	4,8	4,3	3,8	3,3	2,9	2,4	1,9	1,4	1,0	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,020	9,5	9,0	8,5	8,0	7,5	7,0	6,5	6,0	5,5	5,0	4,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,019	10,0	9,5	8,9	8,4	7,9	7,4	6,8	6,3	5,8	5,3	4,7	4,2	3,7	3,2	2,6	2,1	1,6	1,1	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,018	10,6	10,0	9,4	8,9	8,3	7,8	7,2	6,7	6,1	5,6	5,0	4,4	3,9	3,3	2,8	2,2	1,7	1,1	0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,017	11,2	10,6	10,0	9,4	8,8	8,2	7,6	7,1	6,5	5,9	5,3	4,7	4,1	3,5	2,9	2,4	1,8	1,2	0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,016	11,9	11,3	10,6	10,0	9,4	8,8	8,1	7,5	6,9	6,3	5,6	5,0	4,4	3,8	3,1	2,5	1,9	1,3	0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,015	12,7	12,0	11,3	10,7	10,0	9,3	8,7	8,0	7,3	6,7	6,0	5,3	4,7	4,0	3,3	2,7	2,0	1,3	0,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,014	13,6	12,9	12,1	11,4	10,7	10,0	9,3	8,6	7,9	7,1	6,4	5,7	5,0	4,3	3,6	2,9	2,1	1,4	0,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,013	14,6	13,8	13,1	12,3	11,5	10,8	10,0	9,2	8,5	7,7	6,9	6,2	5,4	4,6	3,8	3,1	2,3	1,5	0,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,012	15,8	15,0	14,2	13,3	12,5	11,7	10,8	10,0	9,2	8,3	7,5	6,7	5,8	5,0	4,2	3,3	2,5	1,7	0,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,011	17,3	16,4	15,5	14,5	13,6	12,7	11,8	10,9	10,0	9,1	8,2	7,3	6,4	5,5	4,5	3,6	2,7	1,8	0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,010	19,0	18,0	17,0	16,0	15,0	14,0	13,0	12,0	11,0	10,0	9,0	8,0	7,0	6,0	5,0	4,0	3,0	2,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,009	21,1	20,0	18,9	17,8	16,7	15,6	14,4	13,3	12,2	11,1	10,0	8,9	7,8	6,7	5,6	4,4	3,3	2,2	1,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,008	23,8	22,5	21,3	20,0	18,8	17,5	16,3	15,0	13,8	12,5	11,3	10,0	8,8	7,5	6,3	5,0	3,8	2,5	1,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,007	27,1	25,7	24,3	22,9	21,4	20,0	18,6	17,1	15,7	14,3	12,9	11,4	10,0	8,6	7,1	5,7	4,3	2,9	1,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,006	31,7	30,0	28,3	26,7	25,0	23,3	21,7	20,0	18,3	16,7	15,0	13,3	11,7	10,0	8,3	6,7	5,0	3,3	1,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,005	38,0	36,0	34,0	32,0	30,0	28,0	26,0	24,0	22,0	20,0	18,0	16,0	14,0	12,0	10,0	8,0	6,0	4,0	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,004	47,5	45,0	42,5	40,0	37,5	35,0	32,5	30,0	27,5	25,0	22,5	20,0	17,5	15,0	12,5	10,0	7,5	5,0	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,003	63,3	60,0	56,7	53,3	50,0	46,7	43,3	40,0	36,7	33,3	30,0	26,7	23,3	20,0	16,7	13,3	10,0	6,7	3,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,002	95,0	90,0	85,0	80,0	75,0	70,0	65,0	60,0	55,0	50,0	45,0	40,0	35,0	30,0	25,0	20,0	15,0	10,0	5,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,001	190,0	180,0	170,0	160,0	150,0	140,0	130,0	120,0	110,0	100,0	90,0	80,0	70,0	60,0	50,0	40,0	30,0	20,0	10,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Suivi I (>10 ans) Inspection visuelle aux 5 ans Relevés de fissures aux 5 ans												Étape 3A/Suivi II (3-10 ans) Installation de plots Carottage (pétrographie, SDT) Inspection visuelle annuelle Relevés de fissures (≥ 3 fois/an) Relevés d'expansion (≥ 3 fois/an)						Étape 3B/Suivi II (<3 ans) Installation de plots Carottage (pétrographie, alcalis, essais mécaniques, SDT, expansion) Inspection visuelle annuelle Relevés de fissures (≥ 3 fois/an) Relevés d'expansion (≥ 3 fois/an)						

Figure 2.7 Grille d'intervention pour les éléments non critiques basée sur une estimation de l'expansion atteinte (fissuration ou SDT) et le taux d'expansion mesuré.

CONCLUSION

Un important projet de recherche sur la réactivité alcalis-silice (RAS) mené depuis 1999 en collaboration très étroite avec le MTQ (Bérubé *et al.* 2004a, 2004b) prend fin avec la production de cet outil d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de ce problème. Cet outil repose en grande partie sur l'évaluation détaillée de trois ouvrages de la région de Québec ainsi que sur un important volet expérimental.

Le principal critère d'intervention retenu est le nombre d'années au rythme où vont les choses avant que les aciers d'armatures risquent d'excéder leur limite d'élasticité, limite considérée comme atteinte lorsque l'expansion du béton atteint 0,2 %, dans la mesure toutefois où la liaison béton/acier demeure intègre.

Ce délai est calculé : (1) à partir de l'expansion déjà atteinte par le béton, estimée à partir de la fissuration superficielle, ou mieux, d'un essai de fatigue en compression (essai SDT) et (2) à partir du taux d'expansion en cours, estimé pour sa part à partir de la fissuration superficielle et de l'âge de l'ouvrage, ou mieux, d'essais d'expansion sur carottes couplés à un certain nombre de conditions en service (température, humidité et contraintes appliquées), ou encore bien mieux, de relevés d'expansion *in situ*.

L'importance et la fréquence des travaux d'investigation (inspection, carottage, essais, relevés *in situ* de fissuration et d'expansion, etc.) dépendent donc du nombre d'années qui s'écoulent avant qu'il y ait plastification, selon trois catégories : > 15 ans, de 5 à 15 ans et < 5 ans (> 10 ans, de 3 à 10 ans et < 3 ans dans le cas des éléments non critiques, pour lesquels il n'est pas aussi urgent d'intervenir). En d'autres mots, on interviendra plus rapidement sur un ouvrage dont les armatures sont sur le point d'être plastifiées, quel que soit son âge. Par exemple, on interviendra plus rapidement sur un jeune ouvrage encore peu affecté mais qui se dégrade à un rythme très rapide que sur un vieil ouvrage qui se dégrade très lentement même s'il a déjà atteint un niveau plus élevé d'expansion.

La stratégie d'évaluation et de gestion comprend différentes étapes d'investigation plus ou moins poussées et un suivi plus ou moins assidu par la suite, selon le cas, et elle doit être réévaluée au fur et à mesure qu'on dispose de données nouvelles.

La méthodologie proposée s'appuie en grande partie sur les résultats obtenus dans le cadre du projet de recherche. Ces résultats sont d'autant plus rassurants que l'étude a porté sur une variété de composants, de différentes géométries, massifs et non massifs, de faiblement armés à très armés, de très exposés à non exposés, et même sur des éléments précontraints. Tous les composants étudiés contenaient des granulats réactifs de composition

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE
RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

calcaire, mais il s'agit là du type de granulats réactifs de loin le plus répandu au Québec, entre La Malbaie et Aylmer, en passant par Québec, Trois-Rivières et Montréal, sans oublier le Saguenay.

Les travaux expérimentaux réalisés auront permis pour leur part d'améliorer très significativement les connaissances dans le domaine de l'évaluation des ouvrages d'art affectés de RAS et de mettre au point ou d'améliorer plusieurs procédures utiles à cet effet. Plusieurs des conclusions auxquelles ont mené ces travaux font d'ailleurs l'objet de recommandations très précises dans cet outil d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de RAS.

BIBLIOGRAPHIE

- ANONYME. 221.1R-98 - *State-of-the-Art Report on Alkali-Aggregate Reactivity*, États-Unis, ACI Committee 221, American Concrete Institute, 1998.
- ANONYME. *The Diagnosis of Alkali-Silica Reaction - Report of a Working Party*, Grande-Bretagne, British Cement Association, 1992, 36 p.
- ANONYME. *Standards CSA A23.1-94 : Concrete Materials and Methods of Concrete Construction et CSA A23.2-94 : Methods of Test for Concrete*, Toronto, Canadian Standards Association, 2000a.
- ANONYME. *A864-00 - Guide to the Evaluation and Management of Concrete Structures Affected by Alkali-Aggregate Reaction*, Toronto, Canadian Standards Association International, 108 p, 2000b.
- ANONYME. *Structural Effects of Alkali-Silica Reaction - Technical Guidance on the Appraisal of Existing Structures*, Londres, The Institution of Structural Engineers, 1992, 45 p.
- ANONYME. « Détermination de l'indice de fissuration d'un parement de béton – Méthode d'essai LCPC N°47 », Publication LCPC, 1997.
- ABE, M., S. KIKUTA, Y. MASUDA ET F. TOMOSAWA. « Experimental Study on Mechanical Behavior of Reinforced Concrete Members Affected by Alkali-Aggregate Reaction », *8th International Conference on AAR in Concrete*, Kyoto, 1989, p. 691-696.
- ALBERT, P. et S. RAPHAEL. « Alkali-Silica Reactivity in the Beauharnois Powerhouses, Beauharnois », *7th International Conference on AAR in Concrete*, Ottawa, 1987, p. 10-16.
- BALLIVY, G., K. KHAYAT, C. GRAVEL et D. HOULE. « Influence of Reinforcement Steel on the Expansion of Concrete Affected by Alkali-Aggregate Reaction », *11th International Conference on AAR in Concrete*, Ville de Québec, 2000, p. 919-928.
- BÉRARD, J. et R. ROUX. « La viabilité des bétons au Québec : le rôle des granulats », *Journal canadien de génie civil*, vol. 13, n° 1, 1986, p.12-24.
- BÉRUBÉ, M.-A. « Problématique associée à la détermination du potentiel de réactivité alcaline des granulats à béton et aux mesures de prévention de la RAG », *Séminaire Progrès dans le domaine du béton 2003*, Montréal, 2003, 17 p.

- BÉRUBÉ, M.-A. et B. FOURNIER. « Les produits de la réaction alcalis-silice dans le béton : étude de cas de la région de Québec », *Canadian Mineralogist*, vol. 24, 1986, p. 271-288.
- BÉRUBÉ, M.-A. et B. FOURNIER. « Le barrage Sartigan dans la Beauce (Québec, Canada) : un cas-type de détérioration du béton par des réactions alcalis-granulats », *Journal canadien de génie civil*, vol. 14, 1987, p.372-380.
- BÉRUBÉ, M.-A., A. CLAVEAU, B. FOURNIER et D. VÉZINA. *Inspection des structures de béton de la région de Québec construites avec des matériaux calcaires*, Études et recherches en transport, ministère des Transports du Québec, 1988, 81 p.
- BÉRUBÉ, M.-A., B. FOURNIER et J. FRENETTE. « Détérioration de fondation de pylônes d'ancrage de lignes de transport d'électricité par des réactions alcalis-granulats, performance mécanique et réparation du béton », *Journal canadien de génie civil*, vol. 16, n° 6, 1989, p.945-959.
- BÉRUBÉ, M.-A., N. DUPONT, M. PIGEON et A. STOIAN. « Expansion Test Methods for Mass Concrete Exposed to Alkali-Aggregate Reaction », *International Conference on Concrete Alkali-Aggregate Reactions in Hydroelectric Plants and Dams*, Frédéricton, Nouveau-Brunswick, 1992, 22 p.
- BÉRUBÉ, M.-A., P. MONGEAU, G. TREMBLAY et D. VÉZINA. *Évaluation du potentiel de réactivité alcaline dans le béton des sables et graviers naturels du Québec*, Études et Recherches en Transport, ministère des Transport du Québec, 1993, 108 p.
- BÉRUBÉ, M.-A., B. DURAND, D. VÉZINA et B. FOURNIER. « Alkali-Aggregate Reactivity in Québec (Canada) », *Journal canadien de génie civil*, vol. 27, n° 2, 2000, p. 226-245.
- BÉRUBÉ, M.-A., J. DUCHESNE, J-F. DORION et M. RIVEST. « Laboratory Assessment of Alkali Contribution by Aggregates to Concrete and Application to Concrete Structures Affected by ASR », *Cement and Concrete Research*, vol. 32, 2002a, p. 215-1227.
- BÉRUBÉ, M.-A., D. CHOUINARD, J. FRENETTE, M. RIVEST et D. VÉZINA. « Effectiveness of Sealers in Counteracting ASR in Highway Median Barriers Exposed to Wetting and Drying, Freezing and Thawing, and Deicing Salt », *Journal canadien de génie civil*, vol. 29, 2002b, p. 329-337.
- BÉRUBÉ, M.-A., D. CHOUINARD, J. FRENETTE, L. BOISVERT, M. PIGEON et M. RIVEST. « Effectiveness of Sealers in Counteracting ASR in Plain and Air-Entrained Laboratory Concretes Exposed to Wetting and Drying,

- Freezing and Thawing, and Salt Water », *Journal canadien de génie civil*, vol. 29, 2002c, p. 289-300.
- BÉRUBÉ, M.-A., J. FRENETTE, M. RIVEST et D. VÉZINA. « Measurement of the Alkali Content of Concrete Using Hot Water Extraction », *Cement, Concrete, and Aggregates*, vol. 24, n° 1, 2002d, p. 28-36.
- BÉRUBÉ, M.-A., J. FRENETTE, A. PEDNEAULT et M. RIVEST. « Laboratory Assessment of the Potential Rate of ASR Expansion of Field Concrete », *Cement, Concrete, and Aggregates*, vol. 24, n° 1, 2002e, p. 13-19.
- BÉRUBÉ, M.-A., J-F. DORION, J. DUCHESNE et D. VÉZINA. « Laboratory and Field Investigation of the Influence of Sodium Chloride on ASR », *Cement and Concrete Research*, vol. 33, 2003, p. 77-84.
- BÉRUBÉ, M.-A., N. SMAOUI, B. BISSONNETTE et B. FOURNIER. *Évaluation du comportement structural des infrastructures routières affectées de réactions alcalis-granulats – Phase I*, Centre de recherche sur les infrastructures en béton (CRIB) et ICON/CANMET, mars 2004, 163 p.
- BÉRUBÉ, M.-A., N. SMAOUI, B. BISSONNETTE et B. FOURNIER. *Évaluation du comportement structural des infrastructures routières affectées de réactions alcalis-granulats – Phase II – Rapport final (n° 2)*, Centre de recherche sur les infrastructures en béton (CRIB) et ICON/CANMET, mars 2004, 230 p.
- BÉRUBÉ, M.-A., N. SMAOUI, et T. CÔTÉ. « Expansion Tests on Cores from ASR-Affected Structures », *12th International Conference on AAR in Concrete*, Beijing, 2004, p. 821-832.
- BÉRUBÉ, M.-A., N. SMAOUI, B. BISSONNETTE et B. FOURNIER. « Évaluation du comportement structural des infrastructures routières affectées de réactions alcalis-granulats – Guide d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de réactivité alcalis-granulats », *11^e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*, Québec, 2004, 19 p.
- BLIGHT, G.E. et M.G. ALEXANDER. « Assessment of AAR Damage to Concrete Structures », *7th International Conference on AAR in Concrete*, Ottawa, 1987, p. 121-125.
- BLIGHT, G. E., J. R. MCIVER, W.K. SCHUTTE et R. RIMMER. « The Effects of Alkali-Aggregate Reaction in Reinforced Concrete Structures Made with Witwatersrand Quartzite Aggregate », *5th International Conference on AAR in Concrete*, Cape-Town, Afrique du Sud, 1981, texte S252/15.
- BRAGG, D. « Alkali-Aggregate Reactivity in Newfoundland, Canada », *Journal canadien de génie civil*, vol. 27, n° 2, 2000, p. 192-203.

- CAVALCANTI, A.J.C.T. et J.F.A. SILVEIRA. « Investigations on the Moxoto Powerhouse Concrete Affected by Alkali-Silica Reaction », *8th International Conference on AAR in Concrete*, Kyoto, 1989, p. 797-802.
- CHRISP, T.M., J.G.M., WOOD et P., NORRIS. « Towards Quantification of Microstructural Damage in AAR Deteriorated Concrete », *International Conference on Recent Developments on the Fracture of Concrete and Rock*, University of Wales, Grande-Bretagne, 1989.
- CLARK, A. L. « Modeling the Structural Effects of Alkali-Silica Reactions on Reinforced Concrete », *ACI Materials Journal*, vol. 88, n° 3, 1991, p. 271-277.
- CLAYTON, N. « Structural Performance of ASR Affected Concrete », *8th International Conference on AAR in Concrete*, Kyoto, 1989, p. 671-676.
- CURTIS, D.D. « Modeling of AAR Affected Structures Using the GROW3D FEA program », *2nd International Conference on AAR in Hydroelectric Plants and Dams*, Chatanooga, États-Unis, 1995, p. 457-478.
- DANAY, A., L. ADEGHE, A. HINDY. « Diagnosis of the Cause of the Progressive Concrete Deformations at Saunders Dam », *Concrete International*, septembre 1993, p. 25-33.
- DEMERCHANT, D.P., B., FOURNIER et F., STRANG. « Alkali-Aggregate Research in New Brunswick », *Journal canadien de génie civil*, vol. 27, n° 2, 2000, p. 212-225.
- DIAMOND, S. « ASR—Another Look at Mechanisms », *8th International Conference on AAR in Concrete*, Kyoto, 1989, p. 83-94.
- DOLAR-MANTUANI, L. *Handbook of Concrete Aggregate - A Petrographic and Technological Evaluation*, New-Jersey, Noyes Publications, 1983, 345 p.
- DUCHESNE, J. et M-A., BÉRUBÉ. « The Effectiveness of Supplementary Cementing Materials in Suppressing Expansion Due to ASR : Another Look at the Reaction Mechanisms - Part 2 : Pore Solution Chemistry », *Cement and Concrete Research*, vol. 24, n° 2, 1994, p. 221-230.
- DUNSTAN, E.Rjr. *Parker Dam Concrete Core Investigations*, Denver, Bureau of Reclamation Engineering and Research Center, 1983, 40 p.
- DURAND, B. « Review of Repair Methods Used at Hydro-Québec to Inhibit Alkali-Aggregates Reactions in Concrete Structures », *USCOLD 2nd International Conference on AAR in Hydroelectric Plants and Dams*, Chattanooga, États-Unis, 1995, 22 p.

- DURAND, B. « Long-Term Monitoring Results of Concrete Electrical Tower Foundations Affected by ASR and Repaired with Different Products and Repair Methods », *11th International Conference on AAR in Concrete*, Québec, 2000, p. 1049-1058.
- DURAND, B. et J. BÉRARD. « Use of Gel Composition as a Criterion for Diagnosis of Alkali-Silica Reactivity in Concrete Containing Siliceous Limestone Aggregate », *Matériaux et constructions/Materials and Structures*, vol. 20, 1987, p. 39-43.
- FOURNIER, B. et M-A. BÉRUBÉ. « Évaluation du potentiel de réactivité alcaline des granulats à béton produits dans les Basses-Terres du Saint-Laurent du Québec », *Journal canadien de génie civil*, vol. 18, 1991, p. 282-296.
- FOURNIER, B. et M-A. BÉRUBÉ. « Alkali-Aggregate Reaction in Concrete : a Review of Basic Concepts and Engineering Implications », *Journal canadien de génie civil*, vol. 27, n° 2, 2000, p. 167-191.
- FOURNIER, B., M-A. BÉRUBÉ et D. VÉZINA. « Condition Survey of Concrete Structures Built with Potentially Alkali-Reactive Limestone Aggregates from the Québec City Area (Québec, Canada) », *Katherine and Bryant Mather International Conference on Concrete Durability*, Atlanta, ACI-SP-100, 1987, p. 1343-1364.
- GILLOTT, J. E. et C-A. ROGERS. « Alkali-Aggregate Reaction and Internal Release of Alkalis », *Magazine of Concrete Research*, vol. 46, n° 167, 1994, p. 99-112.
- GOCEVSKI, V. et S. PIETRUSZCZAK. « Assessment of the Effects of Slot-Cutting in Concrete Dams Affected by Alkali-Aggregate Reaction », *11th International Conference on AAR in Concrete*, Québec, 2000, p. 1303-1312.
- GRATTAN-BELLEW, P.E. « Canadian Experience of Alkali-Expansivity in Concrete », *5th International Conference on AAR in Concrete*, Cape Town, Afrique du Sud, 1981, Texte S252/6, 13 p.
- GRATTAN-BELLEW, P.E. *Preliminary Report on Potential Alkali-Aggregate Reactivity of Aggregates from the Hébert Quarry, Sherbrooke, Québec*, Conseil national de la recherche du Canada, Ottawa, 1982, 8 p.
- GRATTAN-BELLEW, P.E. et A. DANAY. « Comparison of Laboratory and Field Evaluation of AAR in Large Dams », *1st International Conference on Concrete AAR in Hydroelectric Plants and Dams*, CEA, Fredericton, Nouveau-Brunswick, 1992, 23 p.

- HOBBS, D.W. *Alkali-Silica Reaction in Concrete*, Londres, Thomas Telford, 1988, p. 83.
- HOUDE, R. *Étude des granulats à béton réactifs aux alcalis de la région de Trois-Rivières*, Montréal, Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, 1986, 188 p.
- HOULE, J., P. LACROIX et M. MORNEAU. « Rehabilitation of Railway Bridge Piers Heavily Damaged by Alkali-Aggregate Reaction », *7th International Conference on AAR in Concrete*, Ottawa, 1987, p. 163-167.
- IMAI, H., T. YAMASAKI, H. MAEHARE et T. MIYAGAWA. « The Deterioration by Alkali-Silica Reaction of Hanshin Expressway Concrete Structures - Investigation and Repair », *7th International Conference on AAR in Concrete*, Ottawa, 1987, p. 131-135.
- INOUE, S., M. FUJII, K. KOBAYASHI et K. NAKANO. « Structural Behaviours of Reinforced Concrete Beams Affected by Alkali-Silica Reaction », *8th International Conference on AAR in Concrete*, Kyoto, 1989, p. 727-732.
- JENSEN, A.D., S. CHATTERJI, P. CHRISTENSEN et N. THAULOW. « Studies of Alkali-Silica Reaction. Part II - Effect of Air-Entraining on Expansion », *Cement and Concrete Research*, vol. 14, 1984, p. 311-314.
- JONES, A.E.K. et L.A. CLARK. « A Review of the Institution of Structural Engineers Report -Structural Effects of Alkali-Silica Reaction (1992) », *10th International Conference on AAR in Concrete*, Melbourne, Australie, 1996, p. 394-401.
- LANDRY, M. *Influence de l'air occlus, du rapport eau/ciment, de la granulométrie des granulats et de la dimension des éprouvettes testées sur la réaction alcalis-granulats dans le béton*, Québec, Mémoire de maîtrise, Université Laval, 1994, 105 p.
- LANGLEY, W.S. « Alkali-Aggregate Reactivity in Nova Scotia », *Journal canadien de génie Civil*, vol. 27, n° 2, 2000, p. 204-211.
- LARIVE, C. « Combined Contribution of Experiments and Modeling to the Understanding of Alkali-Aggregate Reaction and its Mechanical Consequences », Paris, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1998, 325 p.
- LÉGER, P., R. TINAWI et N. MOUNZER. « Numerical Simulation of Concrete Expansion in Concrète Dams Affected by Alkali-Aggregate Reaction : State-of-the-Art », *Journal canadien de génie civil*, vol. 22, n° 4, 1995, p. 692-713.

- LUDWIG, U. « Effects of Environmental Conditions on Alkali-Aggregate Reaction and Preventive Measures », *8th International Conference on AAR*, Kyoto, 1989, p. 583-596.
- MCCOY, W.J. et A.G. CALDWELL. « New Approach in Inhibiting Alkali-Aggregate Expansion », *ACI Journal*, vol. 22, n° 9, 1951, p. 693-706.
- MOORE, A.E. « Effect of Electric Current on Alkali-Silica Reaction », *4th International Conference on AAR in Concrete*, PCA Publication CE-MAT-1-78, School of Civil Engineering, Purdue University, États-Unis, 1978, p. 69-71.
- NIXON, P.J. et R. BOLLINGHAUS. « The Effect of Alkali-Aggregate Reaction on the Tensile and Compressive Strength of Concrete », *Durability of Building Materials*, vol. 2, 1985, p. 243-248.
- OBERHOLSTER, R.E. « Case Studies of the Practical and Economical Impact of Alkali-Silica Reaction in South Africa », *10th International Conference on AAR in Concrete*, Melbourne, Australie, 1996, p. 123-132.
- OZOL, M.A. « Alkali-Silica Reaction of Concrete Electrical Substation Piers Accelerated by Electrical Currents. Petrography Applied to Concrete and Concrete Aggregates », *ASTM STP 1061*, 1990, p. 106-120.
- PLEAU, R., M-A. BÉRUBÉ, M. PIGEON, B. FOURNIER et S. RAPHAEL. « Mechanical Behavior of Concrete Affected by ASR », *8th International Conference on AAR in Concrete*, Kyoto, 1989, p. 721-726.
- PRICE, G.C. « Investigation of Concrete Materials for South Saskatchewan River Dam », *ASTM-Compte rendu*, vol. 61, 1961, p. 1155-1179.
- REGOURD, M. « Altération interne des bétons – La réactivité alcalis-granulats », *Travaux*, n° 577, 1983, p. 62-67.
- RIVARD, P., B. FOURNIER et G. BALLIVY. « Quantitative Petrographic Technique for Concrete Damage Due to ASR : Experimental and Application », *Cement, Concrete and Aggregates*, vol. 22, n° 1, 2000, p. 63-72.
- ROGERS, C. A. *Alkali-Aggregate Reactions – Concrete Aggregate Esting and Problem Aggregates in Ontario – A Review*, Toronto, Report EM-31, ministère des Transports de l'Ontario, 1983, 38 p.
- ROGERS, C. A. et B. FOURNIER. « Petrography and Alkali-Aggregate Reactions », *Petrography and Alkali-Aggregate Reactivity - Course Manual*, chapitre 2, CANMET/EMR, Ottawa, 1993, p. 71-123.

- ROGERS, C.A. et R.D. HOOTON. « Leaching of Alkalies in Alkali-Aggregate Reaction Testing », *8th International Conference on AAR in Concrete*, Kyoto, 1989, p. 327-332.
- ROGERS, C.A. et R.D. HOOTON. « Reduction in Mortar and Concrete Expansion with Reactive Aggregates due to Alkali Leaching », *Cement, Concrete and Aggregates*, vol. 13, 1993, p. 42-49.
- ROGERS, C.A., P.E. GRATTAN-BELLEW, R.D. HOOTON, J. RYELL et M.D.A. THOMAS. « Alkali-Aggregate Reactions in Ontario », *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 27, n° 2, 2000, p. 246-260.
- ROTTER, H.M. *Alkali-Aggregate Reaction : From Basic Principles to Structural Behaviour - A Literature Review*, Département de génie civil, École Polytechnique de Montréal, 1995, 166 p.
- SHAYAN, A. et G. Song. « Combined Effect of Alkali-Aggregate Reaction (AAR) and Cathodic Protection Currents in Reinforced Concrete », *11th International Conference on AAR in Concrete*, Québec, 2000, p. 229-238.
- SINGHAL, A.C. et K.L. NUSS. « Cable Anchoring of Deteriorated Arch Dam », *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 5, n° 1, 1991, p. 19-37.
- SOLYMAR, Z.V. « Instrumentation and Monitoring of Concrete Expansion », *20th Annual Acres Geotechnical Seminar*, Niagara Falls, 1989, 13 p.
- STARK, D. « The Moisture Condition of Field Concrete Exhibiting Alkali-Silica Reactivity », *CANMET International Workshop on AAR in Concrete*, Halifax, 1990, 19 p.
- STARK, D. et G. Depuy. « Alkali-Silica Reaction in Five dams in Southwestern United States », *Katharine and Bryant Mather International Conference on Concrete Durability*, Atlanta, ACI SP-100, 1987, p. 1759-1786.
- STOKES, D., J. PAPPAS, M.D. THOMAS et K. FOLLIARD. « Field Cases Involving Treatment or Repair of ASR-Affected Concrete Using Lithium », *7th CANMET/ACI International Conference on Recent Advances in Concrete Technology*, Las Vegas, 2004, p. 285-301.
- SUMMELINK, C. J. « Field Survey of the Extent of Cracking and Other Details of Concrete Structures Showing Deterioration Due to Alkali-Aggregate Reaction in the South Western Cape Province », *5th International Conference on AAR in Concrete*, Cape-Town, Afrique du Sud, 1981, texte S252/19.

- SWAMY, R.N. « Alkali-Silica Reaction and Concrete Structures », *Structural Engineering Review*, vol. 2, 1990, p. 89-103.
- SWAMY, R.N. « Effects of Alkali-Aggregate Reactivity on Material Stability and Structural Integrity », *CANMET/ACI International Workshop on AAR in Concrete*, Dartmouth, Nouvelle-Écosse, 1995, p. 293-309.
- SWAMY, R.N. et N.M. AL ASALI. « Influence of Alkali-Silica Reaction on the Behaviour of Reinforced Concrete Columns », *4th International Conference on Durability of Building Materials and Components*, Singapour, vol. 2, 1987, p. 813-819.
- SWAMY, R.N. et N.M. AL ASALI. « Engineering Properties of Concrete Affected by Alkali-Silica Reaction », *ACI Materials Journal*, vol. 85, 1988, p. 367-374.
- SWAMY, R.N. et N.M. AL ASALI. « Effects of Alkali-Silica Reaction on the Structural Behaviour of Reinforced Concrete Beams », *ACI Structural Journal*, vol. 86, n° 4, 1989, p.451-459.
- SWENSON, E.G. « A Reactive Aggregate Andetected by ASTM Tests », *ASTM Bulletin*, 1957, 226 : 48-51.
- SWENSON, E.G. et J.E. GILLOTT. « Alkali-Carbonate Rock Reaction », *Highway Research Record*, vol. 45, 1964, p. 21-40.
- TANG, M.S., Z. LIU et H. SU-FEN. « Mechanism of Alkali-Carbonate Reaction », *7th International Conference on AAR in Concrete*, Ottawa, 1987, p. 275-279.
- THOMPSON, G.A., R.G. CHARLWOOD, R.R. STEELE et D. COULSON. « Rehabilitation Program - Mactaquac Generating Station, NB », *CANMET/ACI International Workshop on AAR in Concrete*, Dartmouth, Nouvelle-Écosse, 1995, p. 355-368.
- WOOD, J.G.M. et E.C ANGUS. « Montrose Bridge : Inspection, Assessment and Remedial Work to a 65 Year Old Bridge with AAR », *Structural Faults and Repair*, vol. 95, 1995, 6 p.

ANNEXE A : INSPECTION VISUELLE DES OUVRAGES

A.1 Procédure déjà utilisée par le Laboratoire des chaussées du MTQ

Inspections déjà réalisées – Dans chacune de ses directions territoriales, le MTQ procède à des inspections de routine des ouvrages d'art qui relèvent de sa compétence. Toutefois, ces inspections de routine ne tiennent pas particulièrement compte de la RAS. Cependant, de 1985 à 1995, dans le but d'évaluer l'ampleur de la RAS, le Laboratoire des chaussées du MTQ a procédé à l'inspection systématique de ces ouvrages dans un certain nombre de régions du Québec (Fournier *et al.* 1987, Vézina et Fournier 1989, Bérubé *et al.* 1990). Quelque 1 700 structures (sur un total d'environ 8 000, dont environ 4 000 relèvent maintenant des municipalités) ont alors été inspectées dans les régions suivantes : Ville-Marie, Rouyn, Hull, Laval, Iberville, Joliette, Ormstown, Sherbrooke, Québec, Saint-Charles, Chicoutimi, Cap-Santé et La Malbaie. Il faut mentionner que l'Île de Montréal, comptant à elle seule un total d'environ 3 000 ouvrages (pour les deux ordres de compétence), n'a pas été inspectée, la priorité ayant été accordée aux régions où pour des raisons d'ordre géologique le phénomène de la RAS est le plus susceptible de se manifester.

Données recueillies et fiche technique – Un exemple de la fiche technique utilisée pour les inspections « RAS » du Laboratoire de chaussées figure ci-après. Pour chaque type de composant examiné, les données recueillies pendant ces inspections étaient : (1) la nature des défauts observés (et pas uniquement ceux qui pouvaient être attribués à la RAS); (2) l'importance de ces défauts (c.-à-d. cote de sévérité et superficie atteinte); et (3) les conditions d'exposition, le tout étant au besoin appuyé de photographies et suivi du prélèvement de quelques carottes aux fins d'un examen pétrographique.

Défauts considérés comme pouvant être attribués à la RAS – Les défauts considérés dans les inspections « RAS » du Laboratoire des chaussées comme pouvant être attribués à la RAS (mais dont celle-ci n'est pas nécessairement la cause) étaient les suivants : fissuration, désagrégation, pop-outs, éclatements, exsudats, désalignement et déflexion. La plupart de ces signes ont été illustrés précédemment aux figures 1.1 à 1.3.

A.2 Discussion et recommandations

A.2.1 Prise en compte de la RAS dans les inspections de routine

Afin d'éviter des doublons relativement à l'inspection des ouvrages, il nous semble que la RAS devrait être prise en compte dans les inspections de routine effectuées dans chacune des directions territoriales du MTQ. Cela nécessiterait un peu de formation pour les inspecteurs, mais pas

nécessairement une augmentation significative du temps consacré à l'inspection de chacun des ouvrages. Il suffirait tout simplement d'utiliser une fiche d'inspection qui comprenne les principaux défauts pouvant être attribués à la RAS et sur la base desquels l'inspecteur aurait à formuler un avis sur la fiche quant à la possibilité que la RAS soit présente dans l'ouvrage inspecté ou dans certains de ses composants. S'il y a lieu d'aller plus loin, c.-à-d. si l'inspection révèle qu'il pourrait y avoir de la RAS, le Laboratoire des chaussées pourrait alors être appelé à intervenir à une étape ultérieure.

A.2.2 Composants à inspecter en priorité dans le cadre du volet « RAS »

En général, dans une inspection de routine, on doit s'intéresser à l'ensemble des composants de l'ouvrage. Il faut rappeler que les ouvrages seront habituellement inspectés dans le cadre des inspections de routine effectuées dans chacune des directions territoriales et qu'elles ne sont donc pas inspectées uniquement afin de vérifier s'il y a présence de RAS. Il faut donc recueillir le plus d'informations possible sur l'ensemble des composants des ouvrages. Toutefois, pour détecter la RAS, il faut s'intéresser particulièrement aux composants sur lesquels les signes visuels de la détérioration sont les plus importants ou sévères ou qui sont les plus critiques sur le plan structural (p. ex. colonnes, poutres et dalles).

A.2.3 Signes visuels les plus révélateurs de la présence de RAS

Défauts associés à une expansion volumique – Au Québec, il n'y a habituellement que la RAS qui puisse provoquer une expansion de toute la masse du béton constituant un ouvrage ou un composant d'un ouvrage en service. En effet, les cas de sulfatation interne sont rares et les autres phénomènes destructeurs agissent essentiellement sur le béton de surface (gel-dégel, écaillage, retrait de séchage, etc.) ou se limitent à la formation de fissures (contraintes mécaniques, etc.). On apportera donc une attention toute particulière aux signes qui pourraient être révélateurs d'une expansion volumique du béton, comme les déformations, les mouvements différentiels, la fermeture des joints et l'éclatement du béton le long des joints entre composants, etc. Ces défauts devraient être très clairement signalés sur la fiche d'inspection.

Motif de fissuration superficielle – Un motif de fissuration, souvent polygonal, à la surface d'un ouvrage en béton est le signe d'un retrait différentiel (plus important en surface) ou d'une expansion différentielle (moins importante en surface). Plusieurs phénomènes peuvent en être la cause. Toutefois, les fissures associées à la RAS ont souvent l'air d'être toujours humides et sont souvent bordées de part et d'autre d'un liseré brunâtre. En outre, du gel siliceux blanchâtre est souvent observé en relation avec les fissures de surface, parfois en faible quantité (fin dépôt linéaire au centre des fissures), parfois formant des dépôts importants (exsudats).

Comme il a été dit précédemment, la fissuration superficielle du béton affecté de RAS est habituellement plus importante sur les sections de béton les plus exposées aux intempéries, qui font que le béton en peau n'est pas constamment soumis à des conditions propices au développement de la RAS (p. ex. dilution des alcalis par la pluie ou par une immersion dans de l'eau douce, chute d'humidité par temps sec), de sorte qu'il se fissure par tension sous la poussée du béton interne plus expansif. Il est donc important de vérifier l'importance de la fissuration superficielle en fonction des conditions d'exposition. Bien sûr, une fois que le béton de surface est déjà fissuré sous l'action de la RAS, une fissuration excessive peut se développer aux endroits les plus exposés sous l'action du gel-dégel.

Dans le cas des éléments fortement armés dans une direction, la fissuration de surface a d'abord tendance à se développer parallèlement aux armatures principales (longitudinalement ou transversalement, selon le cas). Toutefois, avec le temps, des fissures perpendiculaires tendent de plus en plus à se former, le motif de fissuration devenant progressivement polygonal.

Exsudats de gel siliceux – Les exsudats de gel siliceux qu'on trouve à la surface du béton en service affecté de RAS peuvent ressembler à des efflorescences de chaux carbonatée, avec lesquelles ils sont d'ailleurs souvent mélangés. Toutefois, ces exsudats sont généralement beaucoup plus blancs que les efflorescences (faiblement jaunâtres) et présentent très souvent un éclat résineux (semi-lustré). Une simple analyse chimique permet très facilement de distinguer les deux produits (présence de silicium dans les exsudats).

A.3 Références

BÉRUBÉ, M.-A., B. FOURNIER et D. VÉZINA. « Les réactions alcalis-granulats au Québec : où en sommes-nous? », *43rd Geotechnical Canadian Conference*, Québec, 1990, p. 481-492.

FOURNIER, B., M.-A. BÉRUBÉ et D. VÉZINA. « Condition Survey of Concrete Structures Built with Potentially Alkali-Reactive Limestone Aggregates from the Québec City Area (Québec, Canada) », *Katherine and Bryant Mather International Conference on Concrete Durability*, Atlanta, ACI-SP-100, 1987, p. 1343-1364.

VÉZINA, D. et B. FOURNIER. « Évaluation de structures de béton construites avec différents granulats du Québec », *1^{er} Colloque canadien sur le ciment et le béton*, Québec, 1990, 11 p.

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

RSP Inspection Visuelle

# dossier :	# Lab.:	Année d'inspection :
Nom de route :	Obstacle :	Remarque :
Année de construction :	Réalisé par :	Type de granulat :

Forage	Composante	Fissuration					Défauts											Superficie								Conditions d'exposition							
		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
<input type="checkbox"/> Parapets	Parapets	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> Trottoirs	Trottoirs	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> Culées	Culées	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> Assises	Assises	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> Dalle	Dalle	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> Poutres	Poutres	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> Pilier	Pilier	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> Aucun Forage																																	

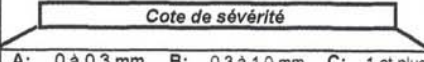
Cote		% de Superficie	Conditions D'exposition
Placer une lettre selon l'évaluation visuelle devant 5 - 6 - 7 - 8 - 11 Les autres un crochet			
1	Transversale		25 Pluie - Neige
2	Longitudinale		26 Éclaboussures
3	Diagonal		27 Mouillage - séchage
4	Verticale		28 Gel - Dégel
5	Polygonale	A: 0 à 0,3 mm B: 0,3 à 1,0 mm C: 1 et plus	29 Sels
6	Désagrégation	A: Léger B: Moyen C: Important	30 Attaque chimique
7	Pop-outs	A: à peine notable B: Notable C: Éclatement	31 Érosion
8	Éclatement	A: à peine notable B: Notable C: Sévère	32 Eaux de Drainage
9	Trace de Rouille		33 Ensoleillement
10	Armature visible		34 Aucune
11	Exsudation	A: Léger B: Modéré C: Important	
12	Désalignement		
13	Déflexion		
14	Délamination		
15	Érosion		
16	Autre		
17	Présence		
		Légende	
		L 0 à 25 %	
		M 25 - 50 %	
		N 51 - 81 %	
		S 81 - 100 %	

Figure A.1 Inspection visuelle

ANNEXE B : ESSAI DE FATIGUE SDT

B.1 Préparation des éprouvettes

L'essai de fatigue SDT est un essai qui consiste à mesurer la déformation d'éprouvettes cylindriques de béton (cylindres ou carottes) soumises à un chargement cyclique en compression. Les éprouvettes sont donc préparées comme pour des essais en compression, c.-à-d. sciées et « surfacées » de manière à obtenir deux faces parallèles et perpendiculaires à l'axe des éprouvettes. Pour l'instant, l'essai n'a été étudié qu'avec des éprouvettes de 100 mm de diamètre.

B.2 Procédure expérimentale

Jauges de déformation et installation sur l'éprouvette – Deux (diamétralement opposées) ou trois (distribuées à 120° autour de l'éprouvette) jauges de déformation longitudinales sont installées sur l'éprouvette à tester. Il s'agit de jauges munies de deux lames dont la distance est d'environ 50 mm. C'est cette distance qui est mesurée au cours de l'essai afin d'obtenir la déformation. Les jauges doivent permettre une précision au micron près, vu la petitesse des déformations mesurées au cours de l'essai. À l'aide d'une lime à métal, de petites encoches d'environ 1 mm de profondeur sont pratiquées à la surface des éprouvettes pour y retenir les deux lames de chacune des jauges de déformation. Ces encoches sont pratiquées de manière que la zone mesurée de 50 mm soit centrée à peu près à mi-longueur de l'éprouvette (il faut surtout éviter les effets de bordure). Au cours de l'essai, les jauges de déformation sont fixées à l'éprouvette à l'aide de bandes élastiques.

Nombre d'éprouvettes testées par essai – Pour des raisons de précision statistique, il est recommandé de tester au moins 3 éprouvettes de 100 mm \varnothing de chaque béton à l'étude (Bérubé *et al.* 2004 : chapitres 4 et 5).

Essai de chargement cyclique – La contrainte maximale appliquée lors de l'essai est de 10 MPa. La montée en charge jusqu'à 10 MPa se fait à raison de 0,1 N/mm²/s et le déchargement se fait au même rythme. L'essai comprend 5 cycles complets de chargement et de déchargement. Les déformations lues par les jauges sont enregistrées par le système d'acquisition associé à la presse programmable (des programmes sont habituellement fournis à cette fin par le fournisseur de la presse) à chaque augmentation (increment) de 0.5 N/mm².

B.3 Traitement des données

Graphique contrainte en fonction de la déformation – Les données enregistrées peuvent être traitées dans un fichier de type Excel ou équivalent (p. ex. Maple). Le graphique contrainte en fonction de la déformation est tracé pour l'ensemble des 5 cycles (figure B.1).

Module élastique – Le module élastique peut être déterminé à partir des résultats du premier cycle de chargement; il correspond à la pente de la droite de régression correspondante (figure B.1).

Déformation résiduelle cumulée au cours des 5 cycles – Cette déformation est lue directement sur le graphique, en $\mu\text{m/m}$. Il s'agit en fait de la déformation maximale mesurée après que les 5 cycles sont complétés (figure B.1).

Énergie dissipée pendant le premier cycle de chargement-déchargement – Cette énergie, en joule/m^3 , correspond à l'aire limitée par les deux courbes de chargement et de déchargement pendant le premier cycle, c.-à-d. à l'aire du premier hystérèse. Elle est obtenue en 3 étapes : (1) calcul de l'aire sous la courbe de chargement établie après avoir obtenu pour cette courbe une relation polynomiale du 3^e degré (figure B.1); (2) même calcul pour la courbe de déchargement (figure B.1); et (3) énergie dissipée = aire sous la courbe de chargement – aire sous la courbe de déchargement. Normalement, les relations obtenues pour la montée et la descente en charge présentent un coefficient de corrélation supérieur à 0,999 (figure B.1).

B.4 Estimation de l'expansion déjà atteinte

La déformation déjà atteinte par le béton affecté de RAS est ensuite estimée à partir de relations empiriques établies en laboratoire pour des bétons fabriqués avec divers types de granulats réactifs (Bérubé *et al.* 2004 : chapitre 4). Ces relations dépendent du type de granulats testés, mais fournissent presque toujours pour chacun des granulats des coefficients de corrélation de l'ordre de 0,95 ou plus, surtout dans le cas de l'énergie dissipée. Dans le cas des cylindres de béton de 100 mm de diamètre fabriqués avec un calcaire réactif de la région de Québec, très représentatif de l'ensemble des calcaires réactifs du Québec, les relations suivantes ont été obtenues et sont utilisées pour le calcul de l'expansion atteinte :

Énergie dissipée au cours du 1^{er} cycle = $0,00003614 + 0,005871 \times \text{expansion}$ ($R^2 = 0,983$)

Déformation résiduelle après 5 cycles = $9,5675 + 623,06 \times \text{expansion}$ ($R^2 = 0,975$)

Il est important de noter que ces relations ne s'appliquent qu'à des éprouvettes de 100 mm de diamètre.

B.5 Référence

BÉRUBÉ, M.A., N., SMAOUI, B., BISSONNETTE et B., FOURNIER.
Évaluation du comportement structural des infrastructures routières affectées de réactions alcalis-granulats – Phase II – Rapport final (n° 2), Centre de recherche sur les infrastructures en béton (CRIB) et ICON/CANMET, mars 2004, 230 p.

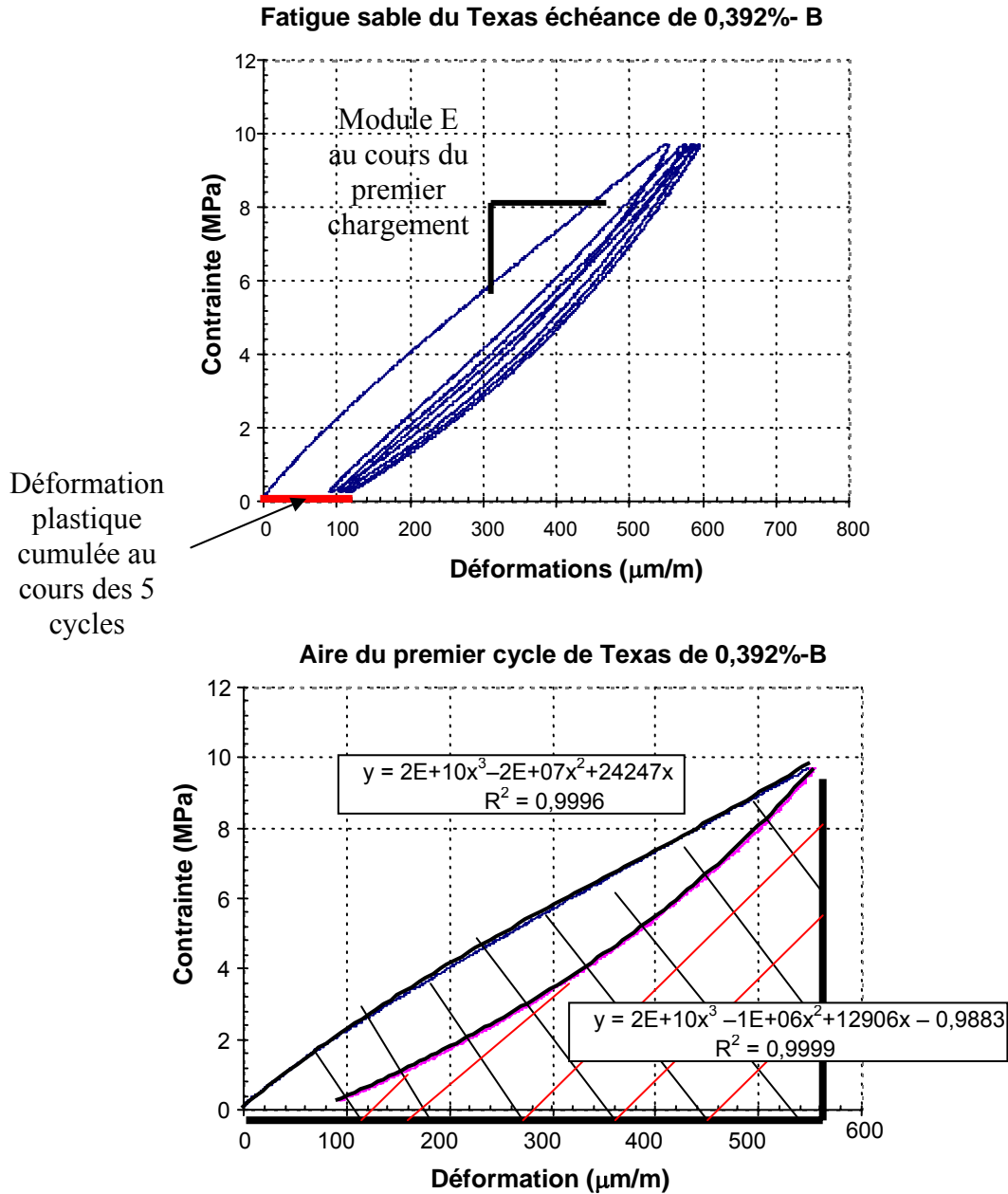


Figure B.1 Exemple des résultats d'un essai SDT réalisé sur un cylindre de béton fabriqué avec un sable hyperréactif du Texas et accusant une expansion de 0,392 %

Le module élastique correspond à la pente de la montée en charge au cours du premier cycle de chargement-déchargement, alors que la déformation résiduelle cumulée, en $\mu\text{m/m}$ correspond à la déformation enregistrée au terme du dernier cycle.

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE
RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

L'énergie dissipée pendant le premier cycle de chargement-déchargement (aire du premier hystérèse), en joule/m^3 , est obtenue en soustrayant l'aire (hachurée en rouge) de la courbe du premier déchargement de l'aire (hachurée en noir) sous la courbe du premier chargement, après avoir obtenu pour ces courbes des relations polynomiales de 3^e degré.

ANNEXE C : ESSAIS D'EXPANSION SUR CAROTTES DE BÉTON

C.1 Généralités

C.1.1 Intérêt et limites des essais d'expansion sur carottes

Le potentiel résiduel de l'expansion associée à la RAS est une information importante au moment de planifier le programme de gestion d'un ouvrage affecté de ce mal et de choisir les mesures de réparation les plus appropriées. Le monitoring des déformations en cours demeure la seule méthode fiable pour estimer ce potentiel. Le taux de déformation en cours est mesuré périodiquement ou en continu, et peut alors être extrapolé aux années ultérieures. En fait, les relevés *in situ* mènent souvent à des résultats plus optimistes que des essais d'expansion sur des carottes prélevées dans les ouvrages, celles-ci n'étant pas testées dans les mêmes conditions que le béton en nature, particulièrement en ce qui concerne les conditions d'exposition (température, humidité, mouillage-séchage, gel-dégel, etc.) et les contraintes en jeu (nulles dans le cas des essais sur carottes).

Cependant, le monitoring *in situ* est généralement coûteux et requiert normalement le cumul de plusieurs années de mesures avant de pouvoir clairement différencier les déformations permanentes et cumulatives associées à la RAS de celles, cycliques et réversibles, causées par les variations mécaniques (chargement, trafic, etc.), thermiques et climatiques (diurnes et saisonnières). Pour leur part, des essais d'expansion sur carottes peuvent généralement fournir des résultats probants en un an, tout en étant habituellement moins coûteux que le monitoring. C'est ce qui explique qu'ils soient couramment utilisés dans la diagnose de la RAS, et particulièrement dans l'évaluation du potentiel résiduel d'expansion du béton en service affecté de ce problème (prognose).

C.1.2 Essais proposés dans la littérature et recommandations

Dans la littérature, les conditions utilisées pour les essais d'expansion sur carottes prélevées dans des ouvrages affectés de RAS varient passablement d'une étude à une autre (Bérubé *et al.* 1993). Dans la plupart des cas, toutefois, des carottes sont testées dans l'air humide à 38 °C et > 95 % HR. Certains chercheurs ont aussi réalisé des essais dans l'air humide à différentes températures, puis interpolé les résultats obtenus par rapport à la température habituelle en service. Dans plusieurs études, des carottes sont immergées dans des solutions alcalines de KOH ou NaOH 1M et la température varie également d'une étude à une autre. Parfois, des carottes jumelles ou des demi-carottes jumelles fendues longitudinalement sont aussi immergées dans de l'eau pure.

À la lumière des résultats des essais effectués au cours des 15 dernières années sur des carottes prélevées dans un grand nombre de barrages appartenant à Hydro-Québec (Bérubé *et al.* 1994, 1996) ainsi que dans le cadre du projet de recherche mené avec le MTQ (Bérubé *et al.* 2004a, 2004b), les deux seuls essais recommandés sont les suivants : (1) essai dans l'air humide à 38 °C et > 95 % HR et (2) essai en solution alcaline de NaOH 1M à 38 °C. Le premier essai est considéré comme le plus fiable pour évaluer le potentiel résiduel d'expansion du béton affecté de RAS (Bérubé *et al.* 2002a, 2004c). Le béton est en effet testé avec son propre contenu en alcali et les conditions dans lesquelles se déroule l'essai sont identiques à celles qui sont utilisées pour l'essai normalisé du prisme de béton CSA A23.2-14A. Le second essai en solution alcaline est principalement utile pour déterminer le potentiel résiduel absolu des granulats présents dans le béton inspecté (Bérubé *et al.* 2002a, 2004c). Pour différentes raisons, les essais dans l'eau pure ou les essais à 80 °C en solution de NaOH 1M ne sont pas recommandés (Bérubé *et al.* 2002a, 2004c).

C.2 Échantillonnage, conservation et préparation des carottes

C.2.1 Carottage des ouvrages

C.2.1.1 Diamètre des carottes

Le diamètre des carottes testées doit être d'au moins 3 fois la taille maximale des granulats présents dans le béton et leur longueur de 2 à 4 fois leur diamètre. Lorsque les granulats sont inférieurs à 35 mm, un diamètre de 100 mm s'avère le plus pratique. Cependant, comme on le mentionne ci-après, un diamètre de 150 mm est toujours recommandé pour les carottes soumises à des essais d'expansion dans l'air humide, ce qui a pour effet de réduire le lessivage des alcalis des spécimens en cours d'essai et de ralentir la plafonnement conséquent des expansions mesurées.

C.2.1.2 Effets de surface et profondeur du carottage

Le béton situé près de la surface exposée de l'ouvrage à l'étude est généralement plus fissuré que le béton plus profond et peut avoir subi du lessivage de ses alcalis (pluie, immersion dans l'eau douce, circulation d'eau douce, etc.) ou, au contraire, une concentration de ceux-ci (par évaporation). Ce béton peut donc ne pas être représentatif de l'ensemble du béton du composant en cause. En particulier, des cycles de mouillage-séchage et de gel-dégel peuvent avoir grandement contribué au développement de vides et de fissures dans le béton de surface. Si de la RAS secondaire a lieu au cours des essais d'expansion, les nouveaux produits de cette réaction peuvent avoir suffisamment d'espace pour se loger et gonfler librement sans provoquer d'expansion additionnelle. Il est donc important que les carottes testées ne soient pas prélevées trop près de la surface exposée du béton et qu'elles soient en fait représentatives du béton de l'ensemble du composant

échantillonné. À tout le moins, on devrait éviter les 10 premiers centimètres du béton.

C.2.1.3 Nombre, localisation et orientation des carottes

D'importantes variations dans la formulation du béton, les conditions d'exposition (humidité, température, etc.), les contraintes appliquées et la détérioration interne (expansion et microfissuration) peuvent exister à l'intérieur d'un même ouvrage ou d'un même composant, d'où des variations dans les résultats des essais. Il est donc important de prélever des carottes dans différents composants de l'ouvrage à l'étude de manière à tenir compte de telles variations.

Comme on le signale dans un rapport soumis au MTQ (Bérubé *et al.* 2004c : chapitres 6 et 7), plusieurs études ont indiqué que l'expansion due à la RAS est grandement réduite dans la direction des contraintes principales (armatures, précontrainte, chargement, etc.), au détriment des autres directions de plus faible contrainte. De plus, ainsi qu'on le mentionne dans le même rapport (Bérubé *et al.* 2004c : chapitre 1), plusieurs études ont aussi révélé que, à contraintes égales, l'expansion associée à la RAS est plus importante dans la direction perpendiculaire au plan de coulée, lequel phénomène est amplifié par la présence de granulats réactifs plats et allongés ainsi que lorsque le béton est consolidé par vibration (comparativement au pilonnage, par exemple). Conséquemment, il est important de bien noter l'orientation des carottes au moment de leur prélèvement dans les ouvrages et, pendant les essais, de suivre leur déformation selon les trois directions : la direction longitudinale et deux directions diamétrales à angle droit, en faisant en sorte que l'une de ces directions soit perpendiculaire au plan de coulée.

C.2.2 Conservation des carottes avant les essais

C.2.2.1 Ajustements initiaux

Après leur carottage, le volume des carottes peut varier de manière à atteindre l'équilibre par rapport aux nouvelles conditions auxquelles le béton est maintenant exposé. Ces variations à court terme peuvent être associées à différents phénomènes :

- Expansion thermique ou contraction, selon que la température en service était plus faible ou plus élevée.
- Expansion due au relâchement des contraintes associées aux armatures, à la précontrainte ou au chargement en service (il se peut qu'un tel relâchement dans une direction soit compensé par une contraction dans les autres directions moins contraintes).

- Expansion due à l'absorption d'humidité ou contraction due au retrait de séchage (particulièrement si les échantillons ne sont pas scellés après le carottage) selon que les conditions d'humidité étaient plus faibles ou plus élevées en nature.
- Expansion due à l'absorption additionnelle d'eau par le gel de RAS déjà présent dans les carottes, si les nouvelles conditions d'humidité sont plus élevées qu'en nature mais aussi parce qu'aucune contrainte ne s'oppose alors au gonflement de ces gels.

C.2.2.2 Conditions de conservation

Afin de réduire les effets associés au séchage (retrait et microfissuration) et à l'expansion associée à la remise à l'humidité au début des essais d'expansion, les carottes devraient être scellées immédiatement après leur prélèvement, en les emballant soigneusement dans une pellicule de plastique résistante et en les plaçant dans des sacs de polyéthylène. Cela prévient en même temps la carbonatation.

Il est recommandé d'attendre au moins une semaine après le prélèvement des carottes avant de les soumettre aux essais d'expansion, cela de manière qu'elles aient le temps d'atteindre un certain équilibre mécanique (relâchement des contraintes). Les déformations produites au cours de la période de conservation pourraient aussi être mesurées en installant des jauges de référence sur les carottes peu après leur prélèvement.

C.2.3 Préparation des carottes pour les essais

C.2.3.1 Taille des carottes

À l'aide d'une scie diamantée, les carottes sont sciées perpendiculairement à leur axe de façon à ce que leur longueur soit de 2 à 4 fois leur diamètre. Le tableau C.1 est présenté à titre de référence. Cette étape n'est pas absolument nécessaire dans le cas où seules des mesures latérales et diamétrales sont prises, mais elle facilite la manutention des spécimens pendant leur mesure et leur conservation entre les mesures (stabilité).

Tableau C.1 Longueur suggérée des carottes testées en fonction de leur diamètre

Diamètre des carottes (mm)	Longueur recommandée (mm)	Longueur minimale (mm)
≈ 50	≈ 150	≈ 100
75	≈ 250	≈ 150
100	≈ 300	≈ 200
150	≈ 300	≈ 300

C.2.3.2 Installation des plots de référence

Des boulons hexagonaux en acier inoxydable de 13 mm de longueur sur 3 mm de diamètre, dont la tête est prépointonnée en son centre, sont communément utilisés comme plots de référence. Ils sont fixés juste sous la surface des carottes dans de petits trous percés à sec, d'environ 8 mm de diamètre sur 25 mm de profondeur, et cimentés avec un mortier sans retrait de séchage. Pour les raisons mentionnées précédemment (influence des directions des contraintes principales et du plan de coulée), les plots de référence devraient être installés de façon à pouvoir mesurer les expansions (longitudinale et diamétrales) selon les trois directions, en faisant en sorte que l'une de ces directions soit perpendiculaire au plan de coulée.

- Les mesures axiales (longitudinales) sont plus recommandées que les mesures latérales (longitudinales) en raison d'une plus faible variabilité expérimentale (Bérubé *et al.* 1994, 2004b : chapitre 1). Un plot de mesure est fixé au centre de chacune des deux extrémités de la carotte et les mesures sont effectuées à l'aide d'un comparateur de longueur en forme d'arc (figure C.1A). Les mesures axiales peuvent aussi être réalisées en utilisant le même comparateur de longueur que pour l'essai du prisme de béton CSA A23.2-14A, pourvu que des jauges appropriées soient fixées aux deux extrémités des carottes.
- Des mesures latérales (longitudinales) peuvent également être effectuées, en utilisant un comparateur linéaire ordinaire, comme celui qui est utilisé pour les essais de gel-dégel (figure C.1C). Cependant, elles sont moins recommandées que les mesures axiales. D'importantes différences sont en effet obtenues entre les diverses mesures latérales réalisées sur une même carotte. Si on choisit tout de même d'utiliser ces mesures, au moins deux séries diamétralement opposées de deux plots de mesure doivent être fixées sur la face latérale des carottes. L'espacement entre les plots peut varier de 50 à 250 selon la longueur des carottes testées. Le tableau C.2 est présenté à titre de référence pour la disposition des plots de mesure. Mentionnons que la BCA (1992) recommande plutôt l'utilisation de trois séries de 3 plots, également distribuées autour des carottes (c.-à-d. à 120° l'une de l'autre), et une distance de 50 mm entre les plots (6 mesures latérales par carotte). Les plots utilisés pour les mesures

latérales devraient toujours être installés à une distance d'au moins 20 mm des extrémités des carottes (50 mm de l'extrémité correspondant à la face exposée en nature).

- Les mesures diamétrales sont réalisées en installant deux plots de mesure diamétralement opposés à mi-longueur des carottes. Des mesures peuvent aussi être réalisées près des deux extrémités des carottes (à une distance > 20 mm) (Bérubé *et al.* 2004b : chapitre 1). Ces mesures sont effectuées en utilisant le même type de comparateur (en arc) que celui qui est utilisé pour les mesures axiales (figure C.1B).

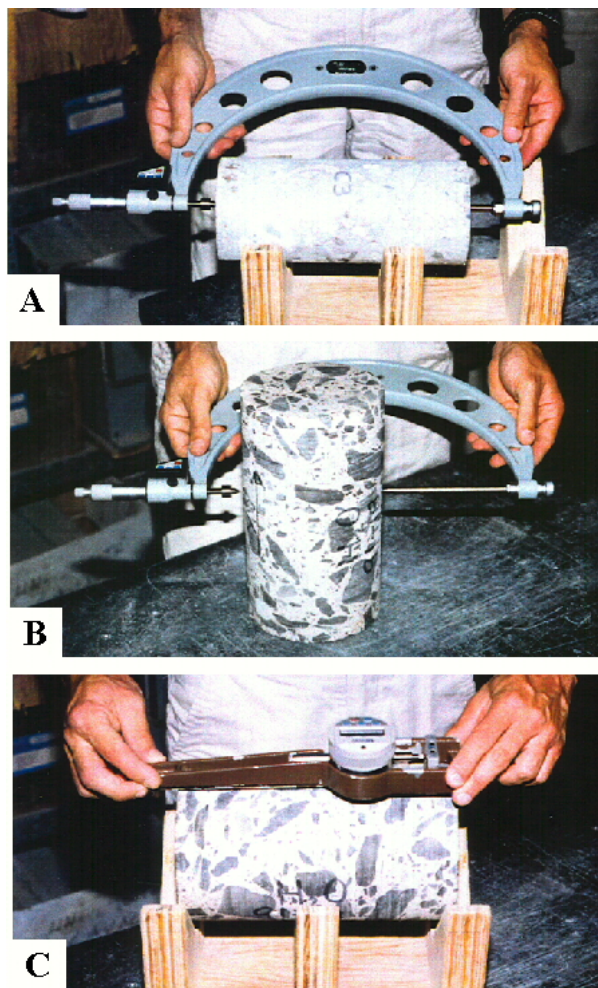


Figure C.1 Mesures d'expansion

A) Mesure axiale à l'aide d'un comparateur en arc de type Mitutoyo. B) Mesure diamétrale à l'aide du même type d'équipement. C) Mesure latérale à l'aide d'un comparateur linéaire ordinaire utilisé pour les essais de gel-dégel.

Tableau C.2 Distances entre les plots de références suggérées pour les mesures latérales

Longueur des carottes (mm)	Distance entre les plots (mm)	Distance entre les plots et l'extrémité des carottes (mm)
90 – 140	50	20 – 45
140 – 190	100	20 – 45
190 – 240	150	20 – 45
240 – 290	200	20 – 45
≥ 290	250	≥ 20

C.3 Ajustements thermique et hygrométrique en début d'essai (période de préconditionnement)

Au tout début des essais d'expansion sur carottes, une phase préliminaire d'expansion est observée, qui est due à un certain nombre de phénomènes qui ne sont pas associés à de la RAS secondaire :

- Expansion thermique, la température de l'essai (38 °C) étant normalement supérieure à la température de conservation des carottes avant les essais.
- Relâchement de contraintes, lorsque les carottes sont testées trop rapidement après leur prélèvement.
- Absorption d'humidité, si les conditions d'humidité étaient plus faibles en service, ou si les spécimens ont séché depuis leur prélèvement.
- Absorption d'eau par les gels siliceux déjà présents dans le béton des carottes, en raison de conditions d'humidité plus élevées qu'en service (carottes scellées), de l'absence de toute contrainte par rapport aux conditions en service ou du séchage des carottes depuis leur prélèvement (retrait du gel préexistant). Dans certains cas, l'expansion associée au gain d'humidité au début de l'essai peut atteindre 0,1 % ou plus (p. ex. environ 0,06 % sur la figure C.2B), alors que l'expansion subséquente associée à la RAS peut s'avérer négligeable.

La meilleure façon de tenir correctement compte de ces variations à court terme est de préconditionner les carottes dans les mêmes conditions que les essais d'expansion jusqu'à ce qu'un relatif équilibre de masse (et d'expansion) soit atteint. Les compteurs temps et expansion sont alors « remis à zéro » (voir figure C.2). Le laps de temps nécessaire pour atteindre un tel équilibre est indiqué par la présence de points d'inflexion sur les courbes correspondantes de masse et d'expansion. Ces points d'inflexion sont parfois difficiles à localiser précisément, particulièrement sur la courbe d'expansion, mais il vaut mieux remettre le tout à zéro plus tard que trop tôt. En effet, il importe surtout de s'assurer que tous les ajustements initiaux sont terminés, sinon l'expansion due à la RAS secondaire sera surestimée. D'autre part, le fait de dépasser le point d'équilibre ne fait que retarder la conclusion des essais.

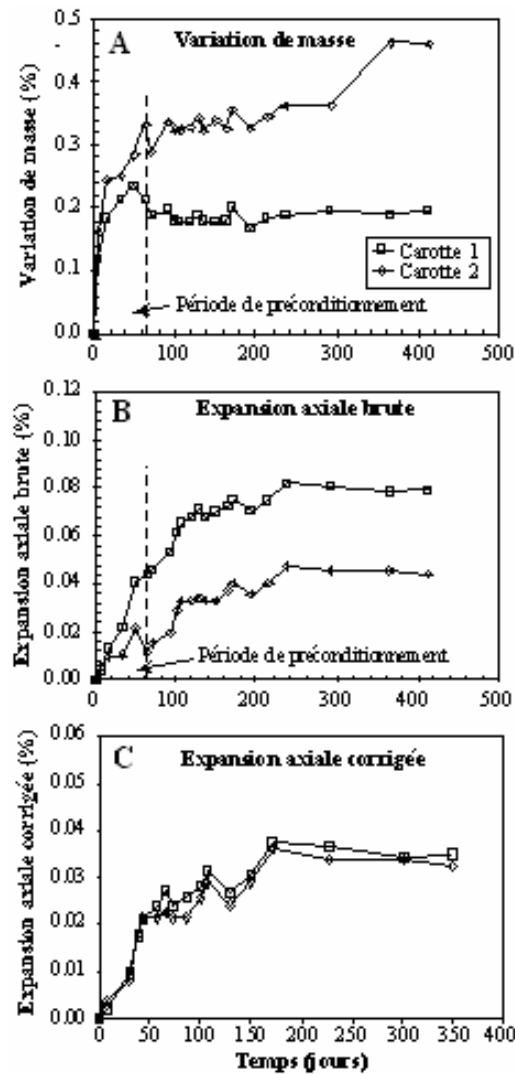


Figure C.2 Résultats d'essais d'expansion dans l'air humide à 38 °C et > 95 % HR dans le cas de carottes prélevées dans la culée d'un pont de la région de Québec

A) Variations de masse. B) Expansion axiale mesurée. C) Expansion axiale corrigée (remise à zéro après une période de préconditionnement de 60 jours).

C.4 Mesures périodiques (expansion, masse et température)

De manière à pouvoir déterminer plus facilement la fin de la période des ajustements à court terme dont il vient d'être question, qui ne sont pas associés à de la RAS secondaire, la masse des carottes doit être mesurée en même temps que leurs déformations. De plus, la température de la solution d'immersion (essai en solution de NaOH 1M) ou de la chambre de conservation (essai dans l'air humide) au moment des mesures doit aussi être enregistrée, afin de normaliser toutes les déformations par rapport à la température nominale de l'essai, de 38 °C dans le cas dont il est question. Le facteur de correction utilisé est de $\pm 0,001 \text{ } \%/^{\circ}\text{C}$ (approximation raisonnable du coefficient d'expansion thermique des bétons usuels). La correction de température est particulièrement critique dans le cas des carottes testées dans l'air humide, en raison des faibles expansions souvent mesurées (Bérubé *et al.* 1994).

C.5 Essai d'expansion dans l'air humide à 38 °C et > 95 % HR

C.5.1 Procédure expérimentale

La masse et la taille (longueur, diamètre) des carottes sont d'abord mesurées.

- Les carottes sont alors placées verticalement au-dessus de l'eau (> 95 % HR) dans des contenants scellés (p. ex. seaux de type IPL dont la paroi intérieure et le couvercle sont recouverts de ratine de coton), lesquels sont placés dans une chambre à température contrôlée à 38 °C. Ces conditions sont celles de l'essai du prisme de béton CSA A23.2-14A.
- Des mesures de déformation et de masse sont prises après une journée à 38 °C et > 95 % HR, l'équilibre thermique étant alors atteint. Des mesures périodiques d'expansion, de masse et de température sont ensuite prises après 1, 2, 3, 4, 6, 8, 10, 12, 16, 20, 24, 30, 36, 44 et 52 semaines, puis une fois tous les 2 mois, si nécessaire.
- Les résultats obtenus au début de l'essai sont analysés afin de déterminer à quel moment les carottes ont atteint un relatif équilibre de masse et d'expansion (équilibre hygrométrique, ce qui peut inclure une expansion additionnelle du gel de RAS préexistant). La période de préconditionnement peut prendre de quelques jours à quelques mois, le tout dépendant principalement si les carottes ont séché ou non avant les essais. Les compteurs temps et expansion sont alors remis à zéro (figure C.2).
- Les mesures sont effectuées pendant un an au moins après la période de préconditionnement, et plus tard si l'expansion (corrigée) est encore inférieure à 0,03 %.

- Les carottes sont toujours mesurées à chaud. Dès qu'un contenant de conservation est sorti de la chambre chaude et qu'une carotte en est retirée, les déformations (longitudinale et diamétrales) de cette carotte sont mesurées, puis sa masse. Cela ne devrait pas prendre plus d'une minute. En raison des taux d'expansion généralement faibles, il est fortement recommandé de corriger les mesures de déformation par rapport à la température de la chambre chaude au moment des mesures, comme décrit précédemment.
- Le résultat final correspond au taux annuel moyen d'expansion pendant l'essai (excluant la période de préconditionnement). Une méthode de régression linéaire est recommandée pour déterminer ce taux de manière plus fiable.

C.5.2 Limites d'expansion

Comme le contenu en alcalis des bétons en service est normalement plus faible que celui des bétons de laboratoire testés dans le cadre de l'essai du prisme de béton CSA A23.2-14A, des expansions relativement faibles sont généralement obtenues. Toutefois, même une expansion de 0,003 %/année, soit la limite inférieure considérée dans la méthodologie proposée par Bérubé *et al.* (2002a) et décrite à l'annexe E, peut être d'une grande importance dans le cas des ouvrages échantillonnés. Il est d'ailleurs fréquent d'observer des taux d'expansion annuels de l'ordre de 0,002 à 0,005 % dans le cas d'ouvrages en service affectés de RAS (CSA 2000). Par exemple, dans l'étude de Bérubé *et al.* (2002b) portant sur la performance des scellants face à la RAS en cours dans des barrières médianes situées à Sainte-Foy, un taux d'expansion de l'ordre de 0,005 % a été enregistré dans le cas des sections témoins non scellées. D'autre part, de faibles expansions, de l'ordre de 0,005 % ou moins, ne sont généralement pas statistiquement significatives malgré une précision de lecture de l'ordre de $\pm 0,0005$ %. C'est d'ailleurs dans le but d'améliorer la précision statistique des résultats que les essais sont souvent poursuivis sur plus d'une année, que les mesures sont plus fréquentes que pour l'essai du prisme de béton CSA A23.2-14A et qu'une analyse par régression linéaire est recommandée pour déterminer le taux annuel d'expansion.

C.5.3 Interprétation des résultats

Les expansions mesurées au cours des essais peuvent être trop faibles si le béton des carottes testées est anormalement fissuré ou poreux par rapport à l'ensemble du béton du composant en service à l'étude. Dans un tel cas, une partie ou la totalité du gel de RAS produit pendant l'essai peut avoir gonflé librement dans les vides existants sans provoquer d'expansion additionnelle. L'interprétation des résultats de l'essai n'est donc pas toujours aisée. Le tableau C.3 peut être utile à cet égard. On peut constater que l'examen pétrographique du béton des carottes avant les essais (fissuration, produits de

RAS préexistants, etc.), la mesure du contenu en alcalis solubles du béton, la vérification après les essais de la présence de produits de réaction secondaires et les résultats d'expansion obtenus pour des carottes jumelles immergées en solution de NaOH 1M à 38 °C (section C.6) peuvent grandement aider dans l'interprétation des résultats d'essais dans l'air humide à 38 °C.

D'autre part, une expansion significative observée au cours de ces essais ne signifie pas pour autant que le béton en cause sera nécessairement expansif en service; en effet, les conditions d'humidité peuvent ne pas être suffisamment élevées dans le béton en service ou celui-ci peut être soumis à des contraintes de compression qui l'empêchent de gonfler.

C.5.4 Lessivage des alcalis et influence du diamètre des carottes

Il est déjà bien connu que les prismes de béton fabriqués et testés dans le cadre de l'essai CSA A23.2-14A, de 75 x 75 x 300 mm, subissent un lessivage important de leur alcalis pendant l'essai (à 38 °C et > 95 % RH) (Rogers et Hooton 1993). Dans une étude réalisée à l'Université Laval (Bérubé *et al.* 1994, Landry 1994), des prismes de 56 x 56 x 300 mm et de 75 x 75 x 300 mm, ainsi que des cylindres de 150 x 300 mm et de 255 x 300 mm, ont été testés dans les mêmes conditions. L'expansion obtenue à court terme fut d'autant plus élevée que les spécimens étaient petits, ce qui fut expliqué par la pénétration plus facile de l'humidité au coeur des petits spécimens. Cependant, l'expansion mesurée à plus long terme était d'autant plus élevée que les spécimens étaient plus gros, ce qui fut expliqué par le plus faible lessivage des alcalis subi par les plus gros spécimens, hypothèse d'ailleurs clairement confirmée par la mesure des contenus en alcalis solubles des spécimens testés au terme des essais utilisant la méthode d'extraction à l'eau chaude décrite à l'annexe D (Bérubé *et al.* 2002c).

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE
RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

**Tableau C.3 Interprétation des essais d'expansion sur carottes à 38 °C
et > 95 % HR**

Exp. à 1 an² (%)	Cas	Conclusion sur le béton	Gel de RAS préexistant	Gel de RAS secondaire	Résultat pour carottes jumelles dans NaOH 1M à 38 °C	Prévision concernant le béton en service
< 0,00 3	1	Non expansif depuis la construction	Non/peu	Non/peu	Non expansif (granulats non réactifs) ou expansif (faible contenu en alcalis)	Non expansif (granulats non réactifs ou faible contenu en alcalis)
	2	Expansion terminée	Oui	Non/peu	Non expansif (granulats réactifs consommés) ou expansif (contenu en alcalis devenu insuffisant)	Non expansif (granulats réactifs consommés ou contenu en alcalis devenu insuffisant)
	3	Réactif mais non expansif (fissuré/poreux)	Oui ou non selon âge et humidité	Oui	Non expansif (béton fissuré/poreux) ou expansif (béton moins fissuré/poreux)	Expansif ou non selon porosité/fissuration, humidité et confinement
> 0,00 3	4	Expansive	Oui ou non selon âge et humidité	Oui	Expansif	Expansif ou non selon humidité et confinement

² Excluant la période de préconditionnement. Les expansions mesurées pourraient être sous-estimées si le béton testé est significativement plus fissuré ou poreux que le béton correspondant en service (espace pour loger le gel de RAS)

Tableau C.4 Interprétation des essais d'expansion sur carottes dans NaOH 1M à 38 °C

Exp. à 1 an ³ (%)	Cas	Conclusion de l'essai sur les granulats	Gel de RAS préexistant	Gel RAS secondaire (Na ⁺)	Résultat pour carottes jumelles à 38 °C et > 95 % HR	Prévision concernant le béton en service
< 0,04	1	Non réactifs depuis la construction	Non/peu	Non/peu	Non expansif	Non expansif (granulats non réactifs)
	2	Réactivité terminée	Oui	Non/peu	Non expansif	Non expansif (granulats réactifs consommés)
	3	Réactifs mais béton poreux/fissuré	Oui ou non selon âge, contenu en alcalis et humidité	Oui	Non expansif (béton poreux/ fissuré ou faible contenu en alcalis) ou expansif (béton moins poreux/fissuré)	Expansif ou non selon porosité/fissuration, contenu en alcalis, humidité et confinement
	4	Réactifs mais silice réactive dissoute dans la solution	Oui ou non selon âge, contenu en alcalis et humidité	Non/peu	Non expansif (faible contenu en alcalis) ou expansif	Expansif ou non selon contenu en alcalis, humidité et confinement
	5	Réactifs mais béton trop peu perméable à la solution	Oui ou non selon âge, contenu en alcalis et humidité	Non/peu	Non expansif (faible contenu en alcalis) ou expansif ⁴	Expansif ou non selon contenu en alcalis, humidité et confinement
> 0,04	6	Réactifs	Oui ou non selon âge, contenu en alcalis et humidité	Oui (K/Na plus élevé)	Non expansif (faible contenu en alcalis) ou expansif	Expansif ou non selon contenu en alcalis, humidité et confinement

Étant donné les taux d'expansion généralement faibles obtenus pour la plupart des bétons en service et la nécessité de poursuivre souvent les essais jusqu'à deux ans, il est fortement recommandé que les carottes testées dans l'air humide soient d'un diamètre de 150 mm, cela afin de diminuer le lessivage des alcalis au cours de ces essais et ainsi empêcher que l'expansion plafonne avant que les résultats obtenus deviennent statistiquement significatifs.

C.5.5 Évaluation de l'expansion maximale en service

Entres autres organismes, l'ISE (1992) suggère de réaliser des essais d'expansion dans l'air humide à 38 °C et > 95 % HR dans le but d'estimer l'expansion additionnelle maximale que le béton à l'étude pourrait encore

³ Excluant la période de préconditionnement. Les expansions mesurées pourraient être sous-estimées si le béton testé est significativement plus fissuré ou poreux que le béton correspondant en service (espace pour loger le gel de RAS).

⁴ Étant donné la faible perméabilité du béton, les résultats dans l'air humide et NaOH 1M devraient être semblables.

prendre en service. Malheureusement, comme on vient de le voir, l'expansion pendant l'essai tend progressivement à plafonner en raison du lessivage des alcalis du béton, phénomène qui n'a normalement pas lieu en nature.

C.6 Essai d'expansion en solution alcaline de NaOH 1M à 38 °C

C.6.1 Procédure expérimentale

La masse et la taille (longueur, diamètre) des carottes sont d'abord mesurées.

- Les carottes sont alors immergées dans une solution de NaOH 1M dans des contenants scellés (p. ex. seaux de type IPL), lesquels sont placés dans une chambre à température contrôlée à 38 °C.
- Des mesures d'expansion, de masse et de température (solution) sont effectuées comme pour les essais dans l'air humide à > 95 % HR (section C.5.1). Quand une carotte est retirée de la solution à 38 °C, l'excès d'eau est enlevé avec une ratine de coton humide avant que les mesures d'expansion et de masse soient effectuées. La période de préconditionnement nécessaire avant d'atteindre un relatif équilibre d'expansion et de masse est normalement de moins d'une semaine. Les compteurs temps et expansion sont alors remis à zéro. Encore une fois, il vaut mieux dépasser le point d'équilibre plutôt que de le prendre trop tôt.
- Le résultat final correspond à l'expansion mesurée à un an (après la période de préconditionnement).

C.6.2 Limites d'expansion

La limite d'expansion suggérée pour différencier les bétons délétères de ceux qui ne le sont pas par l'essai d'immersion en solution de NaOH 1M à 38 °C est de 0,04 % à un an (après la période de préconditionnement) (Bérubé *et al.* 1994).

C.6.3 Interprétation des résultats

Les expansions obtenues en solution alcaline sont passablement influencées par de nombreux paramètres, dont le diamètre des carottes, le contenu en alcalis du béton, le rapport eau/ciment, la perméabilité du béton et la fissuration préexistante (Bérubé *et al.* 1994). En particulier, (1) un diamètre de carotte plus important (délai plus long avant que la solution n'atteigne le coeur des carottes), (2) un plus faible contenu en alcalis (équilibre plus lent entre la solution interstitielle originale du béton et la solution d'immersion) et (3) un plus faible rapport eau/ciment (plus faible perméabilité et pénétration moins rapide de la solution alcaline) génèrent de plus faibles expansions à court terme. Toutefois, à plus long terme, par exemple après un an, l'influence de ces trois paramètres n'est pas aussi importante, pourvu que le rapport eau/ciment ne

soit pas trop faible. Lorsque ce rapport est de l'ordre de 0,30 ou moins, le béton se comporte pratiquement comme un système fermé, l'expansion étant alors principalement contrôlée par le contenu initial en alcalis du béton, tout comme dans le cas de l'essai réalisé dans l'air humide (Bérubé *et al.* 1994).

Il se pourrait également que des produits secondaires de RAS se forment pendant l'essai d'expansion en solution alcaline sans pour autant provoquer une expansion additionnelle significative. Cela peut se produire si le béton testé présentait déjà de nombreuses fissures où ces produits de réaction ont pu gonfler librement pendant l'essai, ou encore si la silice réactive des granulats s'est plutôt principalement retrouvée dans la solution alcaline sans former de gel expansif au sein du béton testé. Ce dernier phénomène a souvent été observé dans le cas des bétons contenant des granulats réactifs fabriqués avec des grès siliceux de Potsdam (Bérubé *et al.* 1994, 1996, Pedneault 1996).

L'interprétation des résultats d'essais n'est donc pas toujours facile. Le tableau C.4 peut être utile à cet égard. On peut constater que l'examen pétrographique du béton des carottes avant les essais (fissuration, produits de RAS préexistants, etc.), la mesure du contenu en alcalis solubles du béton, la vérification après les essais de la présence de produits de réaction secondaires, l'analyse chimique de la solution d'immersion après les essais (silice) et les résultats d'expansion obtenus pour des carottes jumelles testées dans l'air humide à 38 °C (section C.5) peuvent grandement aider dans l'interprétation des résultats d'essais en solution alcaline à 38 °C. Il faut mentionner que le rapport K/Na des gels secondaires de réaction formés au cours des essais en solution de NaOH est généralement nettement plus faible que celui des gels préexistants, à cause de la présence du NaOH.

Les essais d'immersion en solution de NaOH 1M peuvent être utiles afin d'évaluer la réactivité résiduelle absolue des granulats présents dans le béton à l'étude. Cependant, des expansions significatives peuvent rarement être utilisés afin d'estimer le potentiel résiduel d'expansion du béton dans l'ouvrage en service correspondant. En effet, la solution d'immersion est très fortement basique et alcaline et les conditions d'humidité (immersion) sont extrêmes. Malgré la présence dans le béton testé de granulats fortement réactifs, ce béton pourrait ne pas prendre d'expansion significative en service si les deux autres conditions essentielles à la RAS, soit des conditions d'humidité élevées et une concentration élevée en hydroxydes alcalins dans la solution interstitielle du béton, ne sont pas satisfaites en service, ou encore si le béton en cause est soumis à des contraintes de compression qui l'empêchent de gonfler.

C.7 Références

- ANONYME. *The Diagnosis of Alkali-Silica Reaction*, Londres, British Cement Association, 1992, 44 p.
- ANONYME. *A864-00-Guide to the Evaluation and Management of Concrete Structures Affected by Alkali-Aggregate Reaction*, Toronto, Canadian Standards Association International, 2000, 108 p.
- ANONYME. *Structural Effects of Alkali-Silica Reaction - Technical Guidance on the Appraisal of Existing Structures*, Londres, The Institution of Structural Engineers, 1992, 45 p.
- BÉRUBÉ, M.-A., B. FOURNIER et M. RIVEST. « Assessment of Potential for Future Expansion and Deterioration of Concrete Affected by AAR », *Petrography and Alkali-Aggregate Reactivity - Course Manual*, Ottawa, CANMET/EMR, 1993, p. 257-328.
- BÉRUBÉ, M.-A., J. FRENETTE, M. LANDRY, D. MCPHEDRAN, A. PEDNEAULT et S. OUELLET. *Évaluation du potentiel résiduel de réaction et d'expansion du béton en service atteint de réactivité alcalis-silice*, soumis à Hydro-Québec, 1994, 151 p.
- BÉRUBÉ, M.-A., A. PEDNEAULT, D. CHOUINARD, J. DUCHESNE et J. FRENETTE. *Évaluation, gérance, protection et réparation des ouvrages de béton affectés de réactivité alcalis-silice - Projets 1, 2 et 3*, soumis à Hydro-Québec, 1996, 68 p.
- BÉRUBÉ, M.-A., J. FRENETTE, A. PEDNEAULT et M. RIVEST « Laboratory Assessment of the Potential Rate of ASR Expansion of Field Concrete », *Cement, Concrete and Aggregates*, vol. 24, n° 1, 2002a, p. 13-19.
- BÉRUBÉ, M.-A., D. CHOUINARD, J. FRENETTE, M. RIVEST et D. VÉZINA. « Effectiveness of Sealers in Counteracting ASR in Highway Median Barriers Exposed to Wetting and Drying, Freezing and Thawing, and Deicing Salt », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 29, 2002b, p. 329-337.
- BÉRUBÉ, M.-A., J. FRENETTE, M. RIVEST et D. VÉZINA. « Measurement of the Alkali Content of Concrete Using Hot Water Extraction », *Cement, Concrete, and Aggregates*, vol. 24, n° 1, 2002c, p. 28-36.
- BÉRUBÉ, M.-A., N. Smaoui, B. BISSONNETTE et B. FOURNIER. *Évaluation du comportement structural des infrastructures routières affectées de réactions alcalis-granulats – Phase I – Rapport final (n° 5)*, Centre de recherche sur les infrastructures en béton (CRIB) et ICON/CANMET, mars 2004a, 163 p.

- BÉRUBÉ, M.-A., N. Smaoui, B. BISSONNETTE et B. FOURNIER. *Évaluation du comportement structural des infrastructures routières affectées de réactions alcalis-granulats – Phase II – Rapport final (n° 2)*, Centre de recherche sur les infrastructures en béton (CRIB) et ICON/CANMET, 2004b, 230 p.
- BÉRUBÉ, M.-A., N. SMAOUI et T. CÔTÉ. « Expansion Tests on Cores from ASR-Affected Structures », *12th International Conference on AAR in Concrete*, Beijing, 2004c, p. 821-832.
- LANDRY, M. *Influence de l'air occlus, du rapport eau/ciment, de la granulométrie des granulats et de la dimension des éprouvettes testées sur la réaction alcalis-granulats dans le béton*, Québec, Mémoire de maîtrise, Université Laval, 1994, 105 p.
- PEDNEAULT, A. *Développement de procédures d'essai et d'analyse pour l'évaluation du potentiel résiduel de réaction, d'expansion et de détérioration du béton affecté de réactivité alcalis-silice*, Québec, Mémoire de maîtrise, Université Laval, 1996, 96 p.
- ROGERS, C.A. et R.D. HOOTON. « Reduction in Mortar and Concrete Expansion with Reactive Aggregates Due to Alkali Leaching », *Cement, Concrete and Aggregates*, vol. 13, 1993, p. 42-49.

ANNEXE D : MESURE DU CONTENU EN ALCALIS SOLUBLES DU BÉTON

D.1 Échantillonnage

Le contenu en alcalis solubles du béton peut varier d'un composant à un autre d'un même ouvrage en service, et même à l'intérieur d'un même composant, et ce, pour différentes raisons : variations dans le contenu en alcalis des mélanges ou gâchées de béton, apport de sources externes d'alcalis, migration et concentration d'alcalis à la surface du béton par évaporation ou lessivage en surface par la pluie ou par immersion dans l'eau douce. Il faut donc prélever plusieurs échantillons à différentes profondeurs et dans différents éléments exposés à des conditions diverses. De plus, le béton correspondant aux 10 premiers centimètres de la surface devrait être éliminé ou à tout le moins analysé séparément, car il est plus susceptible d'être contaminé par des sources externes d'alcalis (sels de déglacage, eau de mer, etc.) ou de lessivage par la pluie ou par immersion dans l'eau douce, particulièrement s'il est fissuré ou poreux, ou encore de concentration d'alcalis par évaporation. Le diamètre des carottes utilisées pour les analyses d'alcalis dépend de l'objectif visé (p. ex. profils détaillés avec la profondeur ou contenu moyen du composant à l'étude), mais tout échantillon analysé devrait peser au moins 2 kg.

D.2 Procédure expérimentale

Le contenu en alcalis solubles à l'eau du béton en service, en $\text{kg/m}^3 \text{Na}_2\text{O}_e$, peut être obtenu en utilisant la méthode d'extraction à l'eau chaude proposée par Rogers et Hooton (1993). Cette méthode a été étudiée en détail par Bérubé *et al.* (1994, 2002a), qui ont proposé un certain nombre de modifications de nature à améliorer la précision et la fiabilité de la méthode, d'une part, tout en simplifiant certaines étapes expérimentales, d'autre part. La procédure d'essai révisée comprend les différentes étapes suivantes :

(1) Un échantillon de béton d'au moins 2 kg est concassé et broyé progressivement de manière à ce qu'il puisse passer totalement à travers un tamis n° 100 de 160 μm (comparativement à un tamis n° 200 mesh de 80 μm dans la méthode originale).

Note :

Cette modification a pour effet de réduire considérablement la contribution en alcalis des granulats au cours de l'extraction à l'eau chaude, sans pour autant nuire à l'extraction des alcalis de la pâte de ciment (Bérubé *et al.* 1994, 2002a).

(2) Deux sous-échantillons de 10 g du béton à l'étude ainsi que d'un béton de contrôle dont le contenu en alcalis soluble à l'eau est déjà bien connu sont immergés dans un bécher contenant 100 ml d'eau distillée, laquelle est portée à ébullition pendant 10 minutes. Le tout repose ensuite à température ambiante jusqu'au lendemain.

Notes :

- (1) L'utilisation d'un béton de contrôle pour chaque série de mesures a pour effet de réduire le coefficient de variation de l'essai de 20 % à 10 % environ (Bérubé *et al.* 1994, 2002a).
- (2) De plus, il est intéressant de mentionner que l'extraction avec de l'eau à 23 °C ne modifie pas les résultats obtenus.
- (3) La suspension de chaque sous-échantillon est filtrée et le volume de solution est ramené à 100 mL par un ajout d'eau distillée.
- (4) Les concentrations en sodium et en potassium sont déterminées par absorption atomique ou par émission atomique (préférentiellement par émission atomique, pour une meilleure précision).
- (5) Les résultats sont exprimés en kilogrammes d'alcalis (Na_2O ou K_2O ou Na_2O_e) par mètre cube de béton, pourvu que la densité du béton soit connue ou adéquatement estimée (on utilise généralement une valeur de 2400 kg/m^3).
- (6) La moyenne des résultats obtenus pour les deux sous-échantillons du même béton est normalisée en fonction de la moyenne obtenue pour le béton de contrôle.

Note : (1) Par exemple, si le résultat obtenu pour le béton de contrôle est de 20 % plus élevé que sa vraie valeur, le résultat obtenu pour le béton à l'étude est diminué de 20 %. (2) Cette correction a pour effet d'améliorer considérablement la précision de l'essai (Bérubé *et al.* 1994 ou 2002a).

- (7) Les résultats obtenus doivent aussi être corrigés à la baisse pour tenir compte de la contribution en alcalis des granulats au moment de l'extraction, laquelle varie grandement d'un granulats à un autre (Bérubé *et al.* 1994, 2002a). Les contributions mesurées pour un certain nombre de granulats représentatifs du Québec pour des extractions effectuées sur des échantillons de granulats seuls sont présentées au tableau D.1. On a toutefois utilisé de l'eau chaude saturée de chaux au lieu d'eau distillée, une telle solution s'approchant des conditions dans lesquelles se déroule l'extraction lorsque les mesures sont réalisées sur des échantillons de béton pulvérisé.

Notes : (1) Les granulats produisant le plus d'alcalis pendant l'essai sont ceux qui sont riches en néphéline (phonolite, syénite à néphéline, etc.), feldspath (granite, gneiss granitique, tuf rhyolitique, andésite, gravier lithique, etc.) et minéraux argileux (shale, calcaire argileux, etc.). (2) Lorsque la contribution en alcalis des granulats présents dans le béton testé n'est pas connue, une estimation assez juste peut être obtenue à partir du tableau D.1, en utilisant les valeurs correspondant aux granulats les plus proches en composition de ceux qui sont présents dans le béton. Mentionnons que les granulats produisant le plus d'alcalis pendant l'essai d'extraction à l'eau chaude sont aussi ceux qui sont les plus susceptibles d'en fournir avec le temps à la solution interstitielle du béton en service (Bérubé *et al.* 1996, 2002b).

(8) Une valeur assez juste de la concentration en alcalis de la solution interstitielle du béton peut être obtenue dans la mesure où l'on connaît la teneur en eau interstitielle du béton, laquelle peut être adéquatement déterminée par séchage sous vide jusqu'à l'équilibre de masse d'un échantillon représentatif du béton à l'étude dans une étuve à 80 °C, pourvu que ce béton n'ait pas subi de séchage ni absorbé d'humidité depuis son prélèvement dans l'ouvrage (Bérubé *et al.* 1994, 2002a, 2004). La relation suivante est utilisée pour ce calcul :

$$[(\text{Na,K})\text{OH}] = \{32.3 \bullet \text{contenu en alcalis solubles après correction pour la contribution des granulats (en kg/m}^3 \text{ Na}_2\text{O}_e)\} / \{\text{densité du béton (en kg/m}^3) \bullet \text{teneur en eau (en \%)/100}\}$$

où 32,3 est une constante de transformation permettant de passer des unités de masse en $\text{kg/m}^3 \text{ Na}_2\text{O}_e$ à des unités de concentration en mole/L de $(\text{Na,K})\text{OH}$.

D.3 Références

BÉRUBÉ, M.-A., J. FRENETTE, M. LANDRY, D. MCPHEDRAN, A. PEDNEAULT et S. OUELLET. *Évaluation du potentiel résiduel de réaction et d'expansion du béton en service atteint de réactivité alcalis-silice*, Rapport final 1991-1993 CO-93-04 soumis à Hydro-Québec, 1994, 151 p.

BÉRUBÉ, M.-A., A. PEDNEAULT, D. CHOUINARD, J. DUCHESNE et J. FRENETTE. *Évaluation, gérance, protection et réparation des ouvrages de béton affectés de réactivité alcalis-silice - Projets 1, 2 et 3*, Rapport final 1993-1996 soumis à Hydro-Québec, 1996, 68 p.

BÉRUBÉ, M.-A., J. FRENETTE, M. RIVEST et D. VÉZINA. « Measurement of the Alkali Content of Concrete Using Hot Water Extraction », *Cement, Concrete, and Aggregates*, vol. 24, n° 1, 2002a, p. 28-36.

BÉRUBÉ, M.-A., J. DUCHESNE, J-F. DORION et M. RIVEST. « Laboratory Assessment of Alkali Contribution by Aggregates to Concrete and

Application to Concrete Structures Affected by ASR », *Cement and Concrete Research*, vol. 32, 2002b, p. 1215-1227.

BÉRUBÉ, M.-A. et C. TREMBLAY. « Chemistry of Pore solution Expressed Under High Pressure – Influence of Various Parameters and Comparison with the Hot-Water Extraction Method », *12th International Conference on AAR in Concrete*, Beijing, 2004.

ROGERS, C.A. et R.D. HOOTON. « Reduction in Mortar and Concrete Expansion with Reactive Aggregates Due to Alkali Leaching », *Cement, Concrete and Aggregates*, vol. 13, 1993, p. 42-49.

Tableau D.1 Contribution en alcalis de différents granulats québécois lorsqu'ils sont soumis à la méthode d'extraction à l'eau chaude des alcalis solubles du béton

Granulat (origine)	Alcalis solubles				
	Na ₂ O (%) ⁵	K ₂ O (%) ⁵	Na ₂ O _é (%) ⁵	Na ₂ O _é (kg/m ³) ⁶	Na ₂ O _é total (kg/m ³) ⁷
Granulats grossiers					
Andésite (Thetford)	0,042	0,015	0,051	0,54	0,80
Calcaire pur (groupe de Trenton, Saint-Marc-des-Carières)	0,016	0,015	0,026	0,27	0,53
Calcaire siliceux (groupe de Trenton, La Malbaie)	0,009	0,012	0,017	0,18	0,44
Calcaire siliceux (Carrière Spratt, Ottawa)	0,013	0,011	0,021	0,22	0,47
Calcaire dolomitique (Kingston)	0,012	0,043	0,040	0,42	0,68
Diorite (Shawinigan)	0,020	0,020	0,033	0,34	0,60
Dolomie (groupe de Beekmantown, Côteau-du-Lac)	0,016	0,028	0,034	0,36	0,62
Gneiss granitique (Québec)	0,023	0,030	0,042	0,44	0,70
Granite (Rivière-à-Pierre)	0,018	0,043	0,046	0,48	0,74
Gravier lithique (Sudbury)	0,025	0,037	0,049	0,51	0,77
Grès siliceux (groupe de Potsdam, Beauharnois)	0,011	0,017	0,022	0,23	0,49
Grès lithique ou grauwacke (Saint-Jean-Chrysostome)	0,015	0,032	0,035	0,37	0,63
Phonolite (Varenes) (Trap rock)	0,119	0,015	0,129	1,36	1,62
Quartzite (Saint-Urbain)	0,006	0,004	0,009	0,09	0,35
Shale siliceux (Beauceville)	0,015	0,087	0,072	0,76	1,02
Tuf rhyolitique (Beauceville)	0,024	0,033	0,046	0,48	0,74
Granulats fins					
Sable granitique (Québec)	0,019	0,028	0,037	0,26	---

⁵ Résultat obtenu en pourcentage massique du granulat testé

⁶ Basé sur des dosages en granulats de 1 050 kg/m³ pour tous les granulats (grossiers), sauf pour le sable (700 kg/m³).

⁷ Contribution pour la combinaison du granulat grossier en cause (1 050 kg/m³) et du sable granitique (700 kg/m³).

ANNEXE E : ÉVALUATION EN LABORATOIRE DU TAUX D'EXPANSION EN COURS DU BÉTON EN SERVICE AFFECTÉ DE RAS

E.1 Paramètres utilisés dans la méthodologie proposée

La méthodologie proposée par Bérubé *et al.* (2002a) pour estimer le taux d'expansion en cours dans le béton en service affecté de RAS est essentiellement basée sur les résultats d'essais ou d'analyses effectués en laboratoire couplés à un certain nombre de considérations relativement aux conditions d'exposition en service (température, humidité et contraintes). Cette méthodologie est détaillée ci-après. Le paramètre global proposé TEC (Taux d'expansion en cours) tient compte de tous les paramètres suivants (figure E.1) :

- Expansion libre résiduelle du béton à 38 °C et > 95 % d'humidité (coefficient EXP), en %/année, obtenue à partir de l'essai d'expansion sur carottes dans l'air humide à 38 °C et > 95 % HR décrit à l'annexe C.
- Réactivité résiduelle absolue des granulats présents dans le béton (coefficient RAB pour « Réactivité absolue »), aussi en %/année, obtenue à partir de l'essai d'expansion sur carottes en solution de NaOH 1M à 38 °C décrit à l'annexe C.
- Caractéristiques pétrographiques des carottes testées avant et après les essais d'expansion, cela afin de pouvoir correctement interpréter les résultats correspondants (p. ex. porosité, fissuration, produits de réaction préexistants et secondaires) (voir annexe C).
- Contenu en alcalis-solubles du béton (coefficient ALC), mesuré par la méthode d'extraction à l'eau chaude décrite à l'annexe D.
- Conditions d'humidité en service (coefficient HUM) : humidité ambiante ou, préférablement, humidité interne mesurée périodiquement (sonde commerciale insérée dans de petits trous forés à sec) ou automatiquement en continu (capteurs) (valeurs moyennes annuelles).
- Conditions de température en service (coefficient TEM) : température ambiante (station météorologique) ou, préférablement, température interne mesurée automatiquement en continu pendant toute l'année (capteurs) (valeurs moyennes annuelles).
- Contraintes en service (armatures, précontraintes, chargement, etc.) (coefficient CON pour « Contraintes »). Cette information peut provenir des dossiers de construction, de mesures *in situ* ou d'estimations jugées acceptables.

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

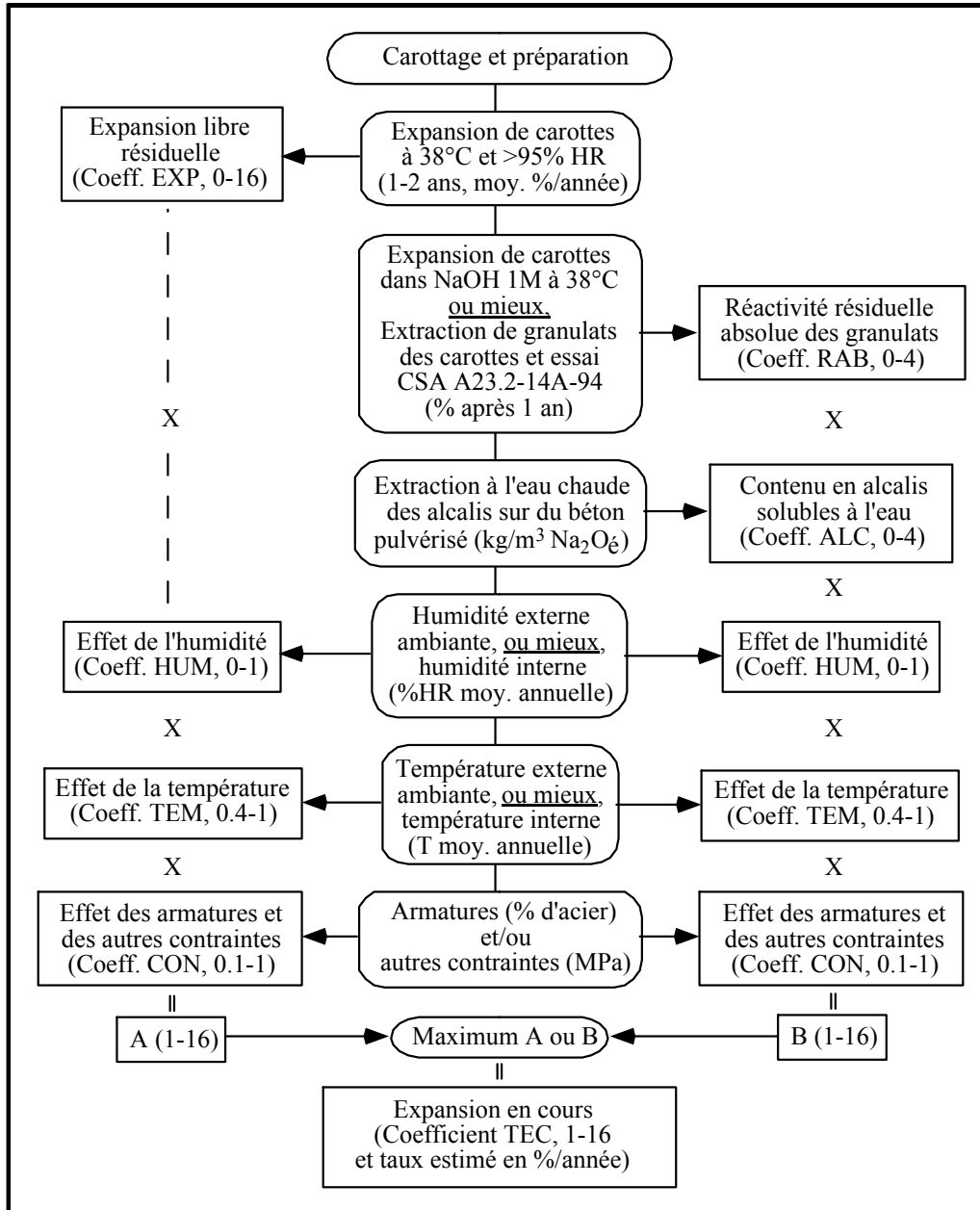


Figure E.1 Évaluation en laboratoire du taux d'expansion en cours du béton en service affecté de RAS

E.2 Expansion libre résiduelle du béton à 38 °C et > 95 % HR (coefficient EXP)

Le coefficient EXP est obtenu à partir d'un essai d'expansion sur carottes dans l'air humide à 38 °C et > 95 % HR, essai considéré comme le plus fiable pour évaluer en laboratoire l'expansion libre résiduelle du béton en service affecté de RAS (Bérubé *et al.* 2004a). Cet essai est décrit et expliqué en détail à l'annexe C. Le taux annuel d'expansion obtenu, après la période de préconditionnement nécessaire à l'atteinte d'un relatif équilibre thermique et hygrométrique (masse et expansion), est utilisé pour obtenir, à partir du tableau E.1, la valeur du coefficient EXP, lequel varie entre 0 et 16.

Comme on l'a expliqué à l'annexe C, l'expansion obtenue pendant l'essai et le coefficient EXP correspondant peuvent être sous-évalués si le béton testé est anormalement fissuré ou poreux comparativement à l'ensemble du béton du composant en service (production de gel gonflant dans les vides existants sans expansion additionnelle). De plus, le taux d'expansion annuel mesuré est également souvent faible et voisin de la précision expérimentale des mesures ($\pm 0,005\%$), même si certaines précautions sont prises pour améliorer la précision du résultat final (p. ex. augmentation de la fréquence des mesures, traitement par régression linéaire, etc.); c'est que les bétons en service sont normalement beaucoup plus pauvres en alcalis que les bétons de laboratoire, confectionnés par exemple pour l'essai du prisme de béton CSA A23.2-14A. Toutefois, comme nous l'avons également vu à l'annexe C, de faibles valeurs d'expansion ne signifient pas nécessairement qu'il n'y aura pas de problème en service. Ainsi, une expansion aussi faible que 0,003 % par année, soit la limite inférieure utilisée au tableau E.1, peut s'avérer importante dans le cas de l'ouvrage en cause. Il est d'ailleurs fréquent d'observer des taux d'expansion annuels de l'ordre de 0,002 à 0,005 % dans le cas d'ouvrages en service sévèrement affectés de RAS (CSA 2000). Bref, le coefficient EXP peut aussi s'avérer anormalement faible à cause de l'imprécision expérimentale des mesures. Dans le calcul du coefficient global TEC, le produit des deux coefficients RAB (réactivité absolue des granulats; de 0 à 4) et ALC (contenu en alcalis soluble; de 0 à 4) remplacera donc le coefficient EXP (de 0 à 16) chaque fois qu'il sera supérieur à ce dernier (figure E.1).

E.3 Réactivité résiduelle absolue des granulats (coefficient RAB)

Le coefficient RAB est obtenu à partir d'un essai d'expansion sur carottes en solution de NaOH 1M à 38 °C, décrit et expliqué en détail à l'annexe C ainsi que dans Bérubé *et al.* (2004a). L'expansion obtenue à un an, après la période de préconditionnement nécessaire à l'atteinte d'un relatif équilibre thermique et hygrométrique (masse et expansion), est utilisée pour obtenir, à partir du tableau E.1, la valeur du coefficient RAB, lequel varie entre 0 et 4.

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE
RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

Comme nous l'avons vu à l'annexe C, les expansions obtenues seront sous-évaluées : (1) si le béton des carottes testées est anormalement fissuré ou poreux comparativement à l'ensemble du béton du composant en service correspondant; (2) si la silice réactive se retrouve principalement dissoute dans la solution alcaline d'immersion plutôt que sous la forme de gel expansif dans les carottes; ou (3) si le béton testé est plutôt imperméable à la solution alcaline (bétons de faible rapport eau/ciment).

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE
RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

**Tableau E.1 Classification des différents coefficients proposés pour déterminer
le taux d'expansion en cours du béton en service affecté de RAS à partir de
résultats d'essais en laboratoire et des conditions d'exposition en service**

Coefficient EXP : Expansion libre résiduelle à 38 °C et > 95 % HR (essais d'expansion sur carottes)					
% exp./année (après préconditionnement)	Expansion résiduelle ⁸	EXP ⁸	% exp./année (après préconditionnement)	Expansion résiduelle	EXP ⁸
< 0,003	Négligeable	0	De 0,015 à 0,02	Modérée	6
De 0,003 à 0,005	Très faible	1	De 0,02 à 0,025	Élevée	9
De 0,005 à 0,01	Faible	2	De 0,025 à 0,03	Élevée	12
De 0,01 à 0,015	Modérée	4	> 0,03	Très élevée	16
Coefficient RAB : Réactivité absolue des granulats (essais d'expansion sur carottes dans NaOH 1M à 38 °C ou, préférablement, essais sur prismes de béton CSA A23.2-14A sur les gros granulats extraits des carottes)					
% exp. à 1 an (après préconditionnement dans le cas de carottes)	Réactivité des granulats ⁹	RAB ⁹	% exp. à 1 an (après préconditionnement dans le cas de carottes)	Réactivité des Granulats ⁹	RAB ⁹
< 0,04	Négligeable	0	De 0,12 à 0,20	Élevée	3
De 0,04 à 0,08	Faible	1	> 0,20	Très élevée	4
De 0,08 à 0,12	Modérée	2			
Coefficient ALC : Contenu en alcalis solubles (corrigé pour la contribution des granulats)					
kg/m3 Na2Oé	Contenu en alcalis solubles	ALC	kg/m3 Na2Oé	Contenu en alcalis solubles	ALC
< 1,0	Très faible	0	De 2,0 à 2,5	Élevé	3
De 1,0 à 1,5	Faible	1	> 2,5	Très élevé	4
De 1,5 à 2,0	Modéré	2			
Coefficient HUM : Conditions d'humidité en service (internes ou externes)					
Humidité interne (% HR)	Risque de RAS	HUM	Humidité interne (% RH)	Risque de RAS	HUM
< 80	Très faible	0	De 90 à 95	Élevé	0,75
De 80 à 85	Faible	0,25	De 95 à 100	Très élevé	1
De 85 à 90	Modéré	0,5			
Humidité externe (ambiante) (% RH)	Béton non massif ¹⁰		Béton massif		
	Risque de RAS	HUM	Risque de RAS	HUM	
Intérieur < 70 %	Très faible	0	Faible	0,25	
Intérieur de 70 à 80 %	Faible	0,25	Modéré	0,5	
Intérieur de 80 à 90 %	Modéré	0,5	Élevé	0,75	
Intérieur de 90 à 95 %	Élevé	0,75	Très élevé	1	
Intérieur de 95 à 100 % ou immergé	Très élevé	1	"	1	
Extérieur non exposé à la pluie ¹¹	Modéré	0,5	Élevé	0,75	
Extérieur exposé à la pluie ¹¹	Élevé	0,75	Très élevé	1	
Extérieur immergé ou enfoui	Très élevé	1	"	1	

⁸ La valeur obtenue est minimale si le béton des carottes était anormalement fissuré ou poreux comparativement à l'ensemble du béton du composant en service à l'étude.

⁹ La valeur obtenue est minimale si le béton des carottes était anormalement fissuré ou poreux comparativement à l'ensemble du béton du composant en service à l'étude, si le béton contient des granulats dont la silice réactive risque de se dissoudre dans la solution alcaline plutôt que de former des gels expansifs dans les carottes ou si ce béton est très peu perméable à la solution alcaline d'immersion (béton de faible e/c).

¹⁰ Si le composant de béton à l'étude est en partie exposé à des conditions humides et à des conditions sèches, il y a un risque d'expansion anisotrope.

¹¹ Dans un climat tempéré, comme au Québec.

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE
RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

**Tableau E.1 (suite) Classification des différents coefficients proposés pour
déterminer le taux d'expansion en cours du béton en service affecté de RAS à
partir de résultats d'essais en laboratoire et des conditions d'exposition en
service**

Coefficient TEM : Température en service							
Temp. annuelle moy. (°C) ¹²	TEM	Temp. annuelle moy. (°C) ¹²	TEM	Temp. annuelle moy. (°C) ¹²	TEM		
< 0	0,4	De 10 à 20	0,7	> 30	1,0		
De 0 à 10	0,55	De 20 à 30	0,85				
Coefficient CON : Contraintes en service							
Armatures (%) ¹³	CON	Armatures (%) ⁶	CON	Contraintes (MPa) ⁶	CON	Contraintes (MPa) ⁶	CON
0	1,0	1	0,3	0	1,0	1	0,4
0,25	0,75	2	0,25	0,25	0,85	1,5	0,3
0,5	0,55	≥ 3	0,2	0,5	0,7	2	0,2
0,75	0,4			0,75	0,55	≥ 3	0,1
Coefficient TEC : Taux d'expansion en cours en service							
TEC	Qualification	TEC	Qualification	TEC	Qualification		
0	Négligeable	De 1 à 2	Faible	De > 6 à 12	Élevé		
> 0 à 1	très faible	De 2 à 6	Modéré	De > 12 à 16	Très élevé		

¹² Dans la plupart des centres urbains du Canada, la température annuelle moyenne se situe entre 0 et +10 °C.

¹³ Le coefficient CON s'applique dans la direction des aciers d'armatures ou des contraintes appliquées.

E.4 Contenu du béton en alcalis solubles (coefficient ALC)

La quantité d'ions alcalins contenue au départ dans la solution interstitielle du béton (avant que celui-ci soit séché et broyé pour l'essai) peut être déterminée en utilisant la méthode d'extraction à l'eau chaude décrite à l'annexe D et expliquée en détail dans Bérubé *et al.* (2002b). Le contenu total en alcalis fourni au béton par le ciment (= dosage en ciment, en kg/m^3 x teneur en alcalis du ciment, en $\% \text{Na}_2\text{O}_e$) est normalement beaucoup plus élevé que la quantité d'alcalis qui sont dissous dans la solution interstitielle du béton et donc disponibles pour la RAS. En effet, une proportion significative des alcalis totaux du ciment, habituellement entre 40 et 50 %, sont incorporés dans les hydrates du ciment (Duchesne et Bérubé 1994).

Comme on l'a vu à l'annexe D, le contenu en alcalis solubles du béton, tel que mesuré, doit être corrigé pour tenir compte de la contribution en alcalis des granulats pendant l'essai, en raison du broyage important que ces granulats ont préalablement subi. Cette correction varie beaucoup d'un granulats à un autre, par exemple de 0,3 à 1,6 $\text{kg/m}^3 \text{Na}_2\text{O}_e$ dans l'étude de Bérubé *et al.* (2002b) (voir tableau D.1 de l'annexe D). De plus, les résultats devraient être normalisés par rapport aux résultats obtenus pour un béton de contrôle testé en même temps et dont on connaît précisément le contenu en alcalis soluble (Bérubé *et al.* 2002b). À partir du contenu en alcalis solubles ainsi corrigé, le coefficient ALC, qui varie de 0 à 4, est obtenu à partir du tableau E.1.

E.5 Conditions d'humidité en service (coefficient HUM)

Des sondes commerciales peuvent être utilisées pour mesurer périodiquement l'humidité et la température le long de petit trous pratiqués à l'aide d'une perceuse dans le béton en service (Bérubé *et al.* 1994, Stark 1990). Les mesures peuvent aussi être réalisées de façon automatique et continue à l'aide de capteurs intégrés dans le béton. Certaines expériences suggèrent que l'humidité relative interne doit être d'au moins 85 % pour que la RAS se développe dans un béton, et ce, même à 38 °C et en présence de granulats très réactifs et très riches en alcalis (Bérubé *et al.* 1996, 2002c). Toutefois, dans une autre étude, le même béton a significativement gonflé à 38 °C lorsqu'il était exposé à une humidité relative ambiante (ou externe) aussi faible que 65 % (Bérubé *et al.* 1994, Pedneault 1996). Il y a donc lieu de faire une nette distinction entre les conditions d'humidité externes et internes, et le paramètre HUM doit en tenir compte. La même étude a aussi permis de constater que le seuil d'humidité relative ambiante nécessaire pour atteindre une expansion significative à un an (c.-à-d. > 0,04 %) était d'autant plus élevé que le granulats testé était moins réactif. Pour sa part, Olafsson (1987) a montré que ce seuil d'humidité critique chutait avec une élévation de la température. Il faut mentionner que, pour un même niveau d'humidité relative (correspondant à la quantité totale d'humidité que peut contenir un volume d'air donné à la température où il se trouve), la quantité de vapeur d'eau dans l'air est d'autant plus élevée que la température est élevée.

Le coefficient HUM, qui varie entre 0 et 1, est déterminé au tableau E.1 à partir des conditions d'humidité ambiantes ou, encore mieux, internes. Ce coefficient tient, entre autre, compte du fait que les conditions d'humidité au sein du béton de masse tendent à demeurer plus élevées qu'à l'intérieur d'éléments minces exposés à l'extérieur. C'est ce qui fait que le béton de masse est moins influencé par des variations de l'humidité ambiante (c.-à-d. externe).

E.6 Température en service (coefficient TEM)

Les essais d'expansion décrits précédemment sont réalisés à une température de 38 °C, alors que les ouvrages québécois sont exposés à des températures annuelles moyennes beaucoup plus basses, par exemple d'environ + 7 °C dans la région de Montréal et d'environ + 4 °C dans la région de Québec. Toutefois, on sait que plus la température est élevée, plus importants sont généralement les taux de réaction et d'expansion associés à la RAS, même si l'expansion maximale n'est pas nécessairement plus élevée. Le coefficient de correction thermique TEM est donc appliqué pour tenir compte de la température en service. Les valeurs présentées au tableau E.1 doivent toutefois être considérées comme approximatives.

E.7 Armatures et autres contraintes en service (coefficient CON)

En général, les contraintes de compression internes ou externes générées par la précontrainte, les armatures, le confinement, la postcontrainte, le chargement et les effets structuraux peuvent réduire significativement l'expansion due à la RAS. Toutefois, la fissuration superficielle n'est pas toujours réduite d'autant. Le coefficient CON est le plus difficile à estimer, en raison de la quantité très limitée de résultats dont on dispose à cet effet. De plus, un même niveau de contrainte ou de ferrailage peut s'avérer d'autant plus efficace que les granulats réactifs en cause sont moins réactifs. Les valeurs proposées au tableau E.1 pour le coefficient CON correspondent aux valeurs médianes de l'ISE (1992), valeurs qui ont aussi été utilisées dans l'analyse des résultats obtenus dans le cadre du projet de recherche mené avec le MTQ pour les carottes des ouvrages de la région de Québec (Bérubé *et al.* 2004b). Les valeurs à utiliser doivent être interpolées à partir des valeurs discrètes présentées au tableau E.1. Mentionnons que le coefficient CON peut varier selon les trois directions dans un élément de béton en service si les contraintes sont différentes dans ces trois directions.

E.8 Coefficient global TEC et taux d'expansion en cours

Le coefficient global TEC est obtenu comme suit (figure E.1) :

$$\text{TEC} = \{[\text{maximum de } [\text{EXP}] \text{ ou } [\text{RAB} \times \text{ALC}]\} \times \{\text{HUM} \times \text{TEM} \times \text{CON}\}$$

Chaque coefficient est déterminé à partir du tableau E.1. Comme nous l'avons vu précédemment (section E.2), le coefficient EXP peut être anormalement faible. Dans le calcul du coefficient global TEC, il est alors remplacé par le produit des deux coefficients RAB (réactivité absolue des granulats) et ALC (contenu en alcalis solubles) chaque fois que ce produit lui est supérieur (voir figure E.1). La valeur du coefficient TEC est sous-estimée quand le béton des carottes testées dans l'air humide (coefficient EXP) et en solution alcaline (coefficient RAB) est anormalement fissuré ou poreux comparativement à l'ensemble du béton du composant en service. En fait, les produits de réaction déposés dans les vides existants du béton pendant l'essai peuvent gonfler librement sans provoquer d'expansion additionnelle. Dans le cas d'essais en solution alcaline, de faibles valeurs d'expansion peuvent aussi être obtenues dans le cas de certains types de granulats dont la silice réactive se retrouve dans la solution d'immersion au lieu de générer des produits de réaction expansifs dans les carottes (c'est souvent le cas notamment des grès de Potsdam), ou encore si le béton testé est très peu perméable à la solution alcaline (bétons de faible rapport eau/ciment) (Bérubé *et al.* 2004a, voir annexe C).

Le coefficient global TEC varie entre un minimum de 0 et un maximum de 16. Il peut être utilisé afin d'évaluer le degré d'anisotropie de l'expansion dans différents composants d'un ouvrage qui ne sont pas exposés aux mêmes conditions de température, d'humidité et de contrainte. Le taux d'expansion en cours dans le composant en service est qualifié de figure E.2. Un tel taux peut être extrapolé dans le temps pour une période de 5 à 10 ans. Il s'agit bien sûr d'une estimation utile si on ne dispose pas de résultats de monitoring *in situ*, qui sont beaucoup plus précis.

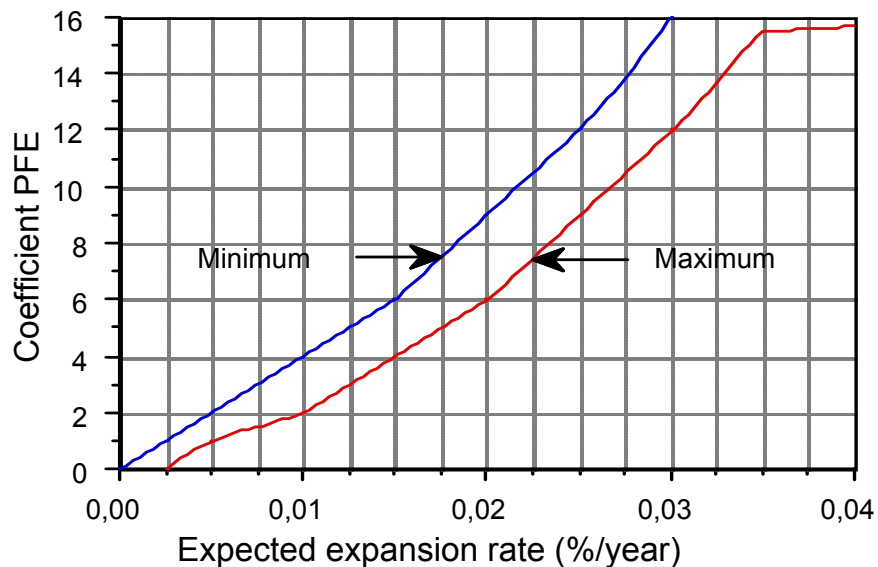


Figure E.2 Approximation du taux d'expansion au coeur du béton en service affecté de RAS à partir du coefficient TEC (Taux d'expansion en cours).

E.9 Références

ANONYME. *A864-00 - Guide to the Evaluation and Management of Concrete Structures Affected by Alkali-Aggregate Reaction*, Toronto, CSA International, 2000, 108 p.

BÉRUBÉ, M.-A., J. FRENETTE, M. LANDRY, D. MCPHEDRAN, A. PEDNEAULT et S. OUELLET. *Évaluation du potentiel résiduel de réaction et d'expansion du béton en service atteint de réactivité alcalis-silice*, Rapport final 1991-1993 soumis à Hydro-Québec, 1994, 151 p.

BÉRUBÉ, M.-A., A. PEDNEAULT, D. CHOUINARD, J. DUCHESNE et J. FRENETTE. *Évaluation, gérance, protection et réparation des ouvrages de béton affectés de réactivité alcalis-silice - Projets 1, 2 et 3*, Rapport final 1993-1996 soumis à Hydro-Québec, 1996, 68 p.

BÉRUBÉ, M.-A., J. FRENETTE, A. PEDNEAULT et M. RIVEST. « Laboratory Assessment of the Potential Rate of ASR Expansion of Field Concrete », *Cement, Concrete and Aggregates*, vol. 24, n° 1, 2002a, p. 13-19.

- BÉRUBÉ, M.-A., J. FRENETTE, M. RIVEST et D. VÉZINA. « Measurement of the Alkali Content of Concrete Using Hot Water Extraction », *Cement, Concrete and Aggregates*, vol. 24, n° 1, 2002b, p. 28-36.
- BÉRUBÉ, M.-A., D. CHOUINARD, J. FRENETTE, M. RIVEST et D. VÉZINA. « Effectiveness of Sealers in Counteracting ASR in Highway Median Barriers Exposed to Wetting and Drying, Freezing and Thawing, and Deicing Salt », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 29, 2002c, p. 329-337.
- BÉRUBÉ, M.-A., N. SMAOUI et T. CÔTÉ. « Expansion Tests on Cores from ASR-Affected Structures », *12th International Conference on AAR in Concrete*, Beijing, 2004a, p. 821-832.
- BÉRUBÉ, M.-A., N. SMAOUI, B. BISSONNETTE et B. FOURNIER. *Évaluation du comportement structural des infrastructures routières affectées de réactions alcalis-granulats – Phase I – Rapport final (n° 5)*, Centre de recherche sur les infrastructures en béton (CRIB) et ICON/CANMET, 2004b, 163 p.
- DUCHESNE, J. et M.-A., BÉRUBÉ. « Effect of Supplementary Cementing Materials on the Composition of Cement Hydration Products », *Advanced Cement Based Materials*, vol. 2, n° 2, 1994, p. 43-52.
- OLAFSSON, H. « The Effect of Relative Humidity and Temperature on Alkali Expansion of Mortar Bars », *7th International Conference on AAR in Concrete*, Ottawa, 1987, p. 461-465.
- PEDNEAULT, A. *Développement de procédures d'essai et d'analyse pour l'évaluation du potentiel résiduel de réaction, d'expansion et de détérioration du béton affecté de réactivité alcalis-silice*, Québec, Mémoire de maîtrise, Université Laval, 1996, 96 p.
- STARK, D. « The Moisture Condition of Field Concrete Exhibiting Alkali-Silica Reactivity », *CANMET International Workshop on AAR in Concrete*, Halifax, 1990, 19 p.

ANNEXE F : APPLICATION DE LA MÉTHODOLOGIE À DIVERS TYPES DE COMPOSANTS DE TROIS OUVRAGES AFFECTÉS DE RAS DANS LA RÉGION DE QUÉBEC

Notes :

(1) Les tableaux auxquels il est fait référence dans cette annexe sont ceux qui sont présentés dans le rapport de Bérubé *et al.* soumis en janvier 2004 au MTQ, intitulé *Évaluation du comportement structural des infrastructures routières affectées de réactions alcalis-granulats – Phase I – Rapport final* (n° 5).

(2) La présente annexe est identique à l'annexe H de ce rapport; seuls certains chiffres diffèrent, parce que l'évaluation du taux d'expansion en cours à partir de la fissuration superficielle est obtenue, dans ce qui suit, en utilisant l'âge même de l'ouvrage plutôt que cet âge moins 5 ans (voir section 2.3.2 du présent rapport).

Colonnes ouest du viaduc du Vallon (1967)

Application aux colonnes exposées n^{os} 17 et 25

Étape 1 : Inspection visuelle

- Signes visuels de RAS présents
- => Étape 2

Étape 2 : Relevés de fissuration (en 2002)

- Ouverture moyenne des fissures = 0,117 mm (tableau 16; toutefois pour les relevés de 2003); la limite de 0,3 mm n'étant pas dépassée, il n'y aurait pas lieu sur cette seule base de traiter les colonnes avec un scellant pénétrant et un enduit de surface.
- Expansion atteinte en 2002 (selon fissuration) = 0,100 % (tableau 15; direction horizontale).
- Taux d'expansion en cours (selon fissuration) = $4 \times 0,100 \%/ (35 \text{ ans en } 2002) = 0,0114 \%/ \text{année}$.
- Années avant 0,2 % = $[0,2 - 0,100]/0,0114 = 8,8$ à partir de 2002 => 2010
- Étape 3A (éléments structuraux; 5 à 15 ans avant 0,2 %).

Étape 3A : Installation de plots et relevé initial (en 2000); carottage (en 1999);
essai SDT (combiné à la mesure du module élastique et de la
résistance à la compression); examen pétrographique

- RAS confirmée (examen pétrographique et MEB) => poursuite de l'évaluation.
- Compression : 47 MPa; module en compression : 31 GPa (tableau 12) => bonne résistance en compression mais module un peu faible par rapport à la compression.
- Expansion atteinte en 1999 (selon SDT) = 0,081 % (tableau 14; \approx direction horizontale).
- Taux d'expansion en cours (selon fissuration et étape 2) = 0,0114 %/année
- Expansion atteinte en 2002 (selon SDT) = 0,081 %
(en 1999) + 3 x 0,0114 % = 0,115 %.
- Années avant 0,2 % = $[0,2 - 0,115] / 0,0114 = 7,5$ à partir de 2002 => 2009
- => Suivi II (éléments structuraux; de 5 à 15 ans avant 0,2 %).

Suivi II : Inspection annuelle avec relevés de fissuration et d'expansion au
moins 3 fois par année (depuis 2000)

En 2003, après 3 ans d'un tel suivi (toutefois seulement 2 relevés de
fissuration en 2002 et 2003) :

- Taux d'expansion mesuré = 0,0127 %/année (tableau 26; direction horizontale).
- Expansion atteinte en 2003 (selon SDT) = 0,081 %
(en 1999) + 4 x 0,0127 % = 0,132 % (pas d'essai SDT plus récent).
- Années avant 0,2 % (selon SDT) = $[0,2 - 0,132] / 0,0127 = 5,4$ à partir de 2003 => 2008.
- Suivi II (éléments structuraux; de 5 à 15 ans avant 0,2 %).

Remarques :

- L'étape 3B est comparable à l'étape 3A déjà effectuée, si ce n'est qu'elle prévoit un carottage additionnel pour des essais mécaniques supplémentaires, des analyses du contenu en alcalis et des essais d'expansion résiduelle.

- Toutefois, les contenus en alcalis et les essais d'expansion résiduelle sont utiles pour prévoir le taux d'expansion en cours à défaut de relevés d'expansion *in situ*. Or on connaît déjà le taux d'expansion en cours et on continue à le mesurer, de sorte que ces essais seraient ici inutiles s'il se révélait nécessaire de passer à l'étape 3B.
- Il y aurait toutefois lieu de procéder à d'autres essais SDT pour vérifier si l'expansion atteinte est vraiment passée de 0,081 % en 1999 à 0,132 % en 2003.
- Il y a aussi un risque de plastification des aciers longitudinaux à relativement court terme : le taux d'expansion verticale est de 0,0111 %/année (tableau 27) et l'expansion atteinte en 2002, estimée à partir de la fissuration verticale (l'essai SDT prend moins bien en compte cette direction car le carottage est horizontal), est de 0,035 % (tableau 15). Le délai avant la plastification serait alors = $[0,2 - 0,035]/0,0111 = 15$ ans à partir de 2002 = 2017.

Colonnes est du viaduc du Vallon (1967)

Application à la colonne exposée n^{os} 33

Étape 1 : Inspection visuelle

- Signes visuels de RAS présents
- => Étape 2

Étape 2 : Relevés de fissuration (en 2003)

- Ouverture moyenne des fissures = 0,329 mm (tableau 16); la limite de 0,3 mm étant dépassée, il y aurait lieu de traiter la colonne avec un scellant pénétrant et un enduit de surface.
- Expansion atteinte en 2003 (selon fissuration) = 0,320 % (tableau 15; direction horizontale).
- Taux d'expansion en cours (selon fissuration) = $4 \times 0,320 \%/36$ ans en 2003) = 0,0356 %/année.
- Années avant 0,2 % = 0 (0,2 % déjà atteint).
- => Étape 3B (éléments structuraux; < 5 ans avant 0,2 %).

Étape 3B : Installation de plots et relevé initial; carottage; essais mécaniques (SDT avec module élastique et résistance à la compression; traction pure); essais d'expansion sur carottes; examen pétrographique et contenus en alcalis
(Travaux non effectués)

Suivi II : Inspection annuelle avec relevés de fissuration et d'expansion au moins 3 fois par année
(Travaux non effectués)

Remarques :

- Les travaux prévus à l'étape 3B et au Suivi II n'ont pas été réalisés, et ils devraient être faits dans les plus brefs délais étant donné le risque que les étriers, à tout le moins, soient plastifiés.
- Un scellement avec enduit de surface serait également indiqué, si la corrosion n'est pas trop avancée (elle est considérée comme modérée dans les colonnes est du viaduc du Vallon selon les relevés de corrosion; voir section 4.3.2).

Bases ouest des colonnes du viaduc du Vallon (1967)

Application aux sections exposées (extrémités nord des deux bases et sections de béton entre les colonnes n^{os} 17 et 18 et n^{os} 25 et 26)

Étape 1 : Inspection visuelle

- Signes visuels de RAS présents
- => Étape 2

Étape 2 : Relevés de fissuration (en 2002)

- Ouverture moyenne des fissures = 0,411 mm (tableau 16); toutefois pour les relevés de 2003, la limite de 0,3 mm étant dépassée, il y aurait lieu de traiter les bases, du moins les sections exposées en cause, avec un scellant pénétrant et un enduit de surface. (Note : la section exposée en cause de la base sud-ouest a été scellée en 2000 avec un silane, mais sans enduit de surface.)
- Expansion atteinte en 2002 (selon fissuration) = 0,213 % (tableau 15; direction horizontale).
- Taux d'expansion en cours (selon fissuration) = $4 \times 0,213 \%$ / (35 ans en 2002) = 0,0243 %/année.
- Années avant 0,2 % = 0 (0,2 % déjà atteint).

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE
RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

- => Étape 3B (éléments non structuraux; < 3 ans avant 0,2 %).

Étape 3B : Installation de plots et relevé initial (en 2000); carottage (en 1999); essais mécaniques (SDT avec module élastique et résistance à la compression; traction pure); essais d'expansion sur carottes; examen pétrographique et contenus en alcalis :

- RAS confirmée (examen pétrographique et MEB) => poursuite de l'évaluation.
- Compression : 19 MPa; module en compression : 13 GPa; traction pure : 0,7 MPa (tableau 12) => béton mécaniquement faible, surtout en traction et module.
- Expansion atteinte en 1999 (selon SDT) = 0,465 % (tableau 14; ≈ direction horizontale).
- Taux d'expansion en cours (selon fissuration et étape 2) = 0,0243 %/année
- Expansion atteinte en 2002 (selon SDT) = 0,465 % (en 1999) + 3 x 0,0243 % = 0,538 %.
- Remarque : les essais SDT viennent confirmer que l'expansion atteinte est élevée et que les armatures sont peut-être plastifiées. Il faut évaluer les conséquences structurales liées à la possibilité que les armatures soient plastifiées et intervenir s'il y a lieu.

Un an après le démarrage des essais d'expansion sur carottes :

- Taux d'expansion prévu à partir des essais d'expansion sur carottes, des contenus en alcalis et des conditions de température, d'humidité et de contrainte en service = de 0,012 à 0,017 %/année (tableau 27; direction horizontale).
- Remarque : les essais sur carottes viennent confirmer que le béton présente un risque d'expansion assez important en service.

Suivi II : Inspection annuelle avec relevés de fissuration et d'expansion au moins 3 fois par année (depuis 2000)

En 2003, après 3 ans d'un tel suivi (avec toutefois seulement 2 relevés de fissuration en 2002 et 2003) :

- Taux d'expansion mesuré = 0,0112 %/année (tableau 26; direction horizontale).

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE
RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

- Expansion maximale atteinte en 2003 (selon SDT) = 0,465 %
(en 1999) + $4 \times 0,0112 \%$ = 0,510 % (pas d'essai SDT plus récent).
- Années avant 0,2 % = 0 (0,2 % déjà atteint).
- Remarque : les relevés d'expansion *in situ* viennent confirmer que l'expansion se poursuit à un rythme assez important.

Remarques :

- L'expansion atteinte est progressivement recalculée à mesure que des informations pertinentes s'ajoutent. Au début, on utilise les résultats des relevés de fissuration, puis ceux des essais SDT, considérés comme plus fiables, mais dont l'utilité se limite à la direction du carottage, quoique cette direction soit généralement aussi celle de la plus faible contrainte et la plus susceptible de gonfler (direction dite « critique »).
- La même remarque s'applique dans le cas du taux d'expansion en cours. D'abord évalué à partir de la fissuration de surface, il l'est ensuite à partir des essais d'expansion sur carottes, avant que les relevés *in situ*, beaucoup plus fiables, deviennent statistiquement exploitables.

Poutres du viaduc Père-Lelièvre (1972)

Application à la poutre exposée entre les piliers P4 et P5

Étape 1 : Inspection visuelle

- Signes visuels de RAS présents
- => Étape 2

Étape 2 : Relevés de fissuration (en 2002)

- Ouverture moyenne des fissures = 0,094 mm (tableau 16); toutefois pour les relevés de 2003, la limite de 0,3 mm n'étant pas dépassée, il n'y aurait pas lieu sur cette seule base de traiter les poutres avec un scellant pénétrant et un enduit de surface. (Note : la poutre en cause a été scellée en 2000 avec un silane, mais sans enduit de surface.)
- Expansion atteinte en 2002 (selon fissuration) = 0,058 % (tableau 15; direction verticale).
- Taux d'expansion en cours (selon fissuration) = $4 \times 0,058 \%$ / 30 ans en 2002 = 0,0077 %/année.
- Années avant 0,2 % = $[0,2 - 0,058] / 0,0077 = 18,4$ à partir de 2002 => 2020

- => Suivi I (éléments structuraux; > 15 ans avant 0,2 %).

Suivi I : Inspection tous les 5 ans avec relevés de fissuration.

Remarques :

Bien sûr, beaucoup de travaux autres que ceux qui sont recommandés ici ont été réalisés sur cette poutre du viaduc Père-Lelièvre, incluant du carottage, des essais mécaniques (SDT, compression, traction pure, brésilien, modules en compression et en traction), des essais d'expansion sur carottes, des relevés d'expansion *in situ* (plots), et même l'application d'un silane (sans enduit de surface). La méthodologie proposée n'aurait pas exigé autant de travaux, mais une simple inspection de routine tous les 5 ans accompagnée de relevés de fissuration. Ces travaux ont en fait été réalisés dans le but de déterminer, sur la base de toutes les informations recueillies, quels sont les travaux essentiels qui doivent être faits dans le cas d'un ouvrage peu affecté par la RAS. Les résultats obtenus viennent d'ailleurs appuyer les recommandations qui précèdent. Ainsi :

- Expansion atteinte en 1999 (selon SDT) = 0,008 % (tableau 14; direction verticale).
- Taux d'expansion mesuré = 0,0081 %/année (tableau 26; direction verticale).
- Expansion atteinte en 2003 (selon SDT) = 0,008 %
(en 1999) + 4 x 0,0081 % = 0,040 %.
- Années avant 0,2 % = $[0,2 - 0,040]/0,0081 = 19,8$ à partir de 2003 => 2023
- => Suivi I (éléments structuraux; > 15 ans avant 0,2 %).

Chevêtre du viaduc Père-Lelièvre (1972)

Application au chevêtre du pilier n° 4 (sections exposées au-dessus des deux appuis)

Étape 1 : Inspection visuelle

- Signes visuels de RAS présents
- => Étape 2

Étape 2 : Relevés de fissuration (en 2003)

- Ouverture moyenne des fissures = 0,105 mm (tableau 16); la limite de 0,3 mm n'étant pas dépassée, il n'y aurait pas lieu sur cette seule base de traiter le chevêtre avec un scellant pénétrant et un enduit de surface.

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE
RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

(Note : la moitié est du chevêtre en cause a été scellée en 2000 avec un silane, mais sans enduit de surface.)

- Expansion atteinte en 2003 (selon fissuration) = 0,068 % (tableau 15; direction verticale).
- Taux d'expansion en cours (selon fissuration) = $4 \times 0,068 \text{ \%} / (31 \text{ ans en } 2003) = 0,0088 \text{ \%}/\text{année}$.
- Années avant 0,2 % = $[0,2 - 0,068] / 0,0088 = 15,0$ à partir de 2003 => 2018
- => Étape 3A (éléments structuraux; de 5 à 15 ans avant 0,2 %).

Étape 3A : Installation de plots et relevé initial (en 2000); carottage (en 1999); essai SDT (combiné à la mesure du module élastique et de la résistance à la compression); examen pétrographique

- RAS confirmée (examen pétrographique et MEB) => poursuite de l'évaluation.
- Essais mécaniques : limités au brésilien : 3,0 MPa => bon résistance.
- Expansion atteinte en 1999 (selon SDT) = 0,010 % (tableau 14; direction verticale).
- Taux d'expansion en cours (selon fissuration et étape 2) = 0,0088 %/année
- Expansion atteinte en 2002 (selon SDT) = 0,010 % (en 1999) + $3 \times 0,0088 \text{ \%} = 0,036 \text{ \%}$.
- Années avant 0,2 % = $[0,2 - 0,036] / 0,0088 = 18,6$ à partir de 2002 => 2020
- => Suivi I (éléments structuraux; >15 ans avant 0,2 %).

Remarques :

(1) Bien sûr, des travaux autres que ceux qui sont recommandés ici ont été réalisés sur ce chevêtre du viaduc Père-Lelièvre. La méthodologie proposée n'aurait pas exigé autant de travaux, mais une simple inspection de routine tous les 5 ans accompagnée de relevés de fissuration. Ces travaux ont en fait été réalisés dans le but de déterminer, sur la base de toutes les informations recueillies, quels sont les travaux essentiels qui doivent être faits dans le cas d'un ouvrage peu affecté par la RAS. Les résultats obtenus viennent d'ailleurs appuyer les recommandations qui précèdent. Ainsi, en 2003, après 3 ans de suivi (avec toutefois seulement 1 relevé de fissuration en 2003) :

- Taux d'expansion mesuré = 0,0087 %/année (tableau 26; direction verticale).

- Expansion atteinte en 2003 (selon SDT) = 0,010 %
(en 1999) + 4 x 0,0087 % = 0,045 % (pas d'essai SDT plus récent).
- Années avant 0,2 % (selon SDT) = $0,2 - 0,045 / 0,0087 = 17,8$ à partir de 2003 => 2021.
- => Suivi I (éléments structuraux; > 15 ans avant 0,2 %).

(2) On voit ici un cas où les relevés d'expansion *in situ* (0,0087 %/année) ont fourni les mêmes résultats que la fissuration de surface couplée à l'âge de l'ouvrage (0,0088 %/année), ce qui est toutefois exceptionnel; l'essai SDT a cependant fourni des valeurs beaucoup plus faibles que la fissuration en ce qui a trait à l'expansion déjà atteinte, ce qui mène à un suivi moins assidu que prévu initialement.

(3) Cas des faces très exposées – Toutefois, la situation n'est pas aussi rassurante dans le cas des faces est et ouest, très exposées, du chevêtre : le taux d'expansion mesuré est de 0,0137 %/année (tableau 26; direction verticale) et, en supposant que l'expansion atteinte en 2003 est du même ordre que celle qu'on a observée sur les sections exposées au-dessus des appuis (pas d'essai SDT ni de relevés de fissuration à ces endroits), c.-à-d. de 0,045 %, le délai avant la plastification serait alors = $[0,2 - 0,045] / 0,0137 = 11,3$ ans à partir de 2003 = 2014, ce qui exigerait de poursuivre le suivi annuel (Suivi II), d'autant que l'expansion atteinte à ces endroits est déjà probablement supérieure à 0,045 % (influence néfaste des conditions d'exposition). Cela confirme qu'il faut concentrer l'investigation sur les sections les plus exposées des composants à l'étude.

(4) Il y aurait lieu de prélever des carottes dans les sections exposées et très exposées, et de procéder à d'autres essais SDT pour vérifier si l'expansion atteinte est vraiment de l'ordre de 0,045 % en 2003, d'autant que le résultat obtenu pour la section non exposée du chevêtre (à mi-travée) indiquait que l'expansion y était déjà de 0,036 % en 1999 (tableau 14).

Appuis des chevêtres du viaduc Père-Lelièvre (1972)

Application aux appuis du chevêtre du pilier P4 (sections exposées au nord)

Étape 1 : Inspection visuelle

- Signes visuels de RAS présents
- => Étape 2

Étape 2 : Relevés de fissures (en 2003)

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE
RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

- Ouverture moyenne des fissures = 0,157 mm (tableau 16); la limite de 0,3 mm n'étant pas dépassée, il n'y aurait pas lieu sur cette seule base de traiter les appuis avec un scellant pénétrant et un enduit de surface. (Note : l'appui est en cause a été scellé en 2000 avec un silane, mais sans enduit de surface.)
- Expansion atteinte en 2003 (selon fissuration) = 0,058 % (tableau 15; direction horizontale).
- Taux d'expansion en cours (selon fissuration) = $4 \times 0,058 \% / (31 \text{ ans en } 2003) = 0,0075 \%/ \text{année}$.
- Années avant 0,2 % = $[0,2 - 0,058]/0,0075 = 18,9$ à partir de 2002 => 2021
- => Suivi I (éléments structuraux; > 15 ans avant 0,2 %).

Suivi I : Inspection tous les 5 ans avec relevés de fissuration.

Remarques :

Bien sûr, beaucoup de travaux autres que ceux qui sont recommandés dans ce document ont été réalisés sur ces appuis de chevêtre du viaduc Père-Lelièvre, incluant du carottage, des essais mécaniques (toutefois limité au brésilien), des essais d'expansion sur carottes, des relevés d'expansion *in situ* (plots), et même l'application d'un silane (sans enduit de surface). La méthodologie proposée n'aurait pas exigé autant de travaux, mais une simple inspection de routine tous les 5 ans accompagnée de relevés de fissuration. Ces travaux ont en fait été réalisés dans le but de déterminer, sur la base de toutes les informations recueillies, quels sont les travaux essentiels qui doivent être faits dans le cas d'un ouvrage peu affecté par la RAS. Les résultats obtenus viennent d'ailleurs appuyer les recommandations qui précèdent.

Ainsi :

- Essais mécaniques : limités au brésilien : 2,5 MPa => bonne résistance.
- Taux d'expansion mesuré = 0,0046 %/année (tableau 26; direction horizontale).
- Expansion atteinte en 2003 (selon fissuration et étape 2) = 0,058 %.
- Années avant 0,2 % = $[0,2 - 0,058]/0,0046 = 30,9$ à partir de 2003 => 2034
- => Suivi I (éléments structuraux; > 15 ans avant 0,2 %).

Cas des faces très exposées – Toutefois, la situation n'est pas aussi rassurante si on considère le cas des faces très exposées des deux appuis, respectivement est et ouest : le taux d'expansion mesuré est de

0,0113 %/année (tableau 26; direction verticale cette fois plus expansive) et, en supposant que l'expansion atteinte en 2003 est du même ordre que celle qu'on a observée sur les faces exposées au nord (pas d'essai SDT ni de relevés de fissuration à ces endroits), c.-à-d. de 0,058 %, le délai avant la plastification serait alors = $[0,2 - 0,058]/0,0103 = 13,8$ ans à partir de 2003 = 2017, ce qui exigerait de procéder à l'étape 3A (c.-à-d. installation de plots et premier relevé d'expansion, carottage minimal) et au Suivi II (c.-à-d. inspection annuelle avec relevés de fissuration et d'expansion au moins 3 fois par saison), d'autant que l'expansion atteinte sur ces faces très exposées est déjà probablement supérieure à 0,058 %. Cela confirme qu'il faut concentrer l'investigation sur les sections les plus exposées des composants à l'étude.

Colonnes du viaduc Saint-David (1972)

Application aux colonnes exposées n^{os} 1 et 5

Étape 1 : Inspection visuelle

- Signes visuels de RAS présents
- => Étape 2

Étape 2 : Relevés de fissuration (en 2000)

- Expansion atteinte en 2000 (selon fissuration) = 0,076 % (tableau 15; direction horizontale).
- Taux d'expansion en cours (selon fissuration) = $4 \times 0,076 \%/ (28 \text{ ans en } 2000) = 0,0109 \%/ \text{année}$.
- Années avant 0,2 % = $[0,2 - 0,076]/0,0109 = 11,4$ à partir de 2000 => 2011
- => Étape 3A (éléments structuraux; de 5 à 15 ans avant 0,2 %).

Étape 3A : Installation de plots et relevé initial (en 2001); carottage (non effectué); essai SDT (combiné à la mesure du module élastique et de la résistance à la compression) (non effectués); examen pétrographique (non effectué)

- Des plots ont été installés en 2001, mais aucun carottage n'a été effectué.
- => Suivi II (éléments structuraux; de 5 à 15 ans avant 0,2 %).

Suivi II : Inspection annuelle avec relevés de fissuration (en 2000) et d'expansion au moins 3 fois par année (depuis 2001)

En 2003, après 2 ans d'un tel suivi (avec toutefois 1 seul relevé de fissuration en 2000) :

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE
RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

- Taux d'expansion mesuré = 0,0142 %/année (tableau 26; direction horizontale).
- Expansion atteinte en 2003 (selon fissuration et étape 2) = 0,076 % (en 2000) + 3 x 0,0142 % = 0,119 % (pas de relevé de fissuration plus récent ni d'essai SDT).
- Années avant 0,2 % (selon SDT) = $[0,2 - 0,119]/0,0142 = 5,7$ à partir de 2003 => 2009.
- => Suivi II (éléments structuraux; de 5 à 15 ans avant 0,2 %).

Remarques :

- Dans ce cas, les relevés *in situ* ont indiqué que l'expansion en cours était plus rapide que celle qui avait été estimée à partir des relevés de fissuration.
- Ces colonnes ont été réparées en 2003. Il serait toutefois important d'y réinstaller des plots et de procéder à d'autres relevés d'expansion et de fissuration (apparition de nouvelles fissures).
- Il y a aussi un risque de plastification des aciers longitudinaux à plus ou moins long terme : le taux d'expansion verticale est de 0,0095 %/année (tableau 26) et l'expansion atteinte en 2000, estimée à partir de la fissuration selon la direction verticale, est de 0,013 % (tableau 15). Le délai avant plastification serait alors = $[0,2 - 0,013]/0,0095 = 19,7$ ans à partir de 2000 = 2020.

Culée sud du viaduc Saint-David (1972)

Application aux deux extrémités exposées du mur de la culée sud du viaduc

Étape 1 : Inspection visuelle

- Signes visuels de RAS présents
- => Étape 2

Étape 2 : Relevés de fissuration (en 2002)

- Expansion atteinte en 2002 (selon fissuration) = 0,122 % (tableau 15; direction horizontale).
- Taux d'expansion en cours (selon fissuration) = 4 x 0,122 %/(30 ans en 2002) = 0,163 %/année.

- Années avant 0,2 % = $[0,2 - 0,122]/0,0163 = 4,8$ en 2002 => 2007.
- => Étape 3A (éléments non structuraux; de 3 à 10 ans avant 0,2 %).

Étape 3A : Installation de plots et relevé initial (non effectué); carottage (en 2002); essai SDT (combiné à la mesure du module élastique et de la résistance à la compression); examen pétrographique

- RAS confirmée (examen pétrographique et MEB) => poursuite de l'évaluation.
- Compression : 28 MPa; module en compression : 14 GPa; traction pure : 1,2 MPa (tableau 13) => béton mécaniquement faible, surtout en traction et module.
- Expansion atteinte en 2002 (selon SDT) = 0,459 % (tableau 14).
- Taux d'expansion en cours (selon fissuration et étape 2) = 0,0163 %/année.
- Années avant 0,2 % = 0 (0,2 % déjà atteint).
- => Étape 3B (éléments non structuraux; < 3 ans avant 0,2 %).
- Remarque : les essais SDT suggèrent que l'expansion atteinte est élevée et que les armatures sont peut-être plastifiées. Il faut évaluer les conséquences structurales liées à la possibilité que les armatures soient plastifiées et intervenir s'il y a lieu.

Étape 3B : Installation de plots et relevé initial (non effectué); carottage (déjà fait en 2002); essais mécaniques (SDT avec module élastique et résistance à la compression; traction pure); essais d'expansion sur carottes; examen pétrographique et contenus en alcalis :

- RAS déjà confirmée au cours de l'étape 3A.
- Essais mécaniques déjà effectués au cours de l'étape 3A.
- Démarrage d'essais d'expansion et mesure des contenus en alcalis.

Un an après le démarrage des essais d'expansion sur carottes :

- Taux d'expansion prévu à partir des essais d'expansion sur carottes, des contenus en alcalis et des conditions de température, d'humidité et de contrainte en service = 0,019 à 0,024 %/année (tableau 23; direction horizontale).

OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE
RÉACTIONS ALCALIS-SILICE (RAS)

- Remarque : les essais sur carottes viennent confirmer que le béton présente un important risque d'expansion en service.

Suivi II : Inspection annuelle avec relevés de fissuration (1 seul en 2002) et d'expansion (aucun) au moins 3 fois par année.

En fait, un seul relevé de fissuration a été réalisé, en 2002 (celui utilisé à l'étape 2) et il n'y a eu aucun relevé d'expansion. On se retrouve donc au même point qu'après l'étape 3A.

Remarques :

- La culée a été réparée en 2003. Il serait toutefois indiqué d'y installer des plots et de commencer à effectuer des relevés d'expansion étant donné la possibilité que les armatures y soient déjà plastifiées, ainsi que des relevés de fissuration (apparition de nouvelles fissures).

