

ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES PONTS ROUTIERS SANS ARMATURE DE CISAILLEMENT AFFECTÉS PAR LA RÉACTION ALCALIS-SILICE – *CONSTATS, ÉTUDE DE CAS ET PERSPECTIVES DE RECHERCHE*

Y. Maltais, ing. Ph.D.¹, F. Paradis, ing. M.Sc.¹

¹ CIMA+, société d'ingénierie, Québec, Québec, Canada

Résumé : Les différents réseaux routiers du nord-est américain comptent un nombre très important de structures en béton armé qui sont vieillissantes et se dégradent sous l'action, entre autres, de la réaction alcalis-granulats (RAG). Cette réaction, connue depuis le milieu des années 70, a pour effet d'entraîner la formation de fissures souvent larges, voire même très larges, à la surface des éléments de béton des ponts routiers. Les propriétés mécaniques des bétons affectés par la RAG peuvent, dans certains cas, être réduites de façon marquée. Selon la dernière édition du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA S6-06), l'évaluation de la capacité portante d'un pont en béton armé se fait, entre autres, à partir d'équations développées avec des matériaux sains, soit des matériaux homogènes et exempts de défauts. Cependant, lorsque le béton se dégrade dans le temps et qu'il souffre d'une pathologie comme la réaction alcalis-granulats, le comportement du béton dégradé peut se distinguer sensiblement de celui d'un béton sain. Dans de telles conditions, l'évaluation de la capacité portante de ponts routiers peut devenir un exercice difficile à réaliser considérant le manque de connaissances sur ce sujet. La présente communication a pour principal objectif de discuter de l'importance d'une pathologie comme la réaction alcalis-granulats sur le comportement, la résistance et la capacité portante de structures en béton armé. Cette communication discute également des besoins en recherche sur ce sujet.

1. INTRODUCTION

Les différents réseaux routiers du nord-est américain comptent un nombre très important de structures en béton armé qui sont vieillissantes et se dégradent sous l'action des sollicitations environnementales (cycles de gel et de dégel, corrosion des aciers d'armature liée à la pénétration de sels fondants, etc.). D'autres structures, tout aussi vieillissantes et sollicitées par leur environnement, sont aussi sujettes à une expansion du béton liée à la réaction alcalis-granulats (RAG). Cette réaction, connue depuis le milieu des années 70, a pour effet d'entraîner la formation de fissures souvent larges, voire même très larges, à la surface des éléments de béton des ponts routiers. Plusieurs cas sont aujourd'hui répertoriés dans l'est du Canada.

Afin d'évaluer si les structures affectées par la réaction alcalis-granulats (ou par tout autre mécanisme d'endommagement) offrent toujours un niveau de sécurité adéquat et d'établir si celles-ci méritent d'être conservées ou remplacées, les gestionnaires de structures peuvent demander une évaluation de capacité portante. Le facteur de capacité en surcharge obtenu suite à ce travail permet d'établir une limite de poids permis sur le pont routier pour en assurer un niveau de sécurité adéquat.

Selon la dernière édition du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (norme CAN/CSA S6-06), l'évaluation de la capacité portante d'un pont en béton armé se fait, entre autres, à partir d'équations développées avec des matériaux sains, soit des matériaux homogènes (isotropes) et exempts de défauts. Lorsque le béton se dégrade dans le temps et qu'il souffre d'une pathologie, telle que la réaction alcalis-granulats, le comportement du béton dégradé peut se distinguer sensiblement de celui d'un béton sain. Notons que ces effets ne sont pas pris en compte dans les équations de calcul de la résistance des éléments de béton proposées dans la norme CAN/CSA S6, celle-ci ayant été élaborée principalement pour la conception d'ouvrages neufs. À cet effet, certaines études ont montrées (voir la section 2 de la présente communication) que la validité des relations usuelles qui lient la résistance à la compression

aux autres propriétés mécaniques du béton (résistance en traction, module élastique, etc.) semble incertaine lorsque le niveau d'endommagement du matériau devient significatif. Dans ce contexte, l'évaluation de la capacité portante de structures où la microstructure du béton est endommagée par la réaction alcalis-granulats peut devenir un exercice difficile à réaliser considérant le manque de connaissances relatives au comportement des bétons affectés par ce mécanisme d'endommagement.

La présente communication a pour premier objectif de discuter de l'importance d'une pathologie comme la réaction alcalis-granulats sur le comportement de structures en béton armé. Plus particulièrement, l'influence de la réaction alcalis-granulats sur les résistances en flexion et cisaillement et sur la capacité portante des ponts de type dalle épaisse et portiques en béton armé sans étrier est abordée. Afin de contribuer à la discussion, une étude de cas est présentée, soit celle d'une structure de type portique en béton armé située sur le territoire québécois. Puisque plusieurs inconnus demeurent relativement à l'impact de la réaction alcalis-granulats sur la résistance des structures en béton armé sans étrier, les besoins en recherche sont par la suite abordés. Notons enfin que cette communication a comme principal objectif de sensibiliser les ingénieurs et gestionnaires de structures aux limites actuelles des méthodes normalisées de calcul des facteurs de capacité portante des ponts lorsque les structures en béton sont endommagées par la réaction alcalis-granulats.

2. LA RÉACTION ALCALIS-SILICES DANS LE BÉTON : NOTIONS DE BASE ET CONSIDÉRATIONS SPÉCIFIQUES AUX PONTS ROUTIERS EN BÉTON ARMÉ

La réaction alcalis-granulat (RAG) ou, plus particulièrement, la réaction alcalis-silice (RAS) est une réaction chimique se produisant entre certaines phases siliceuses réactives des granulats et les alcalis du ciment. La réaction débute par l'attaque des phases siliceuses des granulats par les hydroxydes alcalins présents dans la solution interstitielle du béton (Neville, 2000). Ces hydroxydes proviennent généralement des alcalis du ciment (Na_2O et K_2O). Il en résulte la formation d'un produit de réaction visqueux appelé «gel de réaction alcalis-silice» que l'on retrouve dans les plans de faiblesse ou les pores des granulats ou dans les interfaces pâte-granulats (Bérubé et al., 2005). Notons que ce produit de réaction a tendance à gonfler en présence d'eau et, par conséquent, de générer des contraintes de traction dans les granulats et la pâte de ciment non confinés. Selon Diamond (1989), les pressions exercées dans le béton par la réaction alcalis-silice peuvent atteindre 6 à 7 MPa alors que la résistance de la pâte de ciment en traction est de l'ordre de 2 à 3 MPa.

2.1. Conditions essentielles au développement de la réaction alcalis-silice

Comme le rapporte Folliard et al. (2002), trois conditions doivent absolument coexister afin que la réaction alcalis-silice puisse se développer dans les bétons : (1) la présence de phases minérales réactives; (2) une teneur importante en hydroxydes alcalins et (3) une teneur en eau (ou degré de saturation) suffisante.

Notons que deux types de réaction alcalis-silice sont connus selon la variété de silice réactive présente dans les granulats (Fournier et Bérubé, 2000). Il s'agit tout d'abord de variétés pauvrement ordonnées, hydratées et poreuses (opale, tridymite, cristobalite, etc.). Les éléments de béton fabriqués avec des granulats incorporant ces minéraux (même en faible quantité – 1 à 2 %) peuvent gonfler significativement et fissurer le béton en seulement quelques années. La seconde variété de silice se retrouve dans certains quartz potentiellement réactifs (de type micro- et cryptocristallin). Cette variété de silice se retrouve fréquemment dans les granulats utilisés pour construire plusieurs structures dans l'est du Canada. Parmi ces granulats, notons les calcaires des Basses-terres du St-Laurent, les tufs rhyolitiques de Beauce et les schistes de l'Estrie. Il convient de souligner que les désordres associés à l'utilisation de telles variétés de granulats dans les bétons (gonflement et fissuration des structures) peuvent prendre de 10 jusqu'à 25 ans à se manifester (Fournier et Bérubé, 2000). Un tel délai entre la construction des structures et la manifestation des premiers désordres explique, du moins en partie, pourquoi les problèmes de matériaux associés à la réaction alcalis-silice semblent aujourd'hui plus fréquents que par

le passé (rappelons qu'une majorité des structures du réseau routier québécois a été construite dans les années 60 et 70).

Comme le soulignent Bérubé et al. (2005), la concentration en hydroxydes alcalins, ou plus spécifiquement le pH de la solution interstitielle du béton, est la principale force motrice de la réaction alcalis-silice. Il est généralement reconnu que l'expansion du béton incorporant des granulats réactifs augmente significativement avec le contenu en alcalis du béton. Soulignons que la norme CAN/CSA A23.1 limite la teneur en alcalis équivalents du ciment à 3,0 kg/m³ de béton. Selon Bérubé et Frenette (2000), une teneur en alcalis équivalent de 1,0 kg/m³ se traduit par un faible potentiel de réactivité alors que le potentiel est très important pour une teneur de plus de 2,5 kg/m³.

Soulignons que la réaction alcalis-silice ne peut se développer que si l'humidité relative dans le béton est importante, soit de l'ordre de 85 % à 20 °C (BCA, 1992; Neville, 1990). À titre indicatif, l'humidité relative moyenne de l'air dans l'est du Canada est d'environ 75 %. Dans les bétons usuels (résistance à la compression typique de 25 à 30 MPa), un taux d'humidité de 85 % correspond à un degré de saturation en eau du matériau de l'ordre de 60 %. Notons toutefois qu'en présence de chlorures (sels fondants) dans la porosité du béton, le taux d'humidité correspondant à ce degré de saturation peut être réduit jusqu'à 70 % (Maltais, 2005). En favorisant la rétention d'eau dans le béton, la présence de chlorures favorise la réaction alcalis-silice et, par le fait même, rend son contrôle plus difficile lorsque des mesures visant à assécher naturellement les éléments de béton sont adoptées (utilisation d'imperméabilisant ou de membranes, par exemple).

2.2. Dommages visibles associés à la réaction alcalis-silice dans les ponts routiers

L'expansion du béton est l'une des principales conséquences de la réaction alcalis-silice. Au niveau des ponts routiers, la principale manifestation de cette expansion est généralement une fissuration superficielle des éléments de béton. Il est bien connu qu'en l'absence de contraintes directionnelles, comme dans les bétons de masse, le motif de fissuration est plutôt de type polygonal («map cracking», en anglais). Toutefois, dans les éléments de ponts comme les dalles et poutres, la présence d'une quantité souvent importante d'acier oriente les fissures qui tendent à être parallèles aux armatures principales dans le cas du béton armé et aux câbles de précontrainte dans le cas des éléments précontraints (Smaoui, 2003). La présence d'acier d'armature ou de câbles de précontrainte fait en sorte que les fissures associées à la réaction alcalis-silice sont orientées principalement selon l'axe du pont dans les éléments de béton plutôt que d'être polygonales (sans orientation particulière) comme dans le cas des ouvrages peu ou pas armés (béton de masse, par exemple).

L'expertise récente de plusieurs ponts (dalles épaisses et portiques en béton armé) par les auteurs de cette communication dans les régions de la Capitale-Nationale et de Chaudière-Appalaches au Québec a permis d'établir que la fissuration générée par la réaction alcalis-silice est très caractéristique (voir la photo 1). En effet, les fissures à la surface des éléments de béton sont souvent larges, voire même très larges (ouverture pouvant atteindre plus de 10 millimètres), leur profondeur est toutefois limitée à moins de 300 à 500 millimètres. Notons que de telles ouvertures et profondeurs de fissures sont aussi rapportées par l'ISE, 1992 (voir la figure 1). Bien que des fissures larges puissent être visibles à la surface des éléments de béton atteints par la réaction alcalis-silice, l'intérieur de ces mêmes éléments ne présente généralement qu'un réseau de microfissures, celui-ci étant plus ou moins orienté selon le degré de confinement du béton par les aciers d'armature ou les câbles de précontrainte. La présence de ces microfissures peut affecter sensiblement les propriétés mécaniques du béton (voir la section 2.3). De plus, puisque la microfissuration du béton est orientée selon l'état de confinement offert par les aciers d'armature, le béton affecté par la réaction alcalis-silice peut devenir un matériau fortement anisotrope (Uijl et Kaptijn, 2002).



Photo 1 – Fissuration typique associée à la réaction alcalis-silice sur le côté extérieur d'un portique en béton armé sans armature de cisaillement

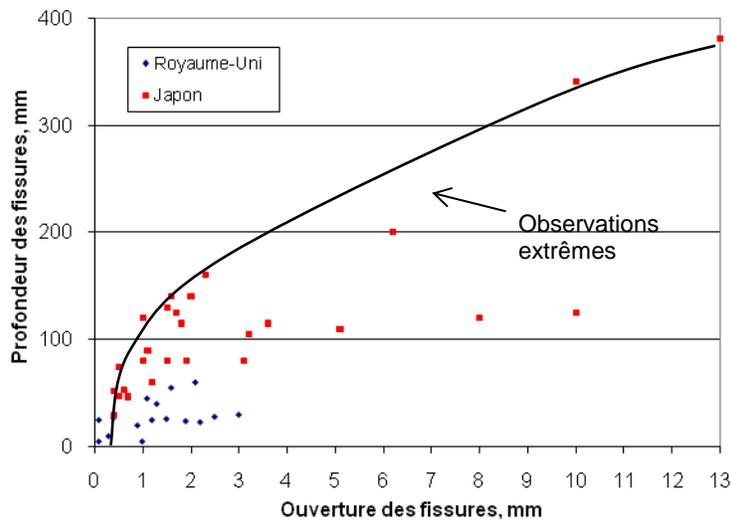


Figure 1 – Profondeur typique de pénétration des fissures en fonction de leur ouverture en surface des structures (adaptée de l'ISE, 1992)

Smaoui (2003) explique que la fissuration superficielle des éléments de béton atteints par la réaction alcalis-silice serait essentiellement attribuable à un gradient de déformation à travers l'élément de béton. Le degré de saturation du béton (ou l'humidité relative) à l'intérieur d'un élément ayant un volume appréciable (comme une dalle épaisse ou un portique) serait plus important que celui du béton situé au voisinage de la surface extérieure de l'élément, celle-ci ayant la possibilité de sécher, du moins de façon intermittente. Dans ces conditions, Smaoui (2003) explique que l'expansion du béton de surface est moindre que celui de la masse, la cinétique de la réaction alcalis-silice étant fonction de la teneur en eau (humidité relative) du béton. Le béton de surface peut donc se retrouver en traction et fissurer. Cette explication permet de comprendre pourquoi, par exemple, les surfaces de béton au sud (ensoleillement) présentent généralement une fissuration superficielle plus importante que les surfaces exposées au nord (Bérubé et al., 2005). Notons, par ailleurs, que la fissuration superficielle du béton peut aussi être liée au lessivage des alcalis en période de mouillage ou à la diffusion de ces mêmes alcalis vers la masse de béton en période de séchage (Bérubé et Gibergues, 1992). Enfin, la carbonatation du béton en surface

de l'élément peut aussi favoriser la formation d'un gradient de concentration d'alcalis entre la surface et le cœur de l'élément et, par conséquent, contribuer à la formation de fissures à la surface des éléments de béton.

2.3. Propriétés mécaniques et résistances résiduelles des bétons atteints par la réaction alcalis-silice

2.3.1 Effet de la réaction alcalis-silice sur les propriétés mécaniques des bétons non confinés

Les propriétés mécaniques des bétons où les déformations ne sont pas (ou peu) gênées par des aciers d'armature ou une précontrainte diminuent généralement avec la progression de l'expansion associée à la réaction alcalis-silice. À cet effet, le tableau 1 présente les diminutions de résistance à la compression, de résistance à la traction (essais de fendage) et de module élastique mesurées en laboratoire pour différentes expansions libres du matériau (0,5 à 10,0 mm/m ou 0,05 à 1,0 %).

Les résultats présentés au tableau 1 suggèrent, tout comme le soutiennent plusieurs auteurs (voir, par exemple, Smaoui, 2003), que l'essai de résistance à la compression n'est généralement pas un bon indicateur de l'endommagement des bétons par l'action de la réaction alcalis-silice, et ce, particulièrement lorsque les expansions sont importantes. Les résultats du tableau 1 permettent de constater que la résistance à la traction (mesurée par fendage – essais brésilien) et le module élastique sont des propriétés mécaniques plus affectées. Notons que Bérubé et Gilbergues (1992) rapportent des chutes de résistance à la traction nettement plus élevées que celles obtenues par fendage lorsque le béton est soumis à un essai de flexion (module de rupture) ou de traction pure (pression des gaz). Les résistances à la traction mesurées pour ces deux essais peuvent respectivement être réduites de 60 % et 80 % lorsque l'expansion libre du béton atteint environ 0,10 à 0,15 %.

Tableau 1 – Évolution des propriétés mécaniques du béton en fonction de l'expansion libre du matériau (tiré de ISE, 1992)

Propriétés mécaniques	Résistance relative du béton en fonction de l'expansion libre du matériau (exprimée en pourcentage)				
	0,5 mm/m	1,0 mm/m	2,5 mm/m	5,0 mm/m	10 mm/m
	0,05 %	0,10 %	0,25 %	0,50 %	1,0 %
Résistance à la compression (cubes normalisés)	100	85	80	75	70
Résistance à la compression (cylindres ou carottes)	95	80	60	60	---
Résistance à la traction indirecte (essai par fendage)	85	75	55	40	---
Module élastique	100	70	50	35	30

2.3.2 Influence de la réaction alcalis-silice sur le comportement des éléments en béton armé

L'influence des armatures sur l'expansion des bétons atteints par la réaction alcalis-silice a fait l'objet de plusieurs études depuis vingt ans. D'après ces travaux, il apparaît évident que la présence d'armatures, même en faible quantité, réduit significativement l'expansion du béton dans leur direction comparativement à un élément non armé (voir la figure 2). Il semble toutefois difficile d'arrêter complètement l'expansion du béton, et ce, même si les teneurs en armature sont importantes (ISE, 1992). Par ailleurs, comme l'explique Smaoui (2003), les déformations générées dans le béton induisent des efforts de traction dans les armatures, ce qui engendre des contraintes additionnelles à celles

induites par les charges mortes et les surcharges routières. À titre indicatif, Bérubé et al. (2005) suggèrent qu'une expansion du béton de 0,1 % (dans la direction parallèle aux armatures), peut générer des contraintes supplémentaires dans les armatures de l'ordre de 50 à 100 MPa selon la nature et les dimensions des éléments de béton. Une étude réalisée en 2004 pour le ministère des Transports du Québec a montré que les armatures longitudinales d'éléments en béton peuvent devenir fortement sollicitées en traction (jusqu'à 280 MPa) et qu'elles le sont d'autant plus que la teneur en acier est faible et que la réactivité alcaline du béton est importante (Bérubé et al., 2004). La plastification des aciers d'armature due à l'action de la réaction alcalis-silice est donc tout à fait possible, du moins pour les éléments faiblement armés.

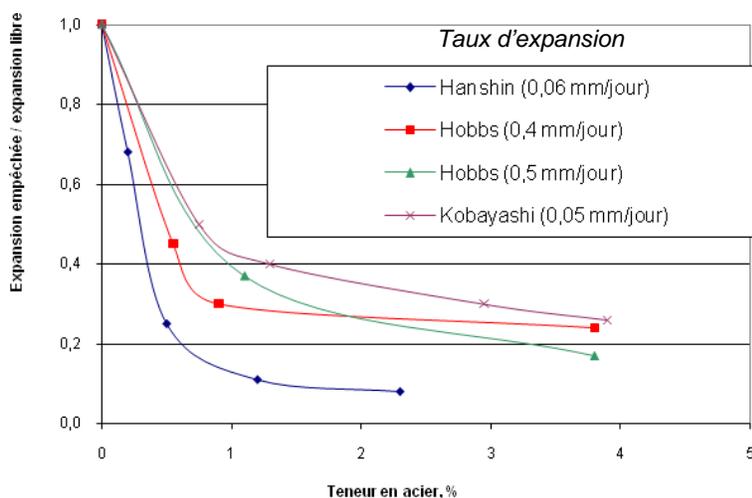


Figure 2 – Influence des aciers d'armature sur l'expansion des bétons (adaptée de l'ISE, 1992)

En induisant des efforts de traction dans les aciers d'armature, la réaction alcalis-silice a pour effet de mettre le béton en compression, ce phénomène étant souvent qualifié de précontrainte «chimique» (Bérubé et al., 2005). D'une manière générale, notons que la précontrainte induite dans le béton est limitée à 4 MPa (ISE, 1992). Des travaux de recherche réalisés récemment par Smaoui (2003) ont confirmé ce résultat en montrant que la précontrainte «chimique» du béton ne dépassait pas 3,5 MPa pour les conditions d'essai considérées. Notons que la précontrainte du béton par la réaction alcalis-silice peut entraîner une réduction significative de l'expansion du béton dans la direction où le matériau est comprimé, cette réduction n'est toutefois pas observée dans les autres directions où il peut même y avoir une légère augmentation. La précontrainte du béton (qu'elle soit «chimique» ou «extérieure») a donc pour effet d'inhiber, de façon plus ou moins marquée, la réaction alcalis-silice dans la direction où celle-ci est appliquée. La norme canadienne CAN/CSA A864 reconnaît d'ailleurs l'effet bénéfique de confinement du béton en présentant une série de courbes montrant la réduction de l'expansion du béton en fonction de la précontrainte qui lui est appliquée (voir la figure 3). Selon ces courbes, une précontrainte d'environ 3 MPa réduirait l'expansion du béton d'au moins 75 % et peut-être même complètement.

3. RÉSISTANCES ET CAPACITÉ PORTANTE DES ÉLÉMENTS EN BÉTON ARMÉ SANS ETRIER AFFECTÉS PAR LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

3.1. Constats

Des études réalisées au cours des années 80 ont permis de constater que la réaction alcalis-silice ne semble pas avoir une influence très marquée sur la résistance en flexion des éléments en béton armé lorsque l'expansion libre du béton est inférieure à 0,6 % (ISE, 1992). Rappelons que l'expansion libre du béton peut être beaucoup plus importante que celle des éléments où l'expansion est gênée par les aciers

d'armature (voir la figure 2). Pour des expansions libres plus importantes que 0,6 %, des réductions de résistance en flexion allant jusqu'à 25 % ont été observées dans le passé (ISE, 1992).

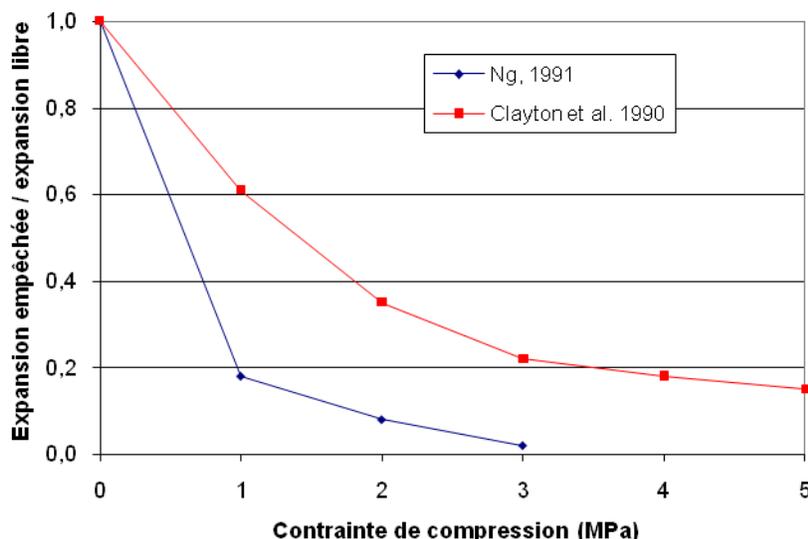


Figure 3 – Effet de la précontrainte sur l'expansion du béton affecté par la réaction alcalis-silice dans la direction du confinement (tiré de CAN/CSA A864)

Smaoui (2003) rapporte que la « précontrainte chimique » du béton liée à la réaction alcalis-silice peut améliorer la résistance à la fissuration en flexion du béton. Ce dernier rapporte également que le mode de rupture d'un élément en béton armé peut changer selon le degré d'expansion du béton, passant d'un mode de rupture en cisaillement, pour un béton sain, à celui en flexion pour un béton réactif. La « précontrainte chimique » du béton peut donc, dans certains cas, avoir un effet bénéfique sur la capacité en cisaillement du béton (V_c). Ce phénomène pourrait donc compenser, du moins en partie, la diminution importante de la résistance au cisaillement du béton qui serait normalement attendue lorsqu'il y a chute de la résistance en tension du matériau due à la microfissuration du béton (voir le tableau 1). À cet effet, les travaux d'Okada et al. (1989) ont permis de constater que la diminution de la résistance au cisaillement de poutres de béton sans armature de cisaillement est limitée à 15 % lorsque la réduction de la résistance à la compression du béton est de 35 %, et ce, pour les trois rapports d'armatures longitudinales considérés par ces chercheurs (0 %, 0,51 % et 0,79 %). Pour sa part, Clayton et al. (1990) ont observé des pertes de résistance en cisaillement sur des poutres précontraintes (sans armature de cisaillement) d'environ 20 % lorsque les premières fissures sont apparues à la surface des poutres.

Notons qu'en présence d'étriers (quantité d'au moins 0,2 %), l'ISE (1992) rapporte que la résistance au cisaillement des poutres peut être augmentée significativement, l'augmentation pouvant même atteindre 45 % dans certains cas. Cette augmentation est vraisemblablement liée à l'effet bénéfique de la « précontrainte chimique ». L'ISE indique toutefois qu'en absence d'étriers, les résultats publiés au fil des ans sont souvent contradictoires, certains auteurs affirmant que la réaction alcalis-silice augmente la résistance au cisaillement du béton alors que d'autres prétendent le contraire. Cette observation met en évidence l'importance d'étudier avec attention chacun des cas d'expansion et de fissuration du béton liés à la réaction alcalis-silice, toute généralisation pouvant être hasardeuse.

Soulignons enfin que Bérubé et Gibergues (1992) soutiennent que la mesure de l'expansion du béton (qui peut être faite, ou du moins estimée, à partir de la mesure de l'ouverture de fissures à la surface des éléments de béton) est le paramètre le plus représentatif de l'endommagement ou de la perte potentielle de capacité portante des éléments en béton armé. Selon ces auteurs, des expansions inférieures à 0,10 à 0,15 % (dans la direction parallèle aux armatures) n'auraient pour effet que de mettre le béton en

compression, et ce, sans effet néfaste sur la capacité portante de la structure. Rappelons que la limite élastique d'un acier de 400 MPa est atteinte lorsque son expansion est supérieure à 0,2 %. Cette limite d'expansion est évidemment moindre lorsque la limite élastique de l'acier est inférieure à 400 MPa, ce qui est fréquemment le cas pour les ponts construits avant les années 80 (voir la norme CAN/CSA S6-06). En assumant qu'il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et l'armature, Bérubé et Gibergues (1992) soulignent que les armatures se retrouvent dans le domaine inélastique lorsque le niveau d'expansion dépasse environ 0,15 % (dans la direction parallèle aux armatures). Toute charge additionnelle risque alors de causer des déflexions ou des déformations irréversibles dans les éléments structuraux.

3.2. Étude de cas : évaluation de la capacité portante d'un portique en béton armé sans armature de cisaillement affecté par la réaction alcalis-silice

Dans le cadre d'une campagne d'évaluation de la capacité portante de 135 structures en béton armé sans armature de cisaillement, le ministère des Transports du Québec a mandaté en 2007 la firme CIMA+ afin d'évaluer une structure en béton armé affectée par la réaction alcalis-silice (voir la photo 1). L'évaluation de cette structure, formée de trois «ponts à béquille» bout à bout, a été réalisée selon les exigences de la norme CAN/CSA S6-06. Notons que la structure, construite en 1965, comporte un total de sept travées ayant une épaisseur variant de 567 mm (à la mi-travée) à 1425 mm (à la face des piles). Aucuns travaux de réfection majeure n'ont été faits sur la structure depuis sa mise en service.

3.2.1 Inspection, carottage et caractérisation du béton de la structure

L'inspection de la structure a permis d'observer des fissures longitudinales très larges sur les côtés extérieurs du pont, leur ouverture allant jusqu'à 10 mm (voir la photo 1). L'inspection du dessous de la dalle a aussi révélé la présence de fissures longitudinales moyennes à larges espacées d'environ 300 mm. Quelques fissures transversales étroites (ouverture de 0,10 à 0,15 mm) ont aussi été observées lors de l'inspection. Un relevé d'arpentage au niveau du dessus de la structure a permis de relever une flèche de 25 mm à mi-portée de la travée centrale. Les extrémités en porte-à-faux ont également tendance à se soulever. Selon les plans disponibles, la flèche sous les charges permanentes, une fois les effets de fluage pris en compte, devrait être pratiquement nulle. Il est donc possible de supposer qu'une flèche additionnelle de près de 25 mm s'est ajoutée au cours des ans.

Les essais de caractérisation du béton ont permis d'établir que la résistance à la compression et le module élastique du béton sont faibles, voire même très faibles, pour une structure de 1965. La résistance nominale utilisée pour l'évaluation de la capacité portante est de 16,7 MPa alors que les bétons des années 60 ont typiquement des résistances de l'ordre de 27,5 MPa, soit 4000 psi. Notons que le résultat de 16,7 MPa a été obtenu à partir de la résistance à la compression mesurée sur cinq carottes prélevées et testées selon les exigences de la norme CAN/CSA A23.2. Ces carottes ont toutes été prélevées à partir du dessus de la dalle. Les modules élastiques du béton mesurés vont de 3,15 GPa à un peu plus de 10,6 GPa. Le module élastique du béton de la structure aurait dû être de l'ordre de 25 GPa. Soulignons, par ailleurs, que l'examen des carottes a révélé la présence de nombreuses microfissures dans le cœur de la structure, celles-ci étant sans aucun doute liées à la réaction alcalis-silice (voir la photo 2). Comme à l'habitude, les fissures observées sur le côté extérieur de la dalle ne pénètrent pas profondément dans la structure, celles-ci n'ayant pas été observées sur les carottes prélevées à 1,0 m du côté extérieur de la dalle.

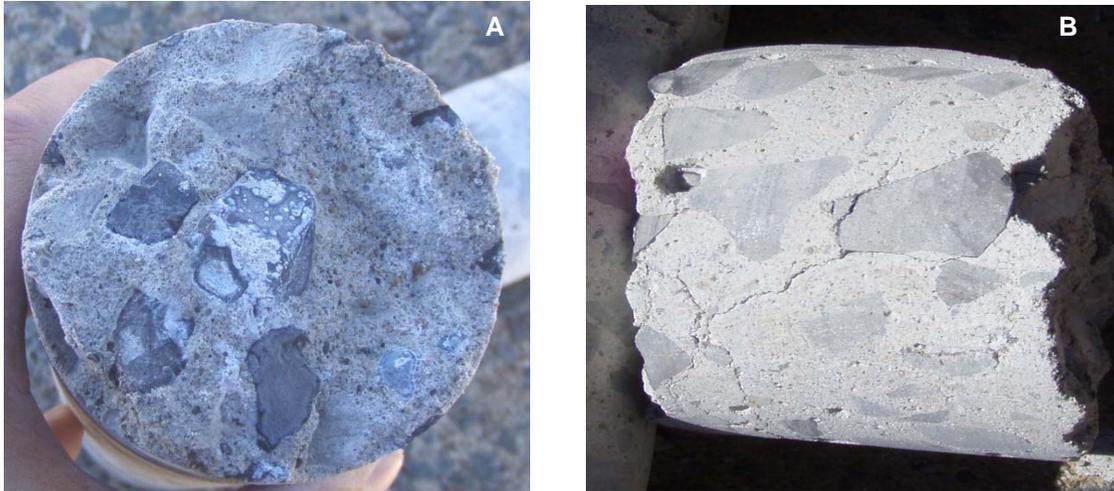


Photo 2 – Signes de réactivité alcaline dans le béton du portique (A : présence d'un gel blanchâtre et d'auréole de réaction; B : fissuration de la masse de béton)

3.2.1.1 Discussion des observations faites sur le site et des résultats de caractérisation du béton

L'expansion du béton mesurée sur le côté extérieur de la structure est très importante, celle-ci étant de l'ordre de 0,25 à 0,5 % (ou 2,5 à 5 mm/m). Rappelons qu'il n'y a pas d'armature de cisaillement ni d'armature de peau dans la structure, l'expansion du béton n'est donc pas gênée selon l'axe vertical. Les expansions mesurées selon cet axe peuvent donc être considérées comme étant des expansions libres. Selon l'axe transversal, l'expansion du béton atteint 0,175 % (1,75 mm/m). En considérant qu'une partie de cette expansion est due au retrait du béton (typiquement 0,05 % ou 0,5 mm/m), l'expansion attribuable à la réaction alcalis-silice pourrait être de l'ordre de 0,125 %. La présence d'armatures #4 (haut et bas) à 300 mm c/c dans l'axe transversal a donc vraisemblablement réduit l'expansion libre du béton, et ce, probablement en raison de la mise en précontrainte du béton due à la réaction alcalis-silice (voir la section 2.3). Notons qu'une telle réduction de l'expansion (soit 40 à 60 %) est tout à fait compatible avec les données montrées sur la figure 2. L'expansion mesurée transversalement suggère toutefois que les armatures dans cette direction, ou du moins une partie de celles-ci, sont près de la plastification. En effet, considérant l'année de construction de la structure, la limite élastique probable des armatures devrait être d'environ 315 MPa; l'expansion maximale permettant d'atteindre cette contrainte est donc de 0,15 %. Soulignons que dans la direction longitudinale, aucune expansion significative du béton n'a été observée, les valeurs mesurées étant de l'ordre de 0,015 à 0,03 % (0,15 à 0,30 mm/m). La présence d'une quantité appréciable d'armature (#14S haut et bas à 300 mm c/c – teneur en acier de 1,05 %) semble avoir contribué à inhiber pratiquement toute l'expansion du béton, et ce, fort probablement en raison de la mise en précontrainte chimique du matériau. L'autre facteur qui a probablement contribué à inhiber l'expansion associée à la réaction alcalis-silice est la contrainte de compression induite sur une partie des sections de béton par les efforts de flexion.

Notons que les courbes montrées à la figure 2 suggèrent qu'une précontrainte de l'ordre de 2 à 3 MPa peut, dans certains cas, inhiber pratiquement toute l'expansion du béton liée à la réaction alcalis-silice. Considérant l'absence d'une fissuration significative dans la direction transversale, le béton de la structure à l'étude est donc vraisemblablement précontraint longitudinalement, et ce, en partie par la réaction alcalis-silice et, selon les sections considérées, par la compression induite dans le béton par les efforts de flexion. Cette absence de fissuration permet de concevoir que les armatures longitudinales n'ont pas atteint le niveau de la plastification bien que celles-ci soient sollicitées significativement par le phénomène. Si une précontrainte associée à la réaction alcalis-silice de 2 MPa est considérée dans le béton (précontrainte uniforme sur toute la hauteur de l'élément de béton), la contrainte de traction induite dans les armatures longitudinales serait, excluant toute contribution des charges permanentes et des

surcharges, de 194 MPa (teneur en acier longitudinal de 1,03 %). L'impact de cette tension sur la capacité portante du pont sera discuté dans les prochains paragraphes. Enfin, notons que le faible module élastique du béton pourrait permettre d'expliquer, du moins en partie, la flèche de 25 mm observée au niveau de la travée centrale.

3.2.2 Évaluation de la capacité portante de la structure à l'étude

3.2.2.1 Méthode d'analyse retenue

Un modèle linéaire a été créé à l'aide du logiciel SAFI pour l'analyse des efforts de flexion et de cisaillement. L'analyse est basée sur la méthode de l'analogie de la poutre proposée dans la norme CAN/CSA S6-06. La géométrie et les caractéristiques de la structure permettent l'emploi de cette méthode pour la distribution des charges permanentes et de la surcharge. Les facteurs de distribution des surcharges ont été calculés selon la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA S6-06. L'analyse de la structure a été faite en considérant un comportement en cisaillement de type E1 (élément subissant, sans avertissement ou presque, une perte brusque de résistance) et E3 en flexion (élément subissant une défaillance progressive tout en donnant des indices de défaillance probable). Ces types de comportement sont conformes aux exigences de la norme CAN/CSA S6-06.

La modélisation de la structure inclut la dalle et les béquilles à inerties variables (voir la figure 4). Notons que les parties nord et centrale sont semblables (longueur de 37,2 mètres pour la partie centrale et 38,1 mètres pour la partie nord) alors que la partie sud est plus courte (longueur de 26,7 mètres). La section critique en cisaillement est située à d^1 de la face de la béquille B5 alors que la section critique en flexion est située au centre de la portée entre les béquilles B5 et B6. Les efforts pondérés en cisaillement (V_f) et flexion (M_f) à la section critique en cisaillement sont respectivement 509 kN et 1624 kNm (moment négatif – les efforts non pondérés sont : $M_D = 565$ kNm et $M_L = 476$ kNm). À la section critique en flexion, l'effort pondéré en flexion est de 1272 kNm.

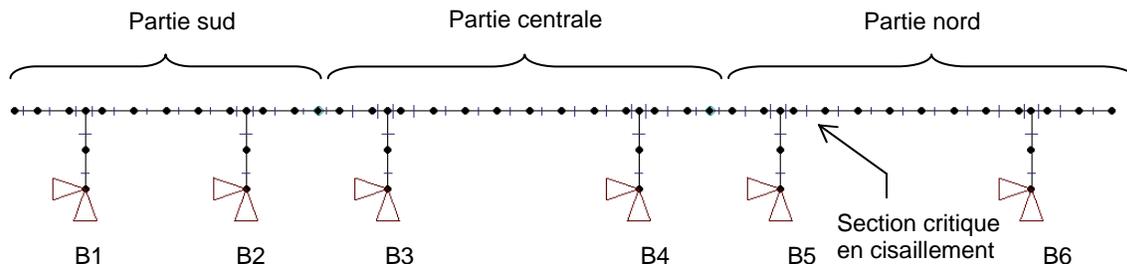


Figure 4 – Modèle utilisé pour le calcul des efforts de flexion et cisaillement

3.2.2.2 Calcul des facteurs de capacité portante en cisaillement et flexion

Avant de présenter les facteurs de capacité portante en cisaillement et flexion, il convient de préciser que les calculs suivants ont été faits afin de mettre en évidence l'influence que la réaction alcalis-silice pourrait avoir sur la capacité portante de la structure à l'étude. Il est important de noter que d'autres phénomènes, qui n'ont pas été considérés dans la présente communication, pourraient modifier sensiblement les facteurs de capacité portante présentés. À titre d'exemple, notons qu'aucune redistribution (soit transversale ou longitudinale) des efforts dus à la fissuration du béton et à la non-

¹ d : hauteur effective de l'élément (distance entre le centre de gravité de la force de traction et la fibre extrême comprimée), mm

linéarité des matériaux (béton et armatures) n'a été considérée. Les effets thermiques ont aussi été négligés, ces effets étant susceptibles d'induire, selon les saisons, des efforts de traction ou de compression dans le tablier du pont.

- **Capacité portante en cisaillement**

Dans un premier temps, l'analyse de la capacité portante en cisaillement a été réalisée avec des propriétés de matériaux exempts de tous défauts induits par la réaction alcalis-silice (ou par tout autre mécanisme d'endommagement). La capacité portante de la structure a été évaluée avec une résistance à la compression du béton de 27,5 MPa, soit une valeur typique pour les bétons des années 60. Les autres propriétés considérées pour l'analyse sont données au tableau 2. Notons que le calcul de la résistance au cisaillement a été fait en considérant les composantes inclinées des forces de compression et de traction dues à la flexion dans la partie de la dalle où la hauteur est variable.

Tableau 2 – propriétés retenues pour le calcul du facteur de capacité portante critique

Symbole	Description	Valeur
f'_c	Résistance à la compression	27,5 MPa
f_y	Limite élastique probable de l'acier*	315 MPa
a_g	Taille des granulats	19 mm
E_s	Module d'élasticité de l'acier	200 000 MPa
d	Hauteur effective	1221 mm
d_v	Hauteur effective de cisaillement	1107 mm
$s_z (= d_v)$	Paramètre d'espacement des fissures	1107 mm
A_s haut	Aire des armatures (haut de la dalle)	11 430 mm
A_s bas	Aire des armatures (bas de la dalle)	1118 mm

* Selon la norme CAN/CSA S6-06, la limite élastique de l'acier d'armature d'un pont construit en 1965 devrait être de 230 MPa. Toutefois, des essais réalisés par le ministère des Transports du Québec sur des structures construites à la même époque ont montré que la limite élastique de l'acier d'armature pouvait être de 315 MPa. Uniquement aux fins de l'exemple présenté dans cette section, une valeur de 315 MPa a été retenue.

Les équations qui suivent², tirées de la norme CAN/CSA S6-06, ont permis d'établir le facteur de capacité portante en cisaillement F_{V-CL1W} à la section critique en cisaillement, et ce, pour des trains routiers intégrés à la circulation normale (camion CL-1W):

$$V_c = 2,5 \beta \phi_c f_{cr} b_v d_v \quad [1]$$

² V_c : résistance pondérée au cisaillement; V_p : composantes inclinées des forces de compression dues à la flexion dans la zone où la hauteur de la dalle est variable; ϕ_c : coefficient de tenue du béton; b_v : largeur effective de l'élément; ϵ_x : déformation longitudinale du béton; β : coefficient utilisé pour calculer la résistance au cisaillement du béton fissuré; s_{ze} : valeur équivalente de s_z tenant compte de la grosseur des granulats; f_{cr} : résistance à la fissuration du béton; U : coefficient d'ajustement de la résistance ($U = 1,0$ pour les éléments montrant des signes d'endommagement); R : résistance pondérée; M_D et V_D : effet nominal (non pondéré) en flexion et cisaillement dû au poids propre; M_L et V_L : effet nominal statique (non pondéré) de la surcharge routière en flexion et cisaillement, incluant la majoration dynamique; α_D : coefficient de pondération du poids propre; α_L : coefficient de pondération dû à la surcharge routière.

$$V_p = \frac{0,9 \times (M_D + M_L) \times \text{pente gousset}}{d_v} = \frac{0,9 \times (565 \times 10^6 + 476 \times 10^6) \times 0,06}{1107} = 50,8 \text{ kN} \quad [2]$$

$$\varepsilon_x = \frac{M_f / d_v + V_f + V_p + 0,5N_f}{2 (E_s A_{st})} = \quad [3]$$

$$\frac{1624 \times 10^6 / 1107 + 509 \times 10^3 - 50,8 \times 10^3}{2 (200000 \times 11430)} = 421 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$$

$$s_{ze} = 35s_z / (15 + a_g) = 35 \times 1107 / (15 + 19) = 1139 \text{ mm} \quad [4]$$

$$\beta = \left[\frac{0,4}{1 + 1500\varepsilon_x} \right] \left[\frac{1300}{1000 + s_{ze}} \right] = \left[\frac{0,4}{1 + 1500 \times 0,000421} \right] \left[\frac{1300}{1000 + 1139} \right] = 0,1490 \quad [5]$$

$$f_{cr} = 0,4 \sqrt{f_c} = 0,4 \times \sqrt{27,5} = 2,1 \text{ MPa} \quad [6]$$

$$V_c = 2,5 \times 0,1490 \times 0,75 \times 2,1 \times 1000 \times 1107 = 650 \text{ kN} \quad [7]$$

$$F_{V-CL1W} = \frac{U(V_R + V_p) - \alpha_D V_D}{\alpha_L V_L} = \frac{1,0 \times (650 + 50,8) - 274}{233} = 1,83 \quad [8]$$

Les calculs précédents montrent que le facteur de capacité portante en cisaillement ($F_{V-CL1W} = 1,83$) est supérieur à 1,0, ce qui indique que la capacité du pont, sans défaut de matériaux, est adéquate. La capacité portante réelle de la structure est toutefois fort probablement différente puisque l'endommagement du béton, engendré par la réaction alcalis-silice, n'a pas été considéré. Par conséquent, les prochains paragraphes proposent certaines modifications aux calculs afin d'y intégrer l'effet de la réaction alcalis-silice sur la capacité portante de la structure à l'étude.

Les calculs précédents (voir les équations [1] à [8]) sont tout d'abord repris en utilisant la résistance à la compression mesurée sur les carottes prélevées dans l'ouvrage (16,7 MPa) plutôt qu'en utilisant la résistance à la compression spécifiée (27,5 MPa). La reprise des calculs avec une résistance à la compression plus faible réduit le facteur de capacité de surcharge en cisaillement de 1,83 à 1,21. Notons que cette façon de faire est celle proposée dans la norme CAN/CSA S6-06.

Une modification additionnelle aux calculs précédents est toutefois proposée afin de considérer l'influence de la « précontrainte chimique » du béton engendrée par la réaction alcalis-silice. Tel que discuté à la section 3.2.1.1, les observations faites lors de l'inspection de la structure suggèrent que la « précontrainte chimique » du béton pourrait être de l'ordre de 2 à 3 MPa. Une valeur de 2 MPa a été retenue pour les calculs. Ainsi, la force de précontrainte induite dans le béton est reprise par les aciers

d'armature et gènère, selon les hypothèses retenues, une contrainte de 194 MPa dans l'acier longitudinal.

Soulignons que la contrainte dans l'acier longitudinal (σ_s) due à la réaction alcalis-silice est calculée en supposant que la « précontrainte chimique » est uniforme sur toute la hauteur de la section de béton. Cette contrainte est calculée de la façon suivante :

$$F_{\text{béton}} = \sigma_c \times A = 2 \times 1107 \times 1000 = 2214 \text{ kN} \quad [9]$$

$$\sigma_s = \frac{2214 \text{ kN}}{11430 \text{ mm}^2} = 194 \text{ MPa} \quad [10]$$

Afin de tenir compte de l'effet bénéfique de la « précontrainte chimique » dans le calcul de la résistance en cisaillement du béton, une charge axiale N_f est ajoutée dans le calcul de la déformation du béton (ε_x) (voir l'équation 2). Dans le cas présent, l'effet de la « précontrainte chimique » est appréciable puisqu'elle permet d'augmenter le facteur de capacité de surcharge F en cisaillement de 1,21 à 1,82, les calculs suivants permettent d'en faire la démonstration :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f / d_v + V_f + V_p + 0,5N_f}{2 (E_s A_{st})} = \quad [11]$$

$$\frac{1624 \times 10^6 / 1107 + 509 \times 10^3 - 50,8 \times 10^3 - 0,5 \times 2214 \times 10^3}{2 (200000 \times 11430)} = 179 \times 10^{-6} \text{ mm / mm}$$

$$\beta = \left[\frac{0,4}{1 + 1500 \times 0,000179} \right] \left[\frac{1300}{1000 + 1139} \right] = 0,1916 \quad [12]$$

$$V_c = 2,5 \times 0,1916 \times 0,75 \times 1,63 \times 1000 \times 1107 = 648 \text{ kN} \quad [13]$$

$$F_{V-CL1W} = \frac{U(V_R + V_p) - \alpha_D V_D}{\alpha_L V_L} = \frac{1,0 \times (648 + 50,8) - 274}{233} = 1,82 \quad [14]$$

Une troisième modification est considérée dans le calcul de la résistance en cisaillement du béton. Cette fois, la modification vise à prendre en compte la diminution de la résistance en traction du béton due à la microfissuration du matériau par la réaction alcalis-silice. Tel que discuté précédemment, la résistance à la compression du béton est considérée comme un mauvais indicateur de l'endommagement réel du matériau par la réaction alcalis-silice. Puisqu'une rupture en cisaillement du béton est en fait initiée par une rupture en traction du matériau (MacGregor et Bartlett, 2000), l'utilisation de la résistance à la traction (plutôt que la résistance à la compression) semble donc plus appropriée pour le calcul de la résistance au cisaillement du béton.

Dans cette communication, la diminution de la résistance à la traction du béton a été estimée à partir de l'expansion libre mesurée sur le côté extérieur de la structure. Rappelons que l'expansion libre mesurée est de l'ordre de 0,25 % (2,5 mm/m) à 0,50 % (5,0 mm/m). Selon le tableau 1, pour une telle expansion, il est possible d'évaluer la perte de résistance en traction du béton à environ 45 % de la résistance initiale. Ainsi, avec cette hypothèse, la résistance en traction du béton est réduite à 0,94 MPa (comparativement à 2,1 MPa pour le béton sans défaut) et la résistance au cisaillement du béton chute à 386 kN. Une telle chute de résistance fait passer le facteur de capacité de surcharge F de 1,82 à 0,70. Les équations qui suivent permettent de justifier ces résultats :

$$V_c = 2,5 \times 0,1980 \times 0,75 \times 0,94 \times 1000 \times 1107 = 386 \text{ kN} \quad [15]$$

$$F_{V-CL1W} = \frac{U(V_R + V_p) - \alpha_D V_D}{\alpha_L V_L} = \frac{1,0 \times (386 + 50,8) - 274}{233} = 0,70 \quad [16]$$

Notons que le facteur de capacité portante serait encore plus faible si l'influence de la « précontrainte chimique » n'était pas prise en compte ($F_{V-CL-1} = 0,29$ au lieu de 0,70). L'absence de fissures transversales sous la dalle suggère toutefois que la « précontrainte chimique » agit toujours sur le béton de la structure à l'étude (voir la section 3.2.1.1). Le tableau 3 regroupe les résultats obtenus selon les différents scénarios considérés dans les calculs du facteur de capacité de surcharge en cisaillement.

Tableau 3 – Facteurs de capacité de surcharge en cisaillement à la section critique

Scénarios considérés	F_{CL1}
Aucun endommagement considéré; calculs réalisés avec la résistance à la compression spécifiée de 27,5 MPa	1,83
Calculs réalisés avec la résistance à la compression diminuée à 16,7 MPa due à l'action de la réaction alcalis-silice (valeur mesurée sur carottes)	1,21*
Calculs réalisés en considérant la « précontrainte chimique » et la résistance à la compression diminuée à 16,7 MPa	1,82
Calculs réalisés en considérant la « précontrainte chimique » et la résistance en traction réduite du béton (0,94 MPa)	0,70
Calculs réalisés sans considérer la « précontrainte chimique » et en utilisant une résistance en traction réduite du béton (0,94 MPa)	0,29

* Valeur qui doit être retenue si les exigences de calcul aujourd'hui spécifiées dans la norme CAN/CSA S6-06 sont considérées

- **Capacité portante en flexion**

L'évaluation du facteur de capacité de surcharge en flexion est basée sur la norme CAN/CAS S6-06. Les calculs sont réalisés à la section critique en cisaillement afin d'apprécier la relation entre le cisaillement et la flexion lorsque le béton est affecté par la réaction alcalis-silice. Dans un premier temps, un facteur de capacité de surcharge est calculé en considérant que le béton est sain et exempt de tout défaut. En utilisant la résistance à la compression spécifiée de 27,5 MPa, le facteur de capacité portante en flexion F_{M-CL1W} est de 4,16.

La réaction alcalis-silice influence le facteur de capacité portante en flexion puisque l'expansion du béton génère une traction dans les armatures. Ce phénomène peut être pris en compte en soustrayant de la limite élastique de l'acier la traction induite dans les armatures par l'expansion (ou la « précontrainte chimique ») du béton. Le facteur de capacité en surcharge en flexion est affecté d'une façon très importante par ce phénomène, celui-ci passant de 4,16 à 0,67. Les équations [17] à [19] résument les calculs réalisés :

$$a = \frac{\phi_s A_s f_y}{\phi_c \alpha_1 f_c} = \frac{0,9 \times 11430 \times (315 - 194)}{0,75 \times 0,82 \times 16,7 \times 1000} = 121,2 \text{ mm} \quad [17]$$

$$M_r = \phi_s A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \times 11430 \times (315 - 194) \times \left(1107 - \frac{121,2}{2} \right) = 1302,5 \text{ kNm} \quad [18]$$

$$F_{M-CLIW} = \frac{UM_R - \alpha_D M_D}{\alpha_L M_L} = \frac{1,0 \times 1302,5 - 927}{564} = 0,67 \quad [19]$$

Il est important de souligner que si les armatures se plastifient (contrainte dans l'armature supérieure à la limite élastique de l'acier) suite au passage d'une (ou de plusieurs) surcharge(s) routière(s), l'effet de la « précontrainte chimique » peut s'atténuer et possiblement disparaître puisque les armatures auront déformé plastiquement libérant ainsi les contraintes générées par l'expansion du béton. Une fois l'acier plastifié, le facteur de capacité de surcharge peut alors être recalculé avec la limite élastique de l'acier, soit 315 MPa (voir le tableau 2). En l'absence de la « précontrainte chimique », le facteur de capacité portante en flexion passe de 0,67 à 3,81 :

$$a = \frac{\phi_s A_s f_y}{\phi_c \alpha_1 f_c} = \frac{0,9 \times 11430 \times 315}{0,75 \times 0,82 \times 16,7 \times 1000} = 315,5 \text{ mm} \quad [20]$$

$$M_r = \phi_s A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \times 11430 \times 315 \times \left(1107 - \frac{315,5}{2} \right) = 3075 \text{ kNm} \quad [21]$$

$$F_{M-CLIW} = \frac{UM_R - \alpha_D M_D}{\alpha_L M_L} = \frac{1,0 \times 3075 - 927}{564} = 3,81 \quad [22]$$

3.2.2.3 Discussion

Les calculs qui précèdent démontrent tout d'abord que le facteur de capacité de surcharge de la structure à l'étude varie considérablement selon les scénarios considérés, le facteur F en cisaillement passant de 1,83 à 0,29 (voir le tableau 3) alors que le facteur F en flexion varie de 0,67 à 3,81. Les résultats obtenus indiquent que la « précontrainte chimique » du béton est susceptible, dans certains cas, d'améliorer sensiblement la résistance au cisaillement du béton. Toutefois, il est important de s'assurer que si cet effet bénéfique est pris en compte, celui-ci doit pouvoir être maintenu dans le temps. Pour ce faire, la plastification des aciers longitudinaux tendus par la réaction alcalis-silice doit être évitée sous les charges permanentes et lors du passage des surcharges routières. En effet, l'effet de « précontrainte chimique » du béton ne peut être maintenu que si les efforts de flexion engendrés dans l'armature longitudinale par les charges permanentes et les surcharges routières demeurent inférieurs à la limite élastique de l'acier. Si tel n'est pas le cas, les armatures s'allongent et se déforment d'une manière permanente (déformation inélastique) suite, par exemple, au passage d'un camion. Il en résulte alors une perte de la

« précontrainte chimique » du béton et, par conséquent, une diminution de la résistance au cisaillement. Une telle séquence d'événements n'est évidemment pas souhaitable et devrait être considérée par une analyse des contraintes de traction dans les armatures longitudinales. La limite élastique de l'acier doit aussi être connue avec justesse.

L'analyse réalisée a aussi permis de constater que la capacité portante en cisaillement n'est pas la seule propriété susceptible d'être affectée par la réaction alcalis-silice. En effet, la traction induite dans les armatures longitudinales, qui peut être importante (environ 194 MPa dans le cas d'étude retenue dans cette communication), a probablement pour effet de réduire de façon très importante la réserve de capacité des armatures avant leur plastification. Le facteur de capacité portante en flexion, tel que défini dans la norme CAN/CSA S6-06, se trouve alors sensiblement réduit. Notons toutefois qu'une fois l'armature longitudinale plastifiée, celle-ci aura déformée plastiquement libérant ainsi les contraintes générées par l'expansion du béton. La capacité portante de la structure en flexion s'en trouvera alors améliorée significativement puisque l'armature longitudinale sera de nouveau en mesure de reprendre une contrainte correspondant à la limite élastique de l'acier. À l'opposé, une fois l'effet de confinement (« précontrainte chimique ») du béton réduit ou disparu, la capacité portante de la structure en cisaillement est alors réduite. Avant la plastification des armatures longitudinales, la réaction alcalis-silice semble donc affecter positivement la capacité portante en cisaillement et négativement celle en flexion. Une fois les armatures plastifiées, le cas échéant, la situation tend à s'inverser, la capacité en cisaillement est réduite (due à la disparition de la « précontrainte chimique » du béton) alors que celle en flexion est augmentée (due à la libération des efforts de traction dans les armatures qui ne sont pas liées aux charges permanentes et surcharges).

Par ailleurs, rappelons qu'une plastification des armatures se traduit par une amplification de la flèche de la structure. Une telle augmentation de flèche peut donc être une conséquence de la réaction alcalis-silice. L'augmentation de la flèche peut aussi être liée à la réduction du module élastique du béton par la réaction alcalis-silice. La contribution de chacun de ces phénomènes est propre à chacune des structures affectées par la réaction alcalis-silice.

Notons enfin que la grande sensibilité des résultats obtenus démontre l'importance de bien caractériser les propriétés mécaniques des bétons endommagés, la détermination de la résistance à la traction du béton étant, par le fait même, probablement très importante. Notons toutefois que la mesure de cette propriété n'est pas une chose facile à réaliser. L'orientation de la carotte peut même jouer un rôle important dans les résultats obtenus, ceci étant lié au fait que la réaction alcalis-silice transforme le béton en un matériau anisotrope.

4. PERSPECTIVES DE RECHERCHE

L'expansion des bétons affectée par la réaction alcalis-silice a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche au cours des vingt-cinq dernières années. Toutefois, peu de ces travaux se sont penchés spécifiquement sur l'influence de cette réaction d'endommagement des bétons sur la capacité portante des ponts routiers. Les connaissances insuffisantes sur ce sujet font en sorte que le calcul des résistances en flexion et cisaillement, de même que l'évaluation de la capacité portante des ponts, peut devenir un exercice complexe où certaines hypothèses doivent être posées. Les analyses réalisées à la section précédente ont permis de mettre en évidence cette situation, le facteur de capacité portante en cisaillement de la structure étudiée variant de 0,29 à 1,83 selon les hypothèses considérées.

Afin d'en arriver à évaluer, le plus justement possible, l'influence de la réaction alcalis-silice sur les résistances du béton et la capacité portante des ponts routiers, une série de travaux de recherche est proposée dans ce qui suit :

- Caractérisation des propriétés mécaniques des bétons affectés par la réaction alcalis-silice : l'évaluation des propriétés mécaniques, comme la résistance à la traction et le module élastique du béton, en fonction de l'endommagement du matériau est proposée. Cette évaluation devrait être faite en considérant l'anisotropie du béton endommagé par la réaction alcalis-silice. À cet effet, les éprouvettes éventuellement testées devraient être prélevées dans des structures en service, et ce, dans différentes directions (verticale, horizontale, inclinée).
- Mesure de la « précontrainte chimique » du béton et de la tension induite dans les armatures de flexion : une des hypothèses importantes émises dans cette communication est que la réaction alcalis-silice induit une précontrainte dans le béton et une traction dans les armatures. Des éléments de béton (en service et en laboratoire) devraient être instrumentés afin de : (1) confirmer l'existence de ce phénomène et d'en mesurer son intensité et (2) mieux comprendre son effet sur la résistance en flexion et cisaillement des éléments de béton.

Il est aussi proposé de vérifier, à l'aide d'une analyse par élément fini (analyse non linéaire) et/ou d'essais de laboratoire, si la « précontrainte chimique » du béton est uniforme sur toute la hauteur des éléments ou bien concentrée au voisinage des armatures longitudinales qui sont, dans le cas des dalles épaisses, concentrées dans le haut et le bas des dalles. Notons que la présence d'un gradient de « précontrainte chimique » sur la hauteur des éléments est susceptible de créer des efforts de cisaillement horizontal possiblement non négligeables qui doivent être transférés par le béton.

- Mesure des résistances au cisaillement et en flexion sur des ponts routiers en fin de vie utile : des ponts routiers qui seront démolis au cours des prochaines années devraient être ciblés avant leur démolition afin de mesurer leur résistance *in situ* et prélever des spécimens à grande échelle qui pourront être testés en laboratoire, et ce, sous des conditions bien contrôlées.
- Étude de la flèche et de son évolution sur des ponts routiers affectés par la réaction alcalis-silice : la flèche des structures affectées par la réaction alcalis-silice est souvent plus importante que celle attribuable aux charges permanentes et surcharges. Une étude devrait être entreprise afin d'établir l'origine et de suivre ce phénomène dans le temps. La réduction du module élastique du béton et/ou la plastification des armatures devraient être considérées, du moins en partie, comme des causes possibles de ce phénomène.
- Intégration des résultats des travaux de recherche proposés (ou de toute autre étude pertinente) afin d'en arriver à établir, le cas échéant, des équations de calcul normalisées de résistances en cisaillement et flexion adaptées aux structures affectées par la réaction alcalis-silice.

5. RÉFÉRENCES

- Bérubé, M.A., Smaoui, N., Bissonnette, B., Fournier, B. (2005). Outil d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de réactions alcalis-silice (RAS), Études et recherches en transport, ministère des Transports du Québec, 140 p.
- Bérubé, M.A., Gibergues, A.C., (1992). La durabilité des bétons face à l'alcali-réaction, La durabilité des bétons, Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, pp. 285-349.
- Bérubé, M.A., Smaoui, N., Bissonnette, B., Fournier, B. (2004). 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, 230 p.

- CAN/CSA A864, (2000). Guide to the evaluation and management of concrete structures affected by alkalis-silica reaction, CSA International, Toronto, Canada, 188 p.
- Clayton, N., Currie, R.J., Moss, R.M. (1990). The effect of alkali-silica reaction on the strength of prestressed concrete beams. *The structural Engineer*, Vol. 68, No. 15, pp.287-292.
- Diamond, S. (1989). ASR – Another look at mechanisms. proceeding of the 8th International Conference on AAR in Concrete, Kyoto, Japan,, Kyoto, Japan, pp. 797-802.
- Folliard, K., Thomas, M.D.A, Kurtis, K., (2002). Guidelines for the use of lithium to mitigate or prevent ASR, Federal Highway Administration, DTFH61-02-00051.
- Fournier, B., Bérubé, M.A., (2000). *Revue canadienne de génie civil*.
- ISE, (1992). Structural effect of alkali-silica reaction – technical guidance on the appraisal of existing structures, The Institution of Structural Engineers, 44 p.
- MacGregor, J.G., Bartlett, F.M., (2000). *Reinforced Concrete – Mechanics and Design*, First Canadian Edition.
- Maltais, Y. (2005). Contribution à l'étude des mécanismes de transport ionique et de dégradation chimique dans les matériaux cimentaires partiellement ou complètement saturés, Thèse de doctorat, Département de génie civil, Université Laval, Canada, 293 p.
- Neville, A. (2000). *Propriétés des bétons*, Longman Scientific and Technical, 779 p.
- Okada, K., Utoh, S., Imai, H., Ono, K., (1989). Concrete structure damaged by alkali-silica reaction, proceeding of the 8th International Conference on AAR in Concrete, Kyoto, Japan, pp. 791-796.
- Smaoui N., (2003). Contribution à l'évaluation du comportement structural des ouvrages d'art affectés de réaction alcalis-silice, Thèse de doctorat, Département de génie civil, Université Laval, Canada, 365 p.
- Uijl, J.A., Kaptijn, N., (2002). Structural consequence of ASR: an example on shear capacity, *Heron*, Vol. 47, No. 2, pp. 125-139.