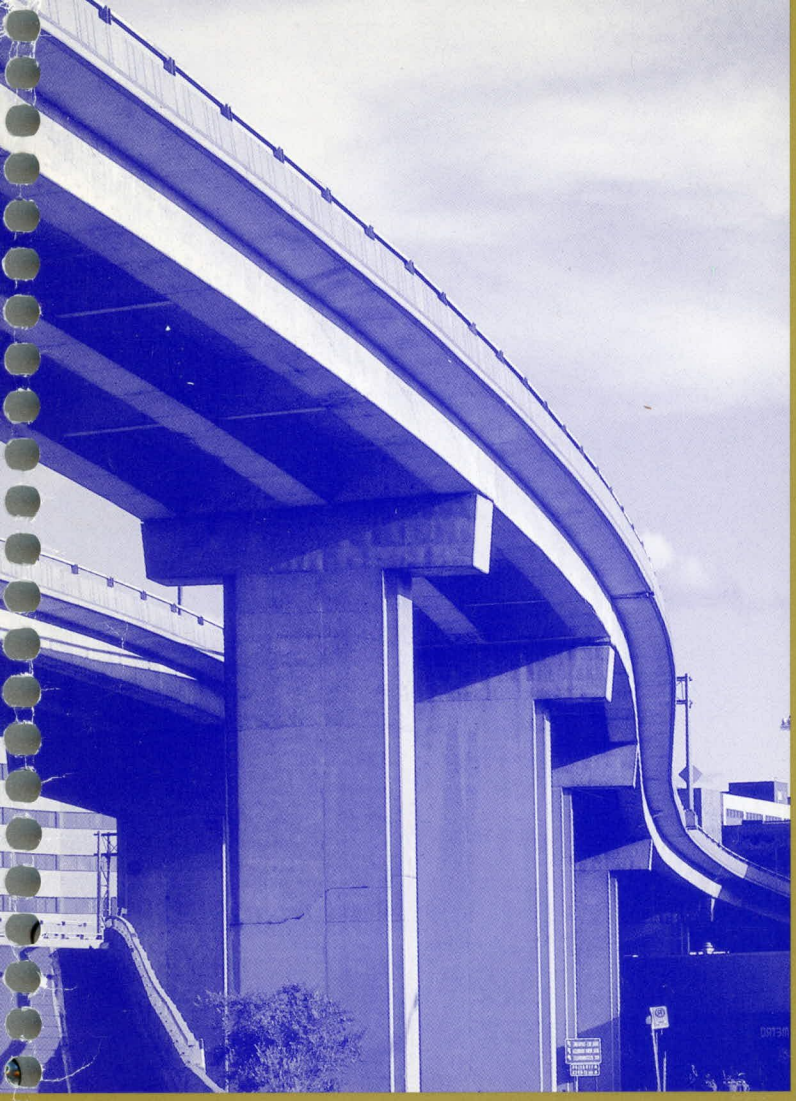


# Résumé des conférences

8e COLLOQUE
SUR LA PROGRESSION DE LA RECHERCHE
QUÉBÉCOISE SUR LES OUVRAGES D'ART

Les 8 et 9 mai 2001

CANQ
TR
954
2001

Québec

639949

*Nous sommes heureux de vous accueillir à ce 8e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art. Votre présence en si grand nombre confirme, une fois de plus, l'intérêt de partager les résultats de recherches récentes dans le domaine des ouvrages d'art.*

*Vingt-deux conférences vous seront présentées au cours des deux prochaines journées. Elles ont été regroupées sous les thèmes suivants : Durabilité, Conception, Évaluation et Réparation.*

*Le Comité organisateur tient à remercier les conférenciers pour leur participation et leur collaboration exemplaire. Il tient également à remercier les participants pour l'accueil favorable qu'ils réservent, année après année, au Colloque. De plus, le soutien du ministère des Transports du Québec, de l'Université Laval et de l'École Polytechnique de Montréal à la tenue annuelle de cet événement est également à souligner .*

*Enfin, un tel colloque ne peut devenir réalité sans la précieuse collaboration des membres du Comité organisateur, soit mesdames Linda T. Fortier, du ministère des Transports du Québec, et Josée Bastien, de l'Université Laval, ainsi que monsieur Bruno Massicotte, de l'École Polytechnique de Montréal.*

*Nous réitérons notre vif intérêt pour tous les travaux de recherche sur les ouvrages d'art ainsi que notre soutien à tous les partenaires qui s'associent à la progression de la recherche québécoise dans ce domaine.*

*Nous souhaitons à tous un bon colloque!*

*Marjolaine Pépin,*
*Responsable du Colloque*

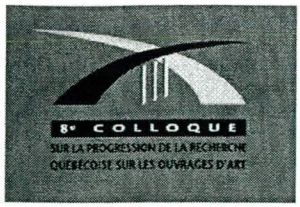
REÇU
CENTRE DE DOCUMENTATION
11 MAI 2001
TRANSPORTS QUÉBEC

QTRD
CAN Q
TR
954
2001

Ministère des Transports
Centre de documentation
930, Chemin Ste-Foy
6e étage
Québec (Québec)
G1S 4X9

# Table des matières


| TITRE | NUMÉRO |
|---|---|
| Durabilité des joints modulaires pour les ponts | 1 |
| Joint de tablier avec garniture enclenchée et dalot | 2 |
| Évaluation de la performance de coulis d'injection pour les structures précontraintes par post-tension | 3 |
| Prévention de la fissuration des bétons au jeune âge par l'utilisation d'un ciment ternaire | 4 |
| Remplacement d'une travée à treillis de 206 pieds à Sainte-Anne-de-Bellevue | 5 |
| Structures de signalisation et d'éclairage | 6 |
| Dispositifs de retenue sur les ponts | 7 |
| Structures innovantes - Ponts du XXI$^{e}$ siècle | 8 |
| Détermination des efforts dans les dalles de tablier des ponts | 9 |
| Étude expérimentale du comportement des assemblages boulonnés antiglissement en aluminium | 10 |
| Conception de glissières de béton de types PL2 et PL3 renforcées avec de l'armature en matériaux composites | 11 |
| L'évaluation de l'expansion résiduelle des ouvrages atteints de réactivité alcalis-silice | 12 |
| Mesure de l'adhésivité barre-béton dans un ouvrage atteint de réactivité alcalis-silice | 13 |
| Relevé de potentiel : outil d'aide à l'entretien des structures | 14 |
| Auscultation des dalles de ponts par radar | 15 |
| Télésurveillance des ponts | 16 |
| Mesure de la tension dans les suspentes et les torons des câbles porteurs du pont de l'Île-d'Orléans par une méthode d'interférométrie laser | 17 |
| Qualité à long terme des réparations en béton | 18 |
| Évaluation de l'enrobage des armatures et son influence sur la qualité des bétons projetés par voie sèche | 19 |
| Influence de la consistance de projection du béton projeté et de l'expérience du lancier sur la qualité de l'enrobage des armatures | 20 |
| Contrôle de la corrosion des aciers d'armatures dans le béton par l'application de la protection cathodique | 21 |
| Vers une caractérisation de la sensibilité à la fissuration des matériaux de réparation | 22 |




# Programme du 8e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art

| Le mardi 8 mai 2001 | | |
|---|---|---|
| 8 h | Inscription et café | |
| 8 h 30 | Comité organisateur | Mot d'ouverture |
| 8 h 35 | Pierre Moreau, *Université Laval* | Allocution du doyen de la Faculté des sciences et de génie |
| 8 h 40 | Anne-Marie Leclerc, *MTQ* | Allocution de la directrice générale des infrastructures et des technologies |
| | ***Durabilité*** | |
| 8 h 45 | Lofti Guizani, *Z-Tech* | Durabilité des joints modulaires pour les ponts |
| 9 h 15 | Denis Bérubé, *MTQ* | Joint de tablier avec garniture enclenchée et dalot |
| 9 h 45 | Pause café | |
| 10 h 15 | Frédéric Côté, *Université Laval* | Étude sur la performance de coulis d'injection |
| 10 h 45 | Nicolas Petrov, *Université de Sherbrooke* | Prévention de la fissuration à jeune âge par l'utilisation d'un ciment ternaire |
| | ***Conception*** | |
| 11 h 15 | Annie Chantelois, *CN* | Remplacement d'une travée à treillis de 206 pieds à Sainte-Anne-de-Bellevue |
| 11 h 45 | Dîner | |
| 13 h 30 | Marcel Vallières, *MTQ* | Structures de signalisation et d'éclairage |
| 14 h | Michel Blouin, *MTQ* | Dispositifs de retenue sur les ponts |
| 14 h 30 | Daniel Bernard, *MTQ* | Structures innovantes - Ponts du XXIe siècle |
| 15 h | Pause café | |
| 15 h 30 | Bruno Massicotte, *École Polytechnique* | Détermination des efforts dans les dalles de pont |
| 16 h | Dominic Fortin, *Université Laval* | Étude expérimentale du comportement des assemblages boulonnés antiglissement en aluminium |
| 16 h 30 | Brahim Benmokrane, *Université de Sherbrooke* | Essais statique et d'impact sur les glissières de ponts en béton renforcé au moyen d'armature en matériaux composites |
| 17 h | Comité organisateur | Mot de clôture |
| 17 h 05 | Cocktail | |

| Le mercredi 9 mai 2001 | | |
|---|---|---|
| 8 h | Inscription et café | |
| 8 h 25 | Comité organisateur, *MTQ* | Mot d'ouverture |
| | ***Évaluation*** | |
| 8 h 30 | Patrice Rivard, *Université de Sherbrooke* | L'évaluation de l'expansion résiduelle des ouvrages atteints de réactivité alcalis-silice |
| 9 h | Clermont Gravel, *Université de Sherbrooke* | L'adhésivité barre-béton dans un ouvrage atteint de réactivité alcalis-silice |
| 9 h 30 | Nourredine Kadoum, *CPI Corrosion* | Le rôle des techniques électrochimiques dans l'auscultation des ouvrages de béton armé |
| 10 h | Pause café | |
| 10 h 30 | Martin Boucher, *GIE Technologies* Daniel Bouchard, *MTQ* | Auscultation des dalles de structures par radar |
| 11 h | Marc Savard, *MTQ* | Télésurveillance des ponts |
| 11 h 30 | Martin Talbot et Marc Savard, *MTQ* | Mesure de la tension dans les suspentes et les torons des câbles porteurs du pont de l'île d'Orléans par une méthode d'interférométrie laser |
| 12 h 00 | Dîner | |
| | ***Réparation*** | |
| 13 h 45 | Maxim Morency, *Université Laval* | Qualité à long terme des réparations en béton |
| 14 h 15 | Jérémie Émond, *Université Laval* | Évaluation de l'enrobage des armatures et son influence sur la qualité des bétons projetés par voie sèche |
| 14 h 45 | Pause café | |
| 15 h 15 | Marc Jolin, *Université Laval* | Effet de la consistance de projection et de l'expérience du lancier sur la qualité de l'enrobage des armatures dans les bétons projetés par voie sèche |
| 15 h 45 | Yves Girouard, *Corrpro Canada inc* | Contrôle de la corrosion des aciers d'armatures dans le béton par l'application de la protection cathodique |
| 16 h 15 | Benoît Bissonnette, *Université Laval* | Vers une caractérisation de la sensibilité à la fissuration des matériaux de réparation |
| 16 h 45 | Guy Richard, *MTQ* | Mot de clôture |

# Durabilité des joints modulaires pour les ponts

*Par : Lotfi Guizani, ing. M.Sc.A*

*Industries Z-Tech inc*

## Résumé

Deux catégories de joints de tablier peuvent être envisagées pour reprendre des mouvements de 80mm et plus : Les joints à dents et les joints modulaires. En plus de présenter un coût initial compétitif et un entretien plus facile, ces derniers ont l'avantage d'être de type fermé qui, lorsque convenablement conçus, fabriqués et installés, sont en mesure d'assurer une solution étanche protégeant la structure des effets néfastes de l'écoulement de l'eau et d'autres débris. Durant les dernières années les efforts de recherche et de développement se sont surtout axés sur l'étude et l'amélioration de la durabilité de ces joints.

Ce papier discute de différents aspects reliés à la durabilité des joints modulaires. Dans un premier lieu, le concept de joint modulaire et les différents types fabriquées sont exposés. Ensuite un survol des différents problèmes de durabilité rencontrés ainsi que les recommandations adoptées pour les résoudre est présenté. Une synthèse et discussion des récents travaux de recherche consacrés à l'étude de la durabilité des joints modulaires sont présentées avec les principales conclusions formulées concernant leur conception, fabrication et installation. Une attention particulière est accordée aux recommandations et conclusions concernant la conception des composantes structurales en fatigue. En dernier, une description sommaire de deux nouveaux tests de pré-qualification sur la durabilité des joints modulaires qui sont en développement en vue de les inclure dans les spécifications de l'AASHTO LRFD est présentée.

## I- Introduction :

La performance des joints d'expansion est une préoccupation justifiée des propriétaires des ponts vu que le coût initial d'un joint d'expansion est souvent insignifiant lorsque comparé au coût d'entretien et au coût engendré par une mauvaise performance. Ce sont là les principales motivations de la philosophie de conception actuellement empruntée par les autorités responsables des ponts et qui cherche à minimiser le nombre des joints. Même que certains états ont poussé plus loin cette approche allant jusqu'à développer des techniques de design et de construction de tablier sans joints (1,2). Cette philosophie, jumelée à la disponibilité de matériaux structuraux de plus en plus performants résulte sur le besoin de joints ayant une plus grande capacité de mouvement. Or, les joints simples sont généralement limités à une capacité de mouvement de 100mm au-delà de laquelle deux types de joint sont couramment utilisés: les joints à dents et les joints modulaires. Ces deux types de joints sont illustrés schématiquement à la figure 1.



(a) (b)

Figure 1 : Illustrations schématiques

(a) Joint modulaire (vue en élévation); (b) Joint à dents (vue en plan)

Une différence majeure entre ces deux alternatives réside dans la protection de la structure de l'écoulement de l'eau et des débris provenant de la surface du tablier. Cette question est d'une importance capitale, particulièrement dans les régions nordiques où l'utilisation de sels de déglaçage est courante pendant l'hiver. Ainsi, un programme d'évaluation de la performance de différents types de joints, mené par le ministère de la Pennsylvanie, accordait à l'étanchéité du joint le poids le plus important parmi les sept critères utilisés (3). D'une part, l'eau provenant du tablier est très corrosive et s'attaque essentiellement aux composantes métalliques, causant une dégradation rapide de leur résistance. Par ricochet, la corrosion avancée des armatures de renforcement engendre l'éclatement du béton à cause de la nature expansive de la rouille. D'autre part, l'accumulation des débris autour des appuis est susceptible de causer une altération importante de leur comportement tel que l'augmentation du coefficient de frottement et l'abrasion de l'interface de mouvement ce qui engendre des forces plus élevées dans certains éléments structuraux du pont et peut entraîner leur dommage. En somme, la non étanchéité du joint aboutit à l'abaissent du niveau de sécurité et du niveau de performance de tout l'ouvrage réduisant ainsi sa durée de vie avec tout ce que cela comporte en conséquences économiques (2,4).

**II- Difficultés associées aux joints à dents**

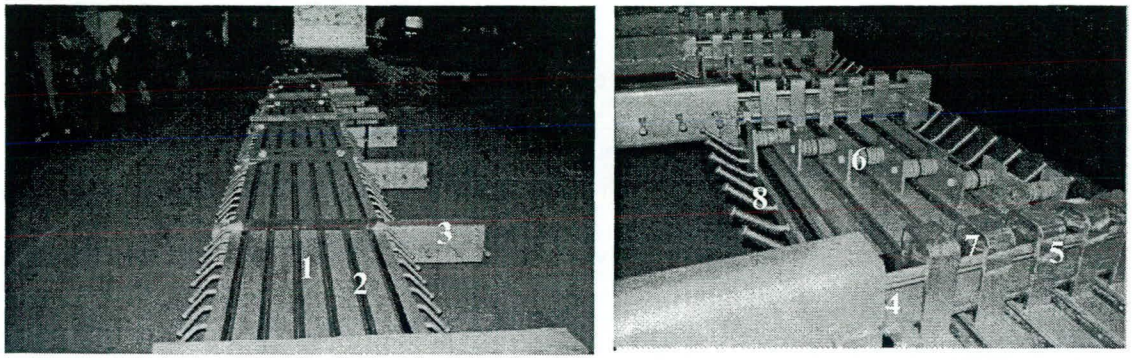
Les joints à dents sont de type ouvert et permettent l'écoulement de l'eau et des débris. Généralement, ils sont munis d'un système de dalot afin de collecter l'eau et de la rediriger loin de la structure située sous le joint. Néanmoins, pour être efficace et durable, ce système requiert soit une pente prononcée pour le dalot soit un rigoureux programme d'entretien. En effet, l'accumulation des débris empêche le drainage tout en occasionnant une surcharge de poids qui, combinée à la vibration occasionnée par le trafic, peut entraîner la rupture des attaches du dalot (8). Il a été rapporté que lorsque le dalot est conçu avec une pente de 8%, il n'y avait pas de débris accumulés après 6 ans de service tandis que lorsque la pente est seulement de 1%, le dalot se remplissait de débris en 6 mois (3). La pratique indique que l'espace disponible sous le joint limite la pente du dalot et que l'évacuation des débris accumulés dans le dalot sur une base régulière s'avère être une opération difficile et coûteuse au goût des autorités responsables.

**III- Concept et principaux types de joints modulaires**

Les joints modulaires sont des joints de type fermé (étanche) qui, s'ils sont efficaces, protègent la structure en empêchant l'écoulement de l'eau à travers le joint. Une compilation interne a montré que le coût initial des joints modulaires est comparable à celui des joints à dents mais il est admis que ces premiers requièrent un entretien beaucoup plus facile.

Le système de joint modulaire peut être vu comme plusieurs joints simples (modules) de type fermé et juxtaposés l'un à coté de l'autre. Introduit depuis plusieurs décennies, ce type de joint existe sous forme de plusieurs variantes. De façon typique, il comprend des poutres intérieures, dites poutres centrales, qui séparent les différentes cellules. Chaque cellule est munie d'une garniture élastomérique, reliant les rails (poutres centrales et poutres de rives) et assurant la flexibilité et l'étanchéité du joint. Les poutres de rive sont directement ancrées dans le tablier tandis que les poutres centrales sont supportées par des barres transversales au joint, dites barres de support. Celles-ci transmettent les charges aux boites de support qui sont ancrées dans le tablier. Les barres de support sont montées sur des ressorts élastomériques munis d'interfaces de glissement qui permettent le transfert de la réaction aux boites de support tout en assurant l'aptitude du joint à accommoder le mouvement et la rotation du tablier. Pour pouvoir exploiter

la capacité de mouvement maximale de tous les modules, l'utilisation d'un système d'équidistance est primordiale. Le système d'équidistance le plus courant consiste en des ressorts, en polyuréthane, insérés pré-comprimés entre les différentes cellules et dont la fonction est d'assurer une distribution uniforme de l'ouverture des différents modules. Un tel système a pour fonction aussi de transmettre les charges horizontales et d'amortir les chocs et les vibrations engendrées par le trafic.




Vue de dessus Vue de dessous

*1 : poutre centrale, 2 : garniture, 3 : boite de support, 4 : barre de support, 5 :étrier, 6 : système d'équidistance, 7 : appui élastomérique, 8 : Poutre de rive et ancrages*

Figure 2 : Composantes d'un joint modulaire à 6 cellules

On distingue principalement deux types de joint modulaire : *(i)* le système à barres de support multiples (MSBS : Multiple Support Bar System) et *(ii)* le système à une seule barre de support (SSBS). Dans le premier cas, chaque poutre centrale est exclusivement supportée par une barre de support à laquelle elle est fixée par une connexion rigide de type soudé (WSSBS) ou boulonné (BSSBS). Dans le système à une seule barre de support, tel que celui montré sur la figure 2, les poutres centrales sont supportées par une barre de support commune. La connexion barre de support-poutre centrale n'est pas rigide et elle est assurée par l'intermédiaire d'un étrier soudé à la poutre centrale et monté sur des ressorts en néoprène de sorte qu'ils peut glisser et subir une rotation par rapport à la barre de support tout en lui transmettant la charge verticale. Le système à barres de support multiples est limité à une capacité de mouvement maximale d'environ 1.2m et ce à cause de l'encombrement des barres de support et de la limite sur la portée des poutres centrales exigée par leur résistance en fatigue. Le système à une seule barre de support peut atteindre une capacité de mouvement de 2 m. Finalement, mentionnons qu'il existe un autre système de joint modulaire connu sous le nom : Joint 'Lazy-Tong'. Ce système particulier est utilisé beaucoup moins couramment et se distingue par l'utilisation d'un treillis métallique qui supporte les poutres centrales et transmet les charges au tablier. Les nœuds du treillis sont des articulations qui permettent l'extension et la fermeture du joint (11). Des variantes plus récentes de ce système utilisent une barre de support et gardent le treillis comme système d'équidistance.

Une autre différence entre les différents systèmes de joints modulaires provient du type de la garniture utilisée. Ce sont les mêmes types que ceux utilisés dans les joints simples et ils peuvent être classés en deux catégories: (i) la garniture enclenchée et (ii) la garnitu-

re comprimée (Compression Seal). Dans le premier cas, les poutres de rive et les poutres centrales sont munies de lèvres d'enclenchement ou d'évidemment usinés qui servent à attacher la garniture. L'efficacité de cette garniture repose sur les tolérances de fabrication de la garniture et de l'évidemment d'enclenchement. Diverses formes de garniture enclenchées sont utilisées et ont une capacité de mouvement typique de 80mm. Dans le deuxième cas, la garniture est sous forme d'une boite flexible qui est maintenue en compression permanente entre les rails. L'efficacité de cette garniture repose essentiellement sur sa capacité à reprendre, sans subir d'altération, des déformations cycliques en compression Dans le cas des joints modulaires, ce type de garniture est typiquement limité à une capacité de mouvement de 60mm.

## IV- Problèmes de durabilité des joints modulaires

La durabilité d'un joint de type fermé est le facteur le plus important affectant sa performance et son coût d'entretien. Ce constat demeure aussi bien valable pour les joints simples que pour les joints modulaires (7-11). Dans le présent contexte, le terme durabilité d'un joint peut être défini comme étant la durée pendant laquelle un joint en service continue à fonctionner efficacement avec un entretien nominal. Cette efficacité peut être définie par les exigences minimales suivantes:

- Accommoder les mouvements du tablier tout en préservant l'étanchéité.
- Supporter les charges répétées de façon sécuritaire, sans vibrations et sans bruits excessifs
- Supporter les charges excessives (ultimes) sans dégâts structuraux.
- Offrir une bonne accessibilité pour l'inspection et un entretien facile (y compris le remplacement de la garniture).
- Ne pas constituer une source de danger pour les usagers du pont et offrir une conduite confortable.

En général, le fonctionnement initial des joints modulaires n'a pas posé de problèmes et la plupart des installations sont demeurées efficaces avec une maintenance minimale voire aucune (9). Néanmoins, quelques-unes ont éprouvé des problèmes de durabilité qui ont nécessité des travaux correctifs majeurs pouvant aller jusqu'au remplacement du joint. Les références 9 et 10 présentent un inventaire assez complet des différents facteurs affectant la durabilité des joints modulaires et seulement un survol très sommaire et incomplet est présenté dans les prochaines sections. Les problèmes de durabilité des joints modulaires peuvent être regroupés en trois catégories, soit ::

(i) Problèmes reliés à la construction.
(ii) Abrasion et déchirement des composantes élastomériques.
(iii) Fissuration par fatigue des composantes structurales du joint et de leurs connexions.

## V- Problèmes reliés à la construction

Plusieurs études ont rapporté des problèmes de durabilité qui sont reliés soit à des détails inadéquats soit à des mauvaises techniques de construction et d'installation (3-7). Le manque de consolidation du béton en dessous des boites de support est un problème relativement courant. Ceci peut engendrer le tassement de l'appui et se traduit par l'augmentation des contraintes dans les composantes structurales du joint et de leurs

connexions. Dans le cas extrême, la portée des poutres centrales, et conséquemment les contraintes de flexion, sont doublées ce qui précipite l'apparition de fissures de fatigue et réduit la durée de vie du joint. Par surcroît, le tassement de l'appui, détériore la qualité de la surface de roulement à l'approche du joint ce qui a pour effet d'amplifier les charges de trafic. Dans quelques installations, qui ont été inspectées, une ou plusieurs boites de support ont été remplies de béton lors de la coulée (9). Ceci a pour effet de bloquer le mouvement du joint et de générer des forces, plus élevées que celles prévues, dans la structure et dans le joint. Ces problèmes peuvent être éliminés en assurant une meilleure qualité de la construction et si possible en réalisant l'installation et la mise en place en présence du manufacturier.

L'apparition de fissures dans le tablier juste au dessus des boites de support est une autre problématique observée dans les installations de joints modulaires. Plusieurs causes probables sont attribuées à l'apparition de ces fissures notamment les discontinuités dans le tablier produites par la présence des boites de support ainsi que la flexibilité de la paroi supérieure de la boite de support. Par conséquent, une attention particulière doit être portée aux détails de renforcement de la dalle aux voisinages de ces boites de support et dans le 'blockout'. Autant que possible, ces détails devraient être élaborés en collaboration étroite entre l'ingénieur du pont et le fabriquant du joint. D'autres mesures tel que le respect d'un rapport minimal épaisseur/largeur de la paroi supérieure de la boite de support et une couverture minimale au dessus de la boite devraient éliminer sinon réduire considérablement le problème.

Les tolérances de fabrication des composantes du joint modulaire ont une influence importante sur la durée de vie du système. Par exemple, il a été démontré que le manque d'alignement des surfaces supérieures des poutres centrales a un impact significatif sur la force effective exercée sur ces poutres (9). Un autre exemple a été fourni par des tests de durabilité menés sur des spécimens spécialement commandés à cette fin. Un des spécimens montra une durée de vie extrêmement faible du fait que les appuis élastomériques supportant la barre de support fracturaient en cisaillement après quelques cycles seulement. Après inspection, il s'est avéré que la connexion soudée poutre centrale-barre de support a été réalisée avec un angle ce qui a causé une force de cisaillement dans l'appui lors des tests assez importante pour causer sa rupture (10).

**VI- Durabilité des composantes élastomériques**

Les principales composantes élastomériques d'un joint modulaire sont: la garniture d'étanchéité, le système d'équidistance et les ressorts et appuis en polyuréthane et/ou en caoutchouc utilisés pour transmettre les charges de l'étrier à la barre de support et de celle-ci à la boite de support.

Le problème de la durabilité et de l'étanchéité de la garniture des joints modulaires n'est pas différent de celui des joints simples et l'essentiel des observations et recommandations valides pour les joints simples s'étend facilement aux joints modulaires (8). À ce titre, mentionnons notamment les spécifications ASTM concernant la résistance de la garniture à l'environnement et à l'usure, les tests d'étanchéité du joint après installation et la protection de la garniture contre la charrue. Il est à noter qu'il est

fréquent que la garniture des joints modulaires se retrouve pleine de débris qui nuisent à l'étanchéité et à la capacité de mouvement du joint. Par temps froid, ces débris transmettent la charge du trafic à la garniture et peuvent entraîner son déchirement et/ou son délogement. Par temps chaud, les débris solides s'opposent à la fermeture du joint. Plusieurs fabricants prétendent que les joints modulaires s'auto nettoient des débris par l'action du trafic lorsque le joint est complètement ouvert et par l'expulsion des débris lorsqu'il est fermé. Or le rapport NCHRP 402 a rapporté que cette hypothèse n'est pas tout a fait vérifiée sur le terrain et que cet auto nettoyage n'a été observé que de façon localisée et ce dans les traces des roues et dans les zones de trafic intense. Une autre constatation qui entrave l'action d'auto nettoyage des joints modulaires réside dans le fait que les concepteurs ont tendance à les surdimensionner de sorte qu'en service ils ne sont presque jamais ouverts ou fermés au maximum de leurs capacités.

Le problème le plus fréquent concernant les système d'équidistance et les appuis élastomériques est le fait que, sous l'effet du fluage et des charges répétées du trafic, il peuvent se relâcher puis dévier de leur position pour finir par se détacher du joint. Néanmoins, les fabricants ont appris par leur expérience à sélectionner les matériaux les plus durables tel qu'il en témoigne l'excellente tenue des récentes installations. Les projets NCHRP 12-40 et NCHRP 10-52 ont conduit à la formulation de quelques spécifications minimales à rencontrer dans le but d'améliorer la durabilité de ces composantes (9,10)

## VII- Fatigue des composantes structurales

### *7.1Problématique*

Les installations de joints modulaires sont sollicitées par des millions de cycles de charges dynamiques engendrées par le trafic lourd. Dès lors, leur calcul structural est généralement gouverné par le calcul en fatigue et très rarement par le calcul sous la charge ultime. La figure 3 tirée de la référence 9 montre une fissure de fatigue à la connexion soudée de la poutre centrale à la poutre de support. Cependant, jusqu'à tout récemment, il n'existait pas de lignes directrices explicites pour le calcul de ces structures en fatigue. De plus, plusieurs détails de fabrication et de connexions sont particuliers aux joints modulaires et l'analogie entre ces détails et ceux utilisées dans les structures plus courantes n'est pas toujours évidente ni valable. Ce manque de spécifications et de directives dans un marché basé sur la politique du plus bas soumissionnaire a conduit à une réduction importante des facteurs de sécurité des joints modulaires (9,10).

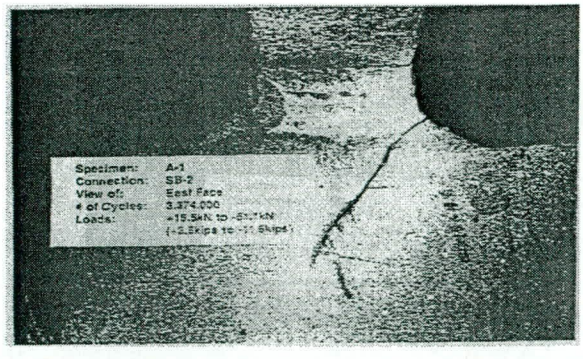



Figure 3 : Fissure de fatigue de la connexion soudée PC/BS (tirée de la référence 9)

***7.2 : Approche classique des codes pour le calcul en fatigue***

L'approche traditionnelle de calcul des structures en fatigue adoptée par les codes des ponts est basée sur le fait que la résistance en fatigue des éléments et connexions en acier est indépendante de la nuance d'acier utilisée et qu'elle dépend essentiellement de trois paramètres :

- La variation de la contrainte « stress range » définie comme étant la différence algébrique entre la contrainte maximale et minimale : S
- Le nombre de cycles de sollicitations : N
- Le type de connexion ou de détail

La concentration des contraintes, l'effet des contraintes résiduelles et le type de connexion utilisé sont tous pris en compte de façon implicite dans une classification dite : Catégorie de détail « Detail Category ». Pour chaque catégorie, une courbe S-N , obtenue sur la base d'essais cycliques en fatigue, est prescrite et elle permet de déterminer, pour un nombre de sollicitations donné, la variation de contrainte maximale permise. Le nombre de sollicitations à considérer dans le design est choisi en fonction de l'intensité du trafic, et en absence de données plus précises, il est établi en fonction de l'importance de la route. Les charges utilisées ainsi que les facteurs d'amplification dynamique sont explicitement prescrits. À titre d'exemple, au Canada, la norme S6-88 spécifie une charge d'essieu de 180kN qui doit être amplifiée par un facteur d'impact de 1.4. Cette charge est répartie également sur deux roues soit 126kN/roue après amplification. Les deux roues sont espacées de 1.8m transversalement au pont et chaque roue est supposée exercer une pression uniforme sur une surface de 250mm long. x 600mm transv. Les normes québécoise et ontarienne utilisent une charge de roue légèrement supérieure à la norme canadienne soit 140kN après amplification. La répartition des charges est la même pour ces trois normes. Une fois, le nombre de cycles et le type de connexion sont établis, l'ingénieur est appelé à faire plusieurs analyses structurales avec la charge d'essieu prescrite pour déterminer la variation de contrainte maximale pour chaque détail analysé. La vérification du détail consiste à s'assurer que la variation de contrainte maximale obtenue par ces analyses ne dépasse pas la variation de contrainte maximale permise par la norme pour la catégorie de détail correspondant au détail ou connexion considéré.

Le choix du modèle structural est laissé au jugement de l'ingénieur et plusieurs autres aspects importants ne sont pas traités tel que la charge horizontale appliquée sur le joint, la portion de la charge de roue qui doit être affectée à une poutre centrale.

**IIX- Récents développements sur la durabilité des joints modulaires**

Durant les dernières années, L'AASHTO en collaboration avec la FHWA a entrepris deux projets de recherche majeurs sur la durabilité des joints modulaires. Ces deux projets ont été menés par le NCHRP sous les numéros : NCHRP 12-40 et NCHRP 10-52. La possibilité d'inclure leurs conclusions et recommandations de l'AASHTO LRFD devait être étudiée.

Le projet NCHRP 12-40 a effectué une étude exhaustive de la fatigue des composantes structurales des joints modulaires et a été publié dans le rapport NCHRP 402 (9). Les recommandations de ce rapport constituent la référence dans le domaine et ont été adoptées notamment par le ministère des transports de l'état de Washington et ont été

aussi utilisées à la base du devis pour les joints modulaires élaboré pour le remplacement du tablier du pont jacques cartier planifié pour 2001-2002. Les conclusions de ce rapport sont basées, entre autres, sur :

1- Des essais dynamiques par camion réalisés sur des installations de joints modulaires existantes dans le but d'étudier leurs réponses dynamiques et la distribution des charges et des contraintes dans leurs composantes. Aussi, l'effet de plusieurs facteurs tel que la vitesse du trafic, le freinage et l'accélération, le profil horizontal et vertical du pont ont été analysés.
2- Des essais de calibration statique en laboratoire des modélisations et analyses structurales afin de proposer un modèle d'analyse structural valable pour le calcul en fatigue.
3- Des essais cycliques pour déterminer la résistance en fatigue de plusieurs détails particuliers aux joints modulaires.

Ce projet a aboutit au développement de spécifications explicites pour l'analyse et le design des joints modulaires en fatigue. Il a aussi permis le développement d'une procédure de test en fatigue des principales composantes des joints modulaires et notamment les connexions poutre centrale - barre de support. Des lignes directrices et des spécifications préliminaires concernant la durabilité des composantes élastomériques ont aussi été formulées. Parmi les principales conclusions de ce rapport, mentionnons que la modélisation d'un joint modulaire avec des éléments poutre standard, soit par une représentation spaciale soit par un modèle de poutre continue sur appuis fixes donne des résultats qui concordent bien avec les mesures effectuées. La charge verticale est celle d'un camion AASHTO HS15 avec un facteur d'amplification de 75%. La force horizontale à appliquer sur le joint est de 20% de la charge verticale amplifiée. La variation de contrainte maximale ne doit pas dépasser 50% de la variation permise pour la catégorie de détail applicable si on veut assurer une durée de vie infinie au joint. L'étude a aussi établi les catégories de détails maximales à utiliser pour les principaux détails de joints modulaire tel que présentées au tableau suivant.

| Type de Détail | Catégorie de Fatigue AASHTO maximale permise |
|---|---|
| Connexion PC/BS soudée à pénétration complète | C |
| Connexions PC/BS boulonnée | D |
| Soudure PC-étrier pour système à barre simple | B |
| Autres connexions soudées | C |
| Autres connexions boulonnées | D |

Le projet NCHRP 10-52, n'a pas encore été officiellement publié au moment de la rédaction de ce papier (10). Il peut être vu comme un complément du projet précédent et il a surtout permis le développement de deux tests de préqualification qui permettent de tester la durabilité d'un système modulaire.

- Le test OMV (Opening Movement Vibration) qui simule la demande en mouvement en service sur un joint modulaire alors qu'il est simultanément soumis à des charges de vibration. Ce test, semble très efficace pour détecter d'éventuels problèmes de fabrication et pour donner une bonne indication de la durabilité d'un système modulaire .
- Le test SPO (Seal Push Out) qui permet de déterminer la résistance de la garniture à la déchirure et aux forces qui tendent à la faire déclencher des rails. Ce test est destiné à donner une indication sur la durabilité de l'étanchéité du joint.

Ce projet a aussi permis de formuler des spécifications plus complètes concernant l'installation et les matériaux utilisées dans la fabrication des joints modulaires. Il y est conclu, qu'il est irréaliste de concevoir que le joint demeure étanche pour 75 ans, tel qu'initialement voulu par l'AASHTO, et qu'il est recommandé de remplacer les composantes élastomériques des joints modulaires au bout de 25 ans de service.

## IX Conclusions

La durabilité des joints modulaires est une issue fondamentale qui doit être considérée dès les premières étapes de conception du pont étant donné les coûts qu'elle implique. L'expérience passée des fabricants jumelée aux récents développements sur le sujet permettent de s'attendre à ce que la performance des prochaines générations de ces joints soit nettement améliorée. Aussi, la disponibilité de spécifications explicites de conception et de fabrication sont de nature à améliorer la qualité globale des produits et ainsi prolonger la durée de vie de tout l'ouvrage. Cependant, il est impératif que les techniques de constructions utilisées soient en mesure d'assurer un niveau de qualité compatible et assez uniforme des différentes composantes du pont pour pouvoir augmenter la durée de vie de tout l'ouvrage.

## Références


1. Wasserman, E.P., ***Jointless Bridges Decks***, Engineering Journal of the American Institue of Steel Construction, v 24 n. 3, 1987
2. Tork. A., ***Remedial Work Makes Gardiner Expressway Deck Continuous***, Comptes rendues du Congrès Annuel de la ARTC, Calgary, Alberta, 1989
3. Dahir, S.H. et Mellot, D.B., ***Bridge Expansion Joints,*** Transportation Research Record 1118, Trasportation Research Board, National Research Council, 1987, p.16-24
4. Burke, M.P. Jr., Bridge Deck Joints, Rapport NCHRP n.141, National Cooperative Higway Research Program, 1989
5. Madea, K., Machida, F., Tomizawa, K., Ikebe, T. et Miyazaki, S., ***Durability of Bridge Expansion Joints***, Symposium IABSE, Septembre 1989
6- Romack, G.P., ***Performance of Bridge Deck Expansion Joints, Summary Report***, Rapport FHWA-SA-91-010, 1990
7- Van Lund, J.A., Improving the Quality and Durability of Modular Expansion Joint, Transportation Record 1393, Transportation Research Board 1993
8- Linfrate, A. Performance Specifications for Bridge Deck Sealing Systems, Transportation Record 899, Transportation Éresearch Board 1983

*9-* Dexter, R.J. , Connor, R.J. and Kaczinski, M.R., *Fatigue Design Criteria For Modular Bridge Expansion Joints,* NCHRP Report 402, Transportation Research Board 1997, Washington, D.C. 1994

*10-* Mutziger, M.J. and Dextor, R.J., Performance Testing For Modular Broidge Joint Systems, Preliminary Draft, Final Report, University of Minnesota, Departement of Civil Engineering, Octobre 2000

# JOINT DE TABLIER AVEC GARNITURE ENCLENCHÉE ET DALOT

« Une solution pour prolonger la vie utile des joints de tablier »

Denis Bérubé, ing.
Direction des structures
Ministère des Transports du Québec

## Résumé

Les joints de tablier sur les structures existent depuis très longtemps. Cependant le besoin de joints de tablier étanches est plus récent, ceux-ci sont apparus progressivement il y environ 40 ans suite à l'épandage massif de fondants sur nos routes. Beaucoup de fabricants ont essayé de fabriquer LE joint étanche mais sans succès réel jusqu'à date. En effet, il est reconnu que le manque d'étanchéité des joints est une source majeure de dommages sur un pont. La négligence de remédier rapidement à ce défaut d'étanchéité entraîne des dommages aux éléments de pont situés sous le joint. Ces dommages sont difficiles à réparer et accaparent une part importante des budgets consacrés à l'entretien des structures. Pourquoi ne pas ajouter une ligne supplémentaire de défense à la garniture du joint? Cette façon de faire permettrait de conserver le joint jusqu'à son éventuel remplacement causé par la détérioration des autres parties du joint et ce, sans porter préjudice aux éléments situés sous le joint. L'idée proposée est simple et peu coûteuse : poser un dalot sous le joint. Le « joint avec dalot » fait désormais partie des exigences du Ministère des Transports du Québec.

## INTRODUCTION

À l'instar de toutes les agences de transport situées dans un milieu nordique, le Ministère des Transports du Québec (MTQ) a un sérieux problème de durabilité de ses structures. Ce problème découle d'une conception qui se préoccupait peu de la durabilité des ouvrages (ce n'est heureusement plus le cas aujourd'hui), d'une mise en œuvre d'une qualité parfois douteuse et d'un entretien préventif presque toujours absent. À cette problématique de base, il faut ajouter la rigueur du climat québécois qui amplifie de façon dramatique les désordres de toutes sortes.

En effet, il faut savoir que le MTQ déverse sur son réseau principal plus de 35 tonnes de fondants chimiques pour chaque kilomètre de route afin de conserver le réseau sécuritaire en temps hivernal. Malheureusement, cet usage intensif de fondants a un effet pervers sur la durabilité des ponts, plus particulièrement au niveau de la dalle et des éléments structuraux situés immédiatement sous un joint de tablier non étanche : mur garde-grève, diaphragmes, assises, appareils d'appui et extrémités de poutres.

Bien que les joints sont un petit élément d'une structure, ils peuvent créer, en cas de mauvais comportement, des problèmes hors de proportion par rapport à leurs dimensions. Certains auteurs affirment même que les appareils d'appui et les joints de tablier, qui représentent environ 5 % du coût total d'un pont, engendrent 95 % des maux de tête du personnel affecté à l'entretien (1); d'autres affirment que 79 % des réparations sont dues au mauvais fonctionnement des joints (2). Tous les auteurs sont au moins d'accord sur un point, les joints de tablier sont une source constante de problèmes pour le personnel affecté à l'entretien des structures puisqu'ils exposent certains éléments du pont qui ailleurs sont protégés par le tablier. De plus, la conception de ponts modernes conduit souvent à la réalisation d'éléments plus élancés mais qui ont une tolérance moins grande à l'endommagement que les éléments plus massifs d'autrefois.

Plusieurs organisations majeures telles l'AASHTO ou la FHWA ont reconnues que des joints non étanches constituent un des problèmes majeurs à lequel doit faire face les propriétaires de parcs de structures. Il est bon de se rappeler que ces organisations, et plusieurs autres à l'échelle internationale, se penchent actuellement, pour la n ième fois, sur la pauvre performance des joints de tablier tant au niveau structural qu'au niveau étanchéité à long terme. Bien que peu de données existent à l'échelle internationale sur l'impact du mauvais fonctionnement des joints de tablier sur la pérennité des ponts, mentionnons son importance à la lumière de la tendance mondiale à faire des ponts avec le moins de joints possibles : ponts semi-intégraux, ponts intégraux, ponts avec continuité du tablier aux piles. Pensons aussi à la tendance qui se dessine actuellement (Angleterre, certains états américains, Québec) pour prévoir une culée galerie aux culées où un joint de tablier est nécessaire. Une tendance similaire se remarque aussi, tant aux États-Unis qu'au Canada, pour les ponts existants où les joints de tablier jugés inutiles sont carrément éliminés.

Le Québec fait bien sûr partie intégrante de ce mouvement, mouvement connu ici par cette phrase : « Le meilleur joint, c'est pas de joint…! ». Et pour cause. Une analyse préliminaire des données du Système d'inspection des structures du MTQ montre que les joints de tablier représente le deuxième poste le plus important de l'ensemble des besoins budgétaires pour les 5 prochaines années et ce, immédiatement après les dalles. Voir le Tableau 1.

| Élément de pont | % des besoins de réfection* |
|---|---|
| Dalles | 19,3 |
| Joints de tablier** | 14,7 |
| Glissières | 12,5 |
| Peinture | 11,0 |
| Enrobé | 8,3 |
| Éléments structuraux | 7,9 |
| Éléments de fondation | 6,6 |
| Bois | 3,3 |
| Divers | 16,4 |

* Données tirées du Module « Inspection » du Système de gestion des structures du MTQ (année d'inspection 2000).
** Joints et autres éléments de pont affectés par le manque d'étanchéité des joints.

Tableau 1. Importance des différents éléments de pont sur les besoins budgétaires en entretien de structures au Québec

Le MTQ n'a pas attendu ce genre d'analyse pour agir tant les problèmes causés par les joints de tablier semblaient évidents. En effet, les changements ont été nombreux au cours des dernières années pour améliorer la performance des joints au chapitre de l'étanchéité, dont :

- Meilleure conception :
  - Garniture continue ;
  - Remontée de la garniture à 30° (plutôt qu'à 90°) sur les dispositifs de retenue (sauf pour les ponts avec trottoirs pour des raisons de sécurité pour les piétons) ;
  - Étanchéité des parties de joint par soudure (travaux en phases) ;

- Culée galerie pour toute culée où un joint de tablier est nécessaire .

- Meilleure pose :
  - Garniture posée à l'aide des outils fournis par le fabricant du joint ou garniture posée par le fabricant du joint (ponts avec trottoirs) ;
  - Test d'étanchéité.

Tous ces changements ont pour but de retarder le plus longtemps possible l'apparition de fuites au niveau des joints mais, malheureusement, ils ne diminueront en rien les dommages causés par ces fuites lorsque le joint deviendra non étanche et, cela va arriver un jour ou l'autre aussi assurément que « 2 + 2 = 4 ».

## LE MTQ UTILISE-T-IL LE BON TYPE DE JOINT ?

Le MTQ utilise, depuis le début des années 1980, un joint de type membrane plus communément appelé « joint à garniture enclenchée » ; lequel a d'abord été développé par les Allemands. Voir Figure 1.

Le Tableau 2 montre la répartition par type de joint de l'ensemble des quelques 4 500 structures du Québec avec platelage de béton; les structures monolithiques tel que les portiques sont évidemment exclus de ce nombre puisqu'elles n'ont pas de joint de tablier. De ces 4 500 structures, on dénombre environ 8 000 joints de tablier répartis sur environ 12 000 travées. La longueur totale de ces joints est d'un peu plus de 106 000 mètres linéaires. 80 % de ces joints sont situés sur le réseau du MTQ.

De ces 8 000 joints de tablier, environ 2 800 sont catalogués « joint fixe » (type 09). Ces 32 400 mètres linéaires de joint sont très rudimentaires et ne devraient pas être considérés comme étant des joints de tablier puisqu'aucun dispositif n'est présent au niveau de la discontinuité du platelage. Des quelques 5 200 autres joints de tabliers répertoriés, 45 % sont de type à garniture enclenchée.

| Types de joints de tablier * | % (m.l.) |
|---|---|
| Ouverts (types 01, 02, 03 et 04) | 13,0 |
| À garniture comprimée (type 06) | 40,8 |
| À garniture enclenchée (type 07) | 45,0 |
| Autres (types 05 et 08) | 1,2 |

* Données tirées du Module « Inventaire » du Système de gestion des structures du MTQ

Tableau 2. Répartition des joints de tablier sur l'ensemble des structures du Québec.

Un certain nombre d'observations intéressantes peuvent être tirées du Tableau 2 :

- environ 55 % des joints de tablier ont plus de 20 ans puisque le type de joint à garniture enclenchée est utilisé de façon presque exclusive depuis le début des années 1980;

- cette utilisation presque exclusive va entraîner une augmentation constante du pourcentage de répartition relatif au type de joint à garniture enclenchée et ce type de joint va constituer dans quelques années le type prédominant au MTQ;
- 86 % des joints répertoriés ont été conçus pour être étanches.

Pour ceux qui ont connu la génération précédente de joints utilisés au Québec, soit les joints à garniture comprimée, il ne fait aucun doute dans leur esprit de la supériorité des joints utilisés aujourd'hui par rapport à ceux d'autrefois. Cette impression de meilleure performance n'a rien de scientifique mais elle demeure essentiellement le meilleur indice actuellement disponible pour évaluer la performance de différents types de joints. Plusieurs études confirment d'ailleurs cette approche dans l'évaluation des joints bien que l'évaluation de la performance par des essais accélérés ait récemment fait son apparition pour contourner la difficulté engendrée par des études empiriques essentiellement basées sur des expériences variant selon les conditions géographiques, les types de route et de trafic (3).

Une de ces études faites par NCHRP en 1989, synthèse 141, confirme la préférence des 31 états américains, qui ont répondu à un sondage dans ce sens, pour le joint à garniture enclenchée. Une étude similaire faite par Transport Research Laboratory de Londres en 1997 (4), un chef de file dans ce genre d'études, montre que les joints à garniture enclenchée se situent au premier rang quant au degré de satisfaction des utilisateurs, l'étanchéité de ce type de joint étant particulièrement appréciée.

Bien que l'aspect monétaire ne devrait pas entraver le choix d'un joint de tablier efficace, il est heureux de constater que les joints utilisés au Québec supporte très bien la comparaison avec ce qui se fait ailleurs. En effet, les joints à garniture enclenchée sans dalot utilisés au Québec coûtent à l'achat environ 500 $ par mètre linéaire alors que ceux utilisés ailleurs coûtent beaucoup plus cher (de l'ordre de 1200 $ en Ontario). Le coût total engendré par un joint de tablier dépasse largement le coût d'achat du joint et de son installation, les coûts associés à la gestion de le circulation et aux délais pour les usagers de la route lors du remplacement d'un joint rendent le coût initial d'achat et d'installation d'un joint presque négligeable, du moins sur le réseau supérieur.

Bien que nous utilisions de toute évidence un type de joint performant et peu dispendieux, peut-on encore améliorer le concept? Voyons voir.

Les joints de tablier localisés aux culées sont traditionnellement implantés entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève. Voir Figure 2. Cet emplacement est tout désigné puisqu'il constitue la coupure structurale typique entre le tablier et la partie fixe du pont, généralement le mur garde-grève.

La Figure 3 montre les dommages causés par un joint non étanche situé de façon traditionnelle entre le tablier et le mur garde-grève, ces dommages sont associés :
- au béton du mur garde-grève;
- aux assisses des poutres;
- au mur de front de la culée;
- aux extrémités de poutres et

- aux diaphragmes d'extrémité des poutres.

Il ne faut pas oublier non plus que des joints qui coulent entraînent généralement une mauvaise image du Ministère auprès du public voyageur ; en effet, des taches et des coulisses sur les éléments de fondation nuisent considérablement à l'apparence de nos structures.

Les efforts et le coût associés pour s'assurer que les joints de tablier demeurent étanches doivent être en proportion des dommages qui peuvent se produire. Il est souvent inutile, par exemple, de dépenser trop d'argent pour un pont situé sur une route locale peu sujette à l'épandage de fondants. Il faut aussi tenir compte des impacts d'une solution trop complexe sur la conduite des travaux et on devrait s'abstenir d'appliquer une solution indûment compliquée dont la durabilité sera en général inversement proportionnelle.

L'idée de base retenue par le MTQ est simple, il faut canaliser l'eau ayant réussie à traverser la première ligne de défense du joint (soit la garniture enclenchée....) et la rejeter le plus loin possible des éléments de pont situés sous le joint. À partir du fait qu'il est faux de croire que le personnel affecté aux structures vont s'empresser de remplacer un joint sur le seul constat de sa non-étanchéité, non par mauvaise volonté mais plutôt par manque d'argent, une deuxième ligne de défense est essentielle pour diriger l'eau qui aurait réussi à s'infiltrer par la garniture vers un exécutoire sécuritaire pour la durabilité du pont.

La littérature scientifique nous montre que plusieurs organisations se sont intéressées à ce principe de canalisation des eaux d'infiltration ; la plupart utilisant une membrane en élastomère suspendue sous un joint ouvert (i.e. un joint conçu comme non étanche tel qu'un joint à dents), ou de façon plus rare, une membrane sous un joint à plaques élastomères (Angleterre). Malheureusement, rien ne semble concerner les joints à garniture enclenchée ; mentionnons cependant la pratique constatée en Alberta où la garniture enclenchée utilisée est du type cellulaire, jouant un rôle de canalisation des eaux en cas de déchirement de la partie supérieure de la garniture. Notons aussi le cas d'un dalot installé sous un joint d'une culée galerie (Angleterre) (4).

Finalement, mentionnons que la Direction territoriale de Québec a développé un joint à garniture enclenchée situé à l'arrière du garde-grève et dont les eaux d'infiltration s'écoulent dans le remblai d'approche sans dommages pour le pont. La Figure 4 montre l'arrangement utilisé.

## ESSAIS ET EXPÉRIMENTATIONS

### SAISON 1996

En se servant comme principe de base l'arrangement développé par la Direction territoriale de Québec, des essais ont été réalisés sur 3 ponts durant l'année 1996 (Bas-du-Fleuve, Saguenay et Portneuf ). Le joint essayé se distingue peu du joint original montré à la Figure 4 excepté que le support arrière du joint est continu pour en faciliter la réalisation. Voir la Figure 5.

Le concept s'est encore avéré plutôt difficile à réaliser, coûteux par rapport à la réalisation d'un joint de tablier usuel (Voir Figure 2) et a un impact significatif sur les délais de réalisation, ce qui n'est pas à négliger par les temps qui courent où beaucoup d'importance est accordé à l'impact

zéro de nos interventions sur le réseau. De plus, le concept ne peut pas être utilisé pour les éléments de fondation intermédiaires (piles).

**SAISON 1997**

Un deuxième concept a été élaboré afin de simplifier la réalisation des travaux et, par conséquent le coût de l'intervention. Il s'agissait de ramener le joint à mi-chemin entre sa position traditionnelle (entre le mur garde-grève et l'extrémité du tablier) et celle expérimentée en 1996 (à l'arrière du mur garde-grève) et de prévoir un dalot sous celui-ci dans le haut du mur garde-grève pour canaliser les eaux d'infiltration vers les côtés du pont. La Figure 6 illustre le concept utilisé sur 3 ponts (Bas-du-Fleuve et Montérégie).

Les commentaires autant des surveillants que des entrepreneurs, surtout pour le projet du Bas-du-Fleuve puisque les intervenants étaient les mêmes qu'en 1996, sont très encourageants tant au niveau réalisation qu'au niveau coûts bien qu'un écart d'environ 50 % existe encore entre la réalisation de ce concept et celle d'un joint traditionnel. Au point de vue du maintien de la circulation, il faut convenir que le fait de reconstruire de façon systématique le mur garde-grève amène un délai additionnel par rapport au concept traditionnel illustré à la Figure 2. Finalement, tout comme le concept de 1996, il ne peut pas être utilisé pour les éléments de fondation intermédiaires (piles).

**SAISON 1998**

Fort de l'expérience acquise en 1997 où le dalot était localisé à même le mur garde-grève, un concept intégrant le dalot dans l'épaisseur de la dalle a été mis au point afin de conserver les avantages des concepts précédents tout en minimisant leurs inconvénients par rapport au concept traditionnel illustré à la Figure 2. Ce troisième concept, appelé « joint de tablier avec garniture enclenchée et dalot », consiste donc à conserver le joint à son emplacement traditionnel tout en y incorporant un dalot qui fait corps avec le joint lui-même, tel qu'illustré à la Figure 7.

L'idée même d'un dalot sous un joint de tablier ne plaît pas, de prime abord, à tous compte tenu de la très mauvaise tenue de ce genre de dalot lorsqu'il est localisé sous un joint ouvert. En effet, l'obstruction du dalot par des débris pourrait être à craindre comme c'est habituellement le cas pour les joints ouverts. Cependant, dans le cas d'un joint avec garniture enclenchée, l'obstruction du dalot n'est pas à craindre puisque l'immense majorité des débris seront retenus par la garniture; seules les eaux d'infiltration pourront atteindre le dalot. Un nettoyage périodique du dalot pourrait cependant être nécessaire si la garniture est endommagée au point de laisser passer une quantité élevée de débris; dans ce cas, il serait sans doute temps de remplacer la garniture.

Ce nouveau concept n'exige pas comme ses prédécesseurs la reconstruction du mur garde-grève; en fait, la réalisation de ce concept devient presque identique à celle du concept traditionnel décrit à la Figure 2. En conséquences, aucun inconvénient additionnel pour le maintien de la circulation n'est à craindre. De plus, le concept peut être utilisé pour tous les éléments de fondation (culée et pile). Un seul essai a été réalisé en Montérégie en 1998.

Cet essai a eu quelques ratées pour deux raisons. D'abord, le fabricant a omis de garder les deux parties du joint, donc du dalot, suffisamment rapprochées pour que la partie supérieure du dalot

se déverse dans sa partie inférieure par temps froid. Ensuite l'entrepreneur n'a pas été à la hauteur et la réalisation des travaux fut généralement de mauvaise qualité (mauvais confort de roulement, obstruction du dalot par des débris de construction, etc.…).

**SAISON 1999**

La réalisation du projet en Montérégie en 1998 nous a tout de même rassurés quant à la faisabilité du « joint de tablier avec garniture enclenchée et dalot ». Le concept fut donc repris sur 4 ponts en 1999 (Gaspésie, Bas-du-Fleuve et Québec métro).

La réalisation de ces 4 projets fut une réussite tant au point de vue technique qu'au point de vue financier. Un seul problème est survenu lors de la réalisation du projet du Québec métro, il s'agissait d'un problème de torsion du joint dû probablement aux soudures continues du dalot sur les profilés d'enclenchement. Ce problème fut rapidement résolu en apportant plus d'attention lors de la fabrication en usine.

Pour ce qui de l'aspect financier, un coût moyen de 1100 $ par mètre linéaire a été observé pour l'ensemble des projets réalisés. Ce coût est pratiquement identique à celui observé lors du remplacement d'un joint sans dalot. Le coût du joint seul, sans son installation, est d'environ 600 $ par mètre linéaire; soit 100 $ de plus que le coût d'un joint sans dalot.

## CONCLUSION

Compte tenu que le Ministère des transports du Québec n'était pas entièrement satisfait de la performance de l'étanchéité des joints à garniture enclenchée utilisés depuis le début des années 1980, même si ce type de joint semblait être ce qui se fait de mieux sur le marché selon diverses études réalisées aux États-Unis et en Angleterre, une série d'essais et d'expérimentations initiée en 1996 a permis d'améliorer de façon considérable la performance de ce type de joint en y ajoutant une deuxième ligne de défense en cas de défaillance de la garniture enclenchée.

En effet, en cas de défaillance de la garniture enclenchée (défaillance qui va se produire inéluctablement car personne n'a encore trouvé LE joint étanche), les eaux d'infiltration seront canalisées par le dalot vers les côtés extérieurs du pont, loin des éléments de pont difficilement réparables tels que les extrémités des poutres, les appareils d'appui et le haut de l'élément de fondation. Le « joint de tablier avec garniture enclenchée et dalot » rend donc inutile le remplacement de joint basé sur le fait que la garniture n'est plus étanche; la vie utile du joint est par conséquent augmentée puisque l'étanchéité est le point faible des différents types de joints.

La mise en place d'un « joint de tablier avec garniture enclenchée et dalot » se fait pratiquement de la même manière qu'un joint ordinaire; les coûts qui y sont associés sont comparables à ceux d'un joint ordinaire.

Le « joint de tablier avec garniture enclenchée et dalot » fait maintenant partie des spécifications du MTQ pour tout joint situé :

- à une pile;
- à une culée pour tout pont ayant un débit journalier moyen annuel (DJMA) supérieur à 2 500.

Les développements futurs du « joint de tablier avec garniture enclenchée et dalot » devraient porter sur la captation des eaux d'infiltration de l'épaulement du joint, surtout à l'interface du béton et des différentes pièces métalliques du joint.

## REMERCIEMENTS

L'auteur tient à remercier M. Jean-Paul Bilodeau de Goodco Ltée. et M. Denis Fleurent de Z-Tech Inc. pour leur collaboration exceptionnelle tout au long du processus de mise au point du « joint de tablier avec garniture enclenchée et dalot ». La collaboration empressée de mes collègues de plusieurs directions territoriales du MTQ est également à souligner, tout particulièrement celle de M. Denis Ouellet ing. de Cacouna.

## BIBLIOGRAPHIE

1. Hourigan, Edward, Keynote Remarks, 1st World Congress on Joints & Bearings, Proceedings, American Concrete Institute.
2. Organisation pour la Coopération et le Développement Économique en Europe (OCDE), Bridge Maintenance, 1981.
3. Kuo, Waddell, University of Central Florida, Performance of Bridge Deck Expansion Joints by Large-Scale Accelerated Testing Apparatus, ACI SP 164-11, 1996.
4. Barnard, Cuninghame, Transport Research Laboratory (England), Improving the performance of bridge expansionjoints : Gridge Deck Expansion Joint Working Group Final Report, 1997.

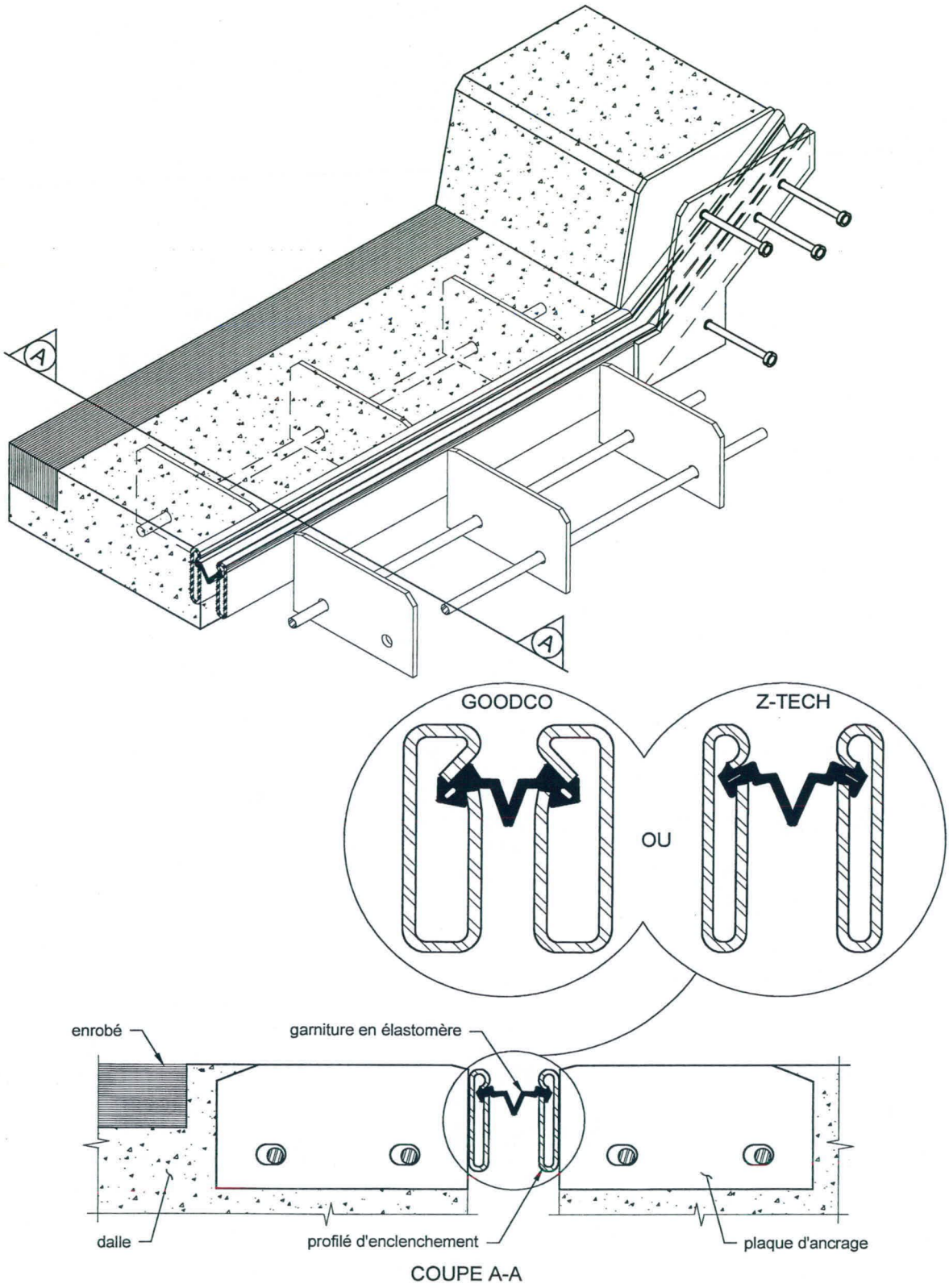



**FIGURE 1** Joint à garniture enclenchée actuellement utilisé au Québec.

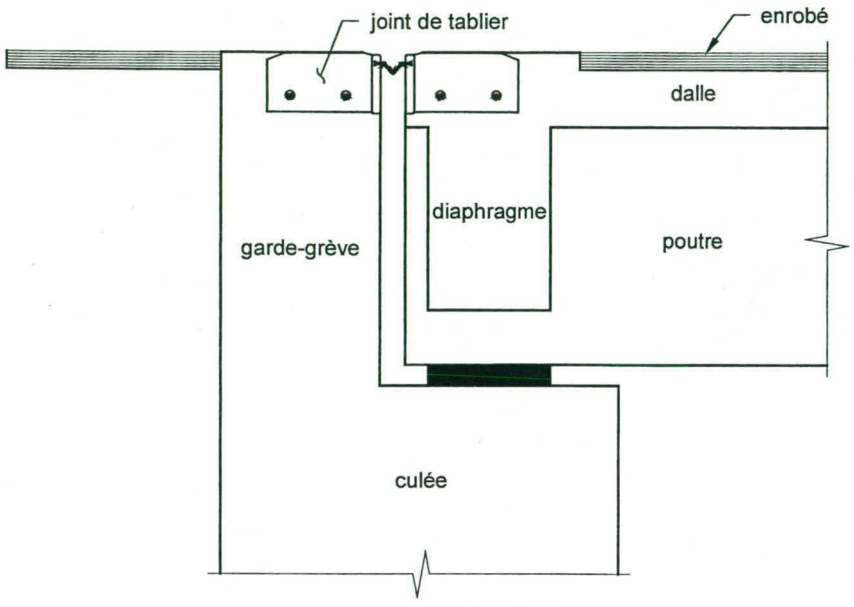



**FIGURE 2** Emplacement traditionnel du joint de tablier.

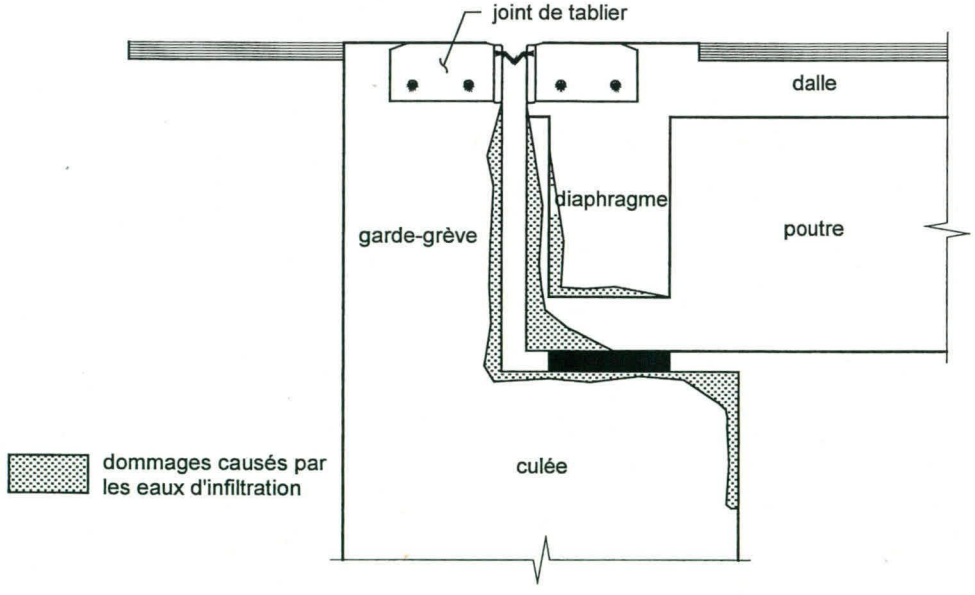



**FIGURE 3** Dommages causés par les eaux d'infiltration (emplacement traditionnel du joint de tablier).

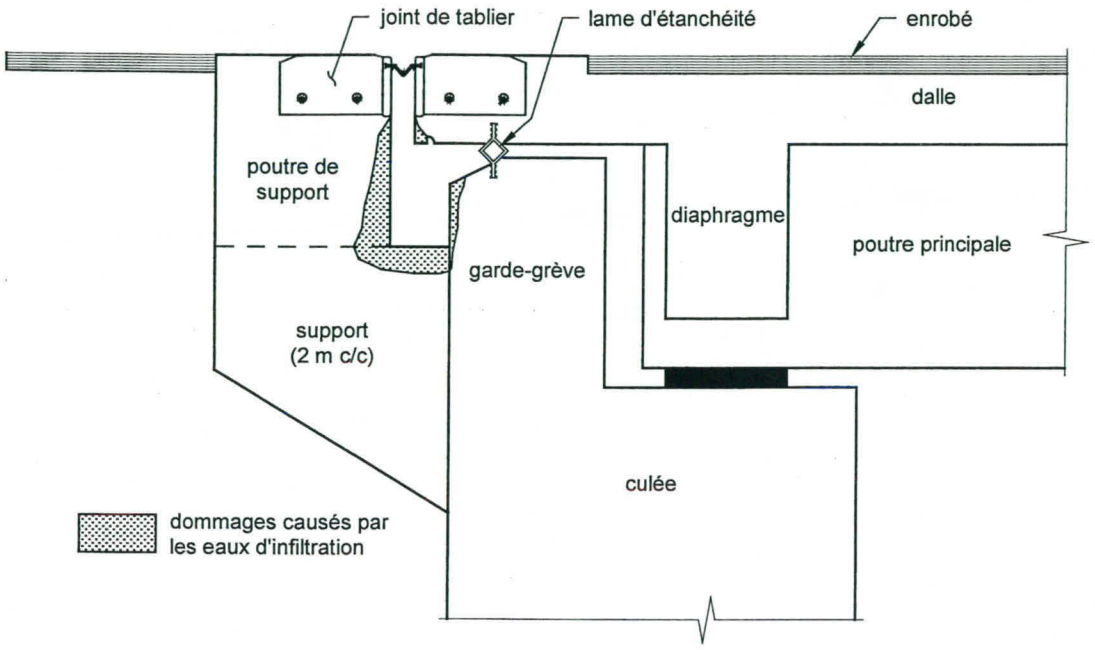



**FIGURE 4** Emplacement du joint de tablier à l'arrière du mur garde-grève (support discontinu).

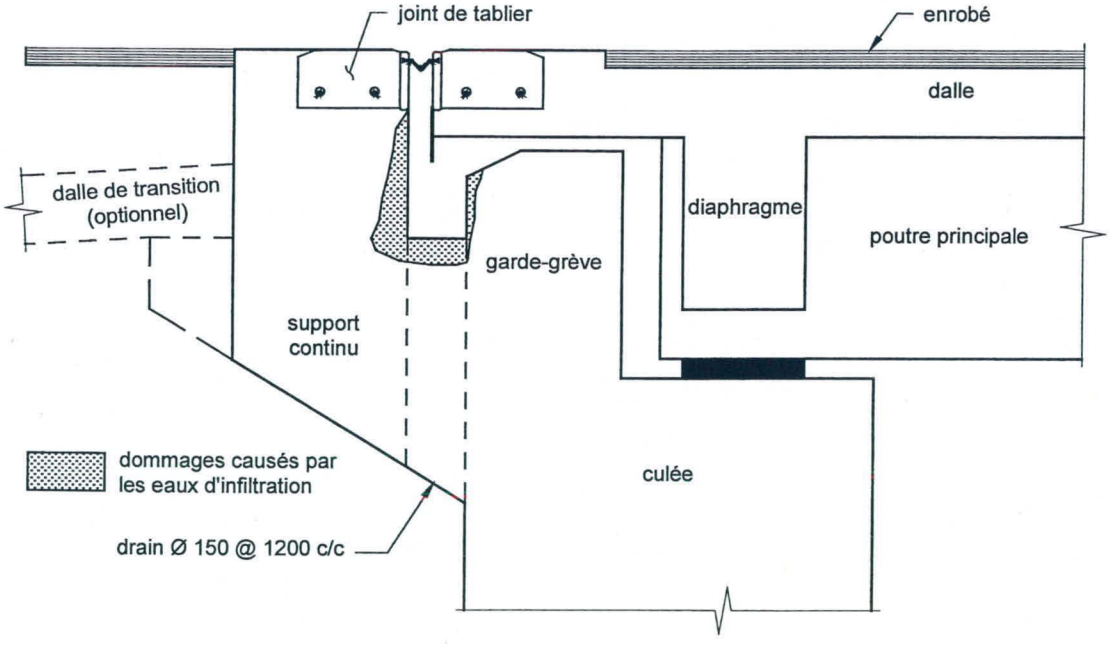



**FIGURE 5** Emplacement du joint de tablier à l'arrière du mur garde-grève (support continu).

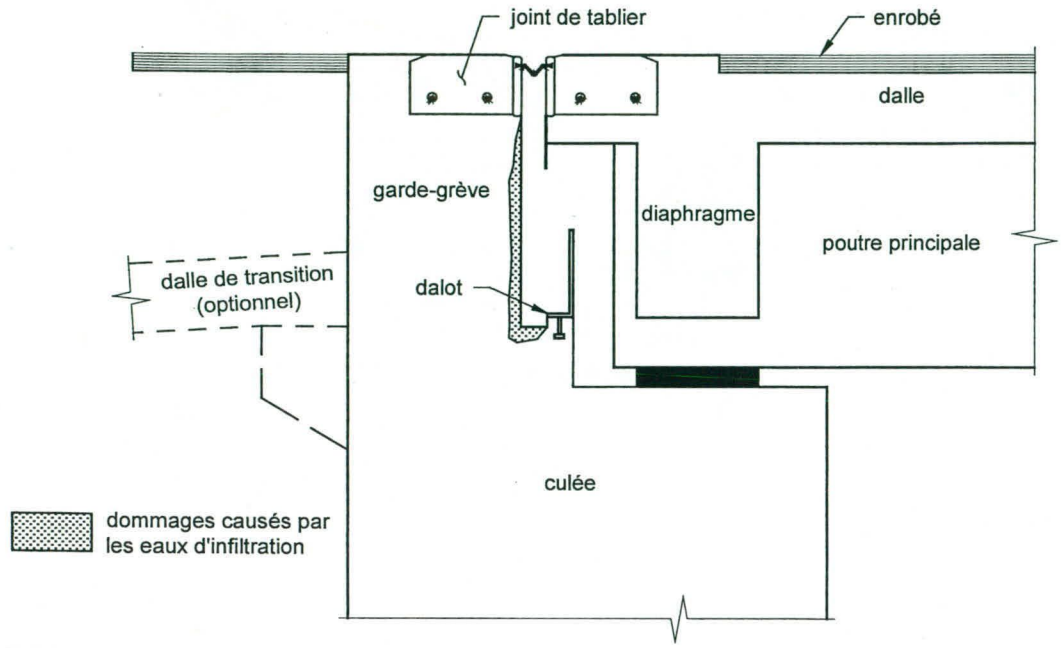



**FIGURE 6** Emplacement du joint de tablier situé vis-à-vis l'avant du mur garde-grève.

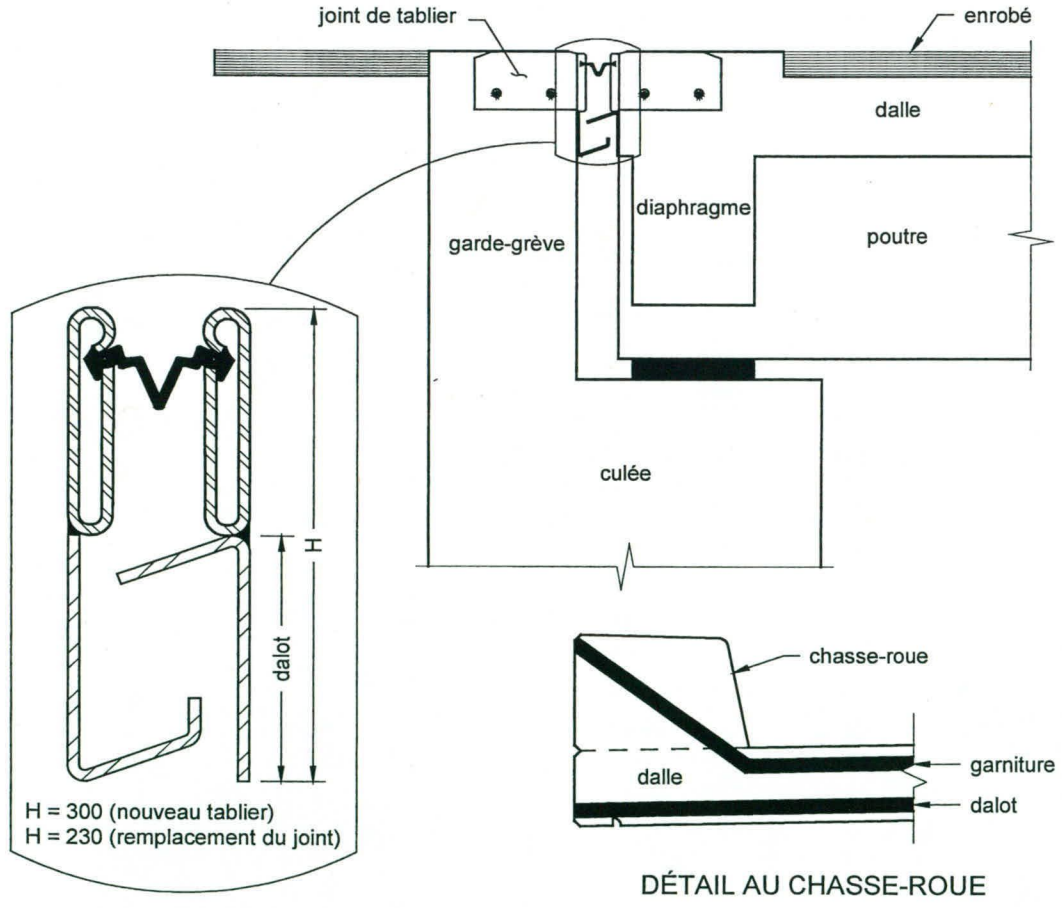



**FIGURE 7** Joint de tablier avec garniture enclenchée et dalot.

# Évaluation de la performance de coulis d'injection pour les structures précontraintes par post-tension

**F. Côté*, J. Bastien*, D. Beaupré* et K. Khayat****
*Département de génie civil, Université Laval, Sainte-Foy (Québec)
**Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke (Québec)

**Résumé :** Les coulis à base de ciment sont utilisés couramment comme matériau d'injection dans les gaines de précontrainte d'éléments de pont soumis à la post-tension. À l'heure actuelle, les coulis d'injection utilisés ne semblent pas assurer un enrobage adéquat des armatures de précontrainte et les essais de caractérisation normalisés ne semblent pas représentatifs de la qualité rencontré en chantier. La qualité de la mise en oeuvre et de la main d'œuvre sont également souvent pointées du doigt. Compte tenu des éléments précédents, une étude a été entreprise à l'Université Laval afin de comparer la performance de divers coulis disponibles sur le marché européen et Nord américain. Cette étude a notamment pour objectif d'identifier les caractéristiques requises afin qu'un coulis soit de bonne qualité et possède une composition robuste, c'est-à-dire répondant à des impératifs de durabilité et de protection. Également, cette étude devrait permettre d'établir les conditions essentielles afin d'obtenir une mise en œuvre optimale.

## INTRODUCTION

Actuellement de nombreuses recherches portent sur l'amélioration de la durabilité des infrastructures, notamment par l'amélioration des bétons, des détails de construction et, dans le cas de la post-tension, du coulis d'injection. Effectivement, les coulis d'injection utilisés au Québec ne semblent pas rencontrer les caractéristiques requises afin qu'un coulis soit de bonne qualité et possède une composition robuste. On doit se rappeler que le coulis représente la dernière barrière protectrice des câbles contre les agents agressifs. Par exemple, la fissuration du coulis due au retrait permet aux ions chlorures de pénétrer jusqu'au câble entraînant alors leur corrosion. De la même façon, la présence de vides d'air ou d'eau de ressuage permet aux agents agressifs d'atteindre rapidement les câbles et favorise la dégradation des ouvrages précontraints par post-tension. Notons également que les conditions d'inspection des câbles sont très difficiles, d'où l'importance d'avoir une bonne mise en œuvre et un coulis performant.

Dans le cadre de ce projet, un programme de recherche comportant l'étude de 7 coulis différents est présentement en cours au Département de génie civil de l'Université Laval. La revue bibliographique du sujet est complétée et des essais expérimentaux sont actuellement en cours. Cette partie consiste à soumettre les coulis à des essais de caractérisation normalisés (fluidité, temps de prise, retrait, etc.) de même qu'à des essais d'injection de tubes inclinés contenant des armatures de précontrainte. Cette méthode d'essai utilisée en Europe reproduit des conditions de mise en place qui s'apparentent mieux aux conditions d'utilisation des coulis en chantier que ceux associés aux essais normalisés.

## CONNAISSANCES ACTUELLES

Un problème souvent rencontré dans les ouvrages d'art est la corrosion des câbles d'acier précontraint provoquée par la pénétration d'ions chlores (Cl-) dans les gaines de précontraintes. Ce problème est généralisé, on le retrouve dans plusieurs pays : États-Unis, U.K., Europe et Canada. Le problème de la corrosion des câbles de précontrainte est d'une grande importance puisque l'intégrité structurale des ponts est reliée aux efforts de tension dans les tendons. La corrosion peut mener à l'effondrement catastrophique de la structure. Notons que l'utilisation des sels de déglaçage au Québec accélère ce problème. Les coulis d'injection sont très variables en terme de composition : certains contiennent des réducteurs d'eau, des centres volantes, de la fumée de silice, des polymères de latex modifiés, des agents expansifs, des additifs anti-ressuage et des inhibiteurs de corrosion. Des études ont démontré que les additifs peuvent influencer favorablement la fluidité, le temps de prise, le ressuage et la ségrégation, la perméabilité aux ions Cl-, les propriétés mécaniques et la résistance à la corrosion des tendons d'acier dans le coulis. Jusqu'à maintenant, la majorité des coulis utilisés dans les ouvrages de post-tension au Québec, sont de simples mélanges d'eau et de ciment ayant un rapport eau/ciment (E/C) de 0.44 à 0.50 contenant un agent expansif et quelquefois un agent anti-ressuage.

Les propriétés généralement évaluées sur le coulis à l'état frais sont la densité, le temps de prise, la fluidité, l'expansion, le ressuage et la ségrégation statique et sous pression. D'autres propriétés mesurées sur le coulis durci sont : la résistance en compression, la perméabilité, la résistance au gel-dégel et dans de rares occasions un essai de corrosion accéléré nommé ACTM (accelerated corrosion test method). Les résultats de plusieurs études ont été publiés et démontrent que, de façon générale, les spécifications actuelles pour les coulis d'injection ne semblent pas assez sévères pour assurer une protection optimale des câbles d'acier précontraint contre la corrosion. Le tableau ci-dessous présente les spécifications actuelles du Ministère des Transports du Québec concernant les coulis d'injection.

**Tableau 1-** Caractéristiques et méthodes d'essais du coulis d'injection (MTQ)

| caractéristiques | Méthodes d'essais | Exigences |
|---|---|---|
| Rapport eau/ciment max. | | 0,45 |
| Résistance min. à la compression | CSA A23.2-1B | 20 MPa à 7 jrs |
| Dilatation libre | CSA A23.2-1B | 3 à 8 % |
| Ressuage | CSA A23.2-1B | 2 % max.<br>0 % après 24 h |
| Fluidité | ASTM C 939 | > 12 s<br>< 35 s |
| Température | ASTM C 1064 | 5 °C < T < °30 C |

Des études antérieures en laboratoires montrent également que les qualités rhéologiques des coulis sont influencées par plusieurs facteurs dont le temps de malaxage, l'ordre d'incorporation des ingrédients, la température des composants et l'équipement de malaxage utilisé.

### *Influence du malaxage*

En effet, différents malaxeurs existent sur le marché mais ne produisent pas tous un coulis avec les mêmes caractéristiques rhéologiques (Figure 1). L'énergie de malaxage doit être grande pour bien défloculer les grains de ciments, c'est-à-dire avoir une vitesse de rotation élevée.

En laboratoire comme en chantier, le temps de malaxage est un facteur important à considérer et à contrôler. De façon générale, les fabricants recommandent que les coulis soient complètement injectés en moins de 30 minutes après le début du malaxage afin qu'ils conservent leur maniabilité. Il faut noter que le malaxage engendre une augmentation de la température du coulis. Le tableau qui suit présente divers types d'appareils de malaxage.

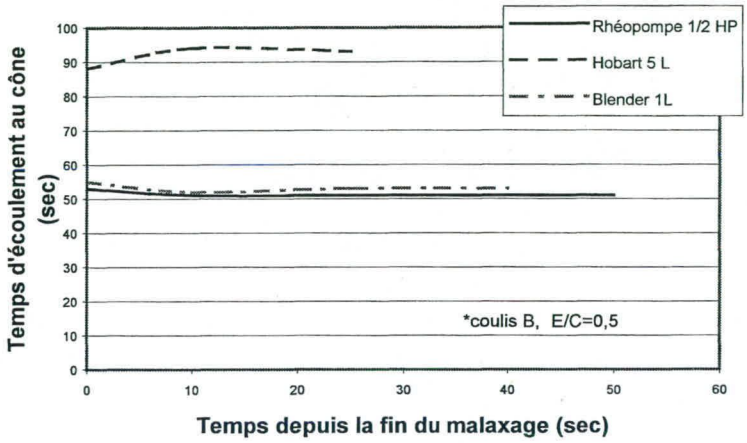



**Fig. 1 - Influence des équipements de malaxage sur la fulidité au cône Marsh pour un même coulis*.**

**Tableau 2** – Équipements de malaxage

| Équipement | Description |
|---|---|
| Hobart | Utilisé en laboratoire, le Hobart est un appareil normalisé sur lequel se basent pratiquement toutes les normes pour la préparation des coulis. Cependant, ce malaxeur possède une vitesse de rotation limitée, ce qui entraîne un mauvais mélange des composants. |
| Blender | Également utilisé en laboratoire, ce malaxeur est plus efficace que le Hobart mais l'hélice s'use rapidement, donc l'énergie de malaxage diminue en fonction du nombre d'utilisations. De plus, il permet de fabriquer seulement un litre de coulis. |
| Rhéopompe | Utilisé en laboratoire, la rhéopompe est inspirée des malaxeurs à grandes vitesses (high shear mixer). Si utilisé avec une pompe assez puissante (>2 HP) et possédant une hélice à l'entrée, on pourra produire un coulis de bonne qualité répondant aux spécifications des fabricants. Cependant, la rhéopompe engendre une très grande augmentation de la température du coulis. |
| Mixette (drill mixeur) | Cet équipement est celui qui se rapproche le plus du malaxeur colloïdal pour les essais en laboratoire. La mixette utilisée avec une perceuse électrique à haute vitesse (2700 RPM) nous permet d'atteindre la fluidité désirée. Avec la mixette, nous atteignons les recommandations spécifiées par les fabricants pour tous les coulis testés. Cet équipement nous permet de produire une quantité intéressante de coulis pour les essais en laboratoire (12 L). |
| Malaxeur colloidal (high shear mixer) | Ce malaxeur à haut taux de cisaillement (à grande vitesse) utilisé généralement en chantier est également disponible en format de laboratoire. Ces malaxeurs sont munis d'un puissant rotor tournant à une vitesse de 1500 à 2000 RPM et d'un réservoir Vortex. Les différents ingrédients sont placés dans le réservoir à tourbillon qui joue le rôle d'une centrifugeuse séparant le coulis épais du coulis léger. Ce dernier est acheminé vers le rotor en bas du réservoir pour revenir à nouveau au réservoir par en haut. Ainsi le cycle continu jusqu'au malaxage complet du ciment avec les différents ingrédients. Dû à la grande puissance du rotor, le temps de malaxage nécessaire sera très court. Les grains de ciment seront bien dispersés et le coulis obtenu sera d'excellente qualité. Les coûts de cet équipement demeurent toutefois très élevés. C'est définitivement le meilleur équipement qui nous est possible d'avoir pour le malaxage des coulis. |

Dans le cadre de la présente étude, les essais d'injection seront réalisés à l'aide d'un malaxeur colloïdal alors que les essais de caractérisation en laboratoire seront réalisés à l'aide de la mixette (drill mixeur). Toutefois, des essais de caractérisation seront repris lors des essais d'injection afin de valider les résultats trouvés en laboratoire. Des malaxeurs à palmes rotatives existent également mais devront posséder une très grande vitesse de rotation afin d'atteindre les spécifications des fabricants de coulis.

## PRÉSENTATION DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

### *Essais de caractérisation en laboratoire*

Tous les essais de caractérisation sont effectués sur des coulis ayant différents rapports E/C afin d'évaluer la robustesse des coulis. On dit q'un coulis est robuste s'il conserve des propriétés acceptables pour de faibles variations de sa composition incluant la quantité d'eau (E/C). Un premier rapport E/C pour chaque coulis nous est fourni dans les spécifications du fabricant. Les tableaux 3 et 4 présente le programme expérimental associé à la présente étude. Dans le tableau 3, on retrouve les essais sur coulis frais alors que le tableau 4 présente les essais sur coulis durci. Cinq coulis commerciaux identifiés A à E sont soumis aux divers essais.

**Tableau 3** – Essais sur coulis frais

| Essais | Normes | Descriptions |
|---|---|---|
| Cône d'écoulement ASTM et Marsh | ASTM C939 | Mesurer le temps d'écoulement d'un volume de coulis à travers un cône possédant un orifice d'évacuation. |
| Mini-cône d'affaissement | ASTM C143 mod. | Méthode d'étalement inspirée de l'essai de cône d'affaissement utilisé pour la caractérisation du béton. |
| Temps de prise | ASTM C953 | Mesurer en fonction du temps l'enfoncement d'une aiguille dans un échantillon de coulis avec un appareil VICAT. |
| Rhéomètre (viscosimètre rotatif ) | | Évaluer en continu la viscosité tout en augmentant la vitesse de rotation d'un cylindre tournant. Le coulis placé entre deux cylindres coaxiaux exerce une force de frottement qui se traduit par un moment de cisaillement proportionnel à la viscosité du coulis, aux dimensions des cylindres et au taux de cisaillement qui est déduit de la vitesse de rotation. |
| Densité | | Mesurer le poids d'un volume connu de coulis afin de trouver la masse volumique du coulis. |
| Ressuage statique | ASTM C940 | Mesurer en fonction du temps le volume d'eau ressuée pour 800 ml de coulis placé au repos dans un cylindre gradué de 1000 ml. Dans le cas où le coulis posséderait des agents expansifs, nous examinerons plutôt une expansion du coulis. |
| Ressuage forcé | Gelman test | Appliquer une pression d'air constante à un échantillon de coulis placé dans une enceinte fermée et mesurer dans le temps la quantité de filtrat. |
| Teneur en air | James Mini Airmeter | Mesurer la teneur en air d'un coulis en remplissant un récipient d'un volume connu de coulis frais puis compléter avec une quantité d'eau. Les vides d'air dans le coulis seront comblés par l'eau suite à des manipulations de brassage et ainsi il sera possible de connaître la teneur en air du coulis. |
| Calorimétrie | | Mesurer l'énergie dégagée durant la réaction d'hydratation du coulis. |

**Tableau 4** – Essais sur coulis durci

| Essais | Normes | Descriptions |
|---|---|---|
| Résistance à la compression simple | ASTM C942 | Mesurer la résistance en compression sur des échantillons cubiques de 50 mm d'arête saturés et superficiellement sec après 7, 28 et 90 jours de mûrissement. |
| Changement de volume | ASTM C1090 mod. | Mesurer le retrait et le gonflement d'échantillons prismatiques conservés dans des conditions contrôlées à 50% (retrait) et 100% (gonflement)d'humidité relative. |
| Gel-dégel | ASTM C666 mod. | Évaluer l'endommagement potentiel du coulis durci, après son injection, dû au cycle de gel-dégel. |
| Lbarre | ASTM C457 | Quantifier la porosité du coulis durci en étudiant le réseau de bulles d'air. |
| Teneur en ions chlorures | ASTM C1152 | |
| Perméabilité aux ions chlorures | ASTM C1202 | |
| Corrosion accélérée | ACTM | |

### *Résultats préliminaires*

La fluidité et la stabilité sont les principales qualités recherchées d'un coulis. Afin de vérifier la fluidité, dans cette étude, des essais typiques d'écoulement et d'étalement ont été produits. Dans un essai de d'écoulement au cône, le temps d'écoulement du coulis est fonction des forces de frottement, c'est-à-dire de la viscosité du coulis. L'essai d'étalement au mini-cône d'affaissement est réalisé afin d'étudier l'évolution de la maniabilité du coulis en fonction du temps. Ainsi il est possible de prédire le comportement du coulis durant l'injection. La figure 2 présente

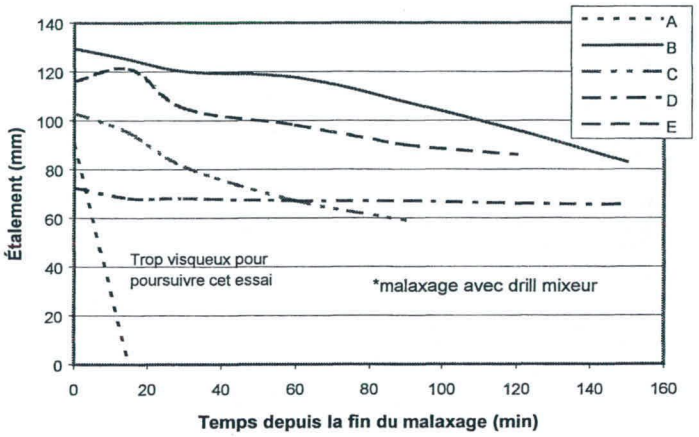



**Fig 2. - Mini-cône d'affaissement (ASTM C143 mod)**
avec E/C selon spécification des fabricants*

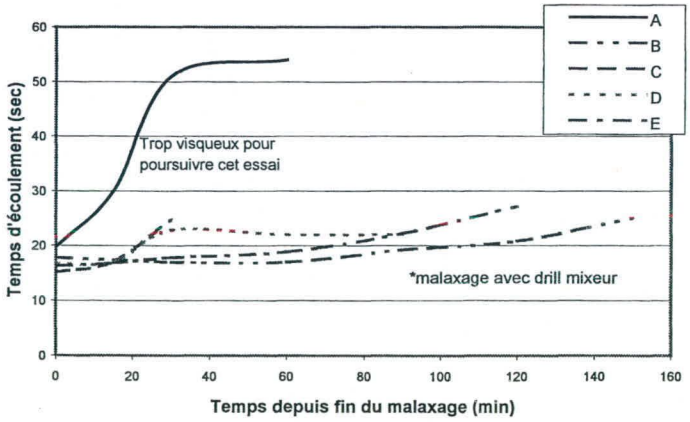



**Fig.3 - Cône d'écoulement ASTM**
avec E/C selon spécification des fabricants*

les résultats de l'essai d'affaissement pour 5 coulis. La figure 3 présente les résultats d'un essai d'écoulement pour les mêmes 5 coulis. Les rapports E/C utilisés pour les coulis sont ceux spécifiés par les fabricants.

L'utilisation de rapports E/C élevés est favorable pour obtenir une bonne fluidité du coulis. Cependant, la quantité d'eau utilisée pour de tels mélanges excède souvent celle qui est nécessaire à l'hydratation des grains de

ciment. Dans de tels cas, dès que le coulis se retrouve au repos, le phénomène de sédimentation ou ségrégation apparaît dans la partie inférieure, alors que l'eau en excès surnagera dans la partie supérieure. Afin d'évaluer la stabilité des coulis de ciment, nous effectuons des essais de ressuage statique en laboratoire.

### *Essais de stabilité sur tubes inclinés*

Cet essai est réalisé selon une méthode développée en France (Figure 4). Les essais d'injection consistent à injecter, à deux températures différentes soit 20°C et 5°C, des tubes inclinés de 5 m de longueur contenant des armatures de précontrainte. Cet essai permet de reproduire des conditions de mise en place qui s'apparentent mieux aux conditions d'utilisation des coulis en chantier que ceux associés aux essais normalisés typiques. Cet essai permet également de caractériser en vraie grandeur l'exsudation et la stabilité du coulis proposé pour injecter les conduits de précontrainte en tenant compte de l'effet de filtre dû à la présence des torons. De plus, il permet de vérifier la validité des méthodes de fabrication et d'injection. L'objectif est de s'assurer qu'on aura un remplissage complet des gaines de précontrainte et donc une protection durable des câbles.

L'essai consiste, dans une première phase, à mesurer la quantité d'eau ressuée et la quantité d'air accumulée à la surface d'un coulis injecté sous pression dans un conduit transparent et laissé au repos à l'abri de toute évaporation; puis dans une seconde phase, à procéder à une reprise d'injection du coulis et à mesurer une nouvelle fois les quantités d'eau et d'air.

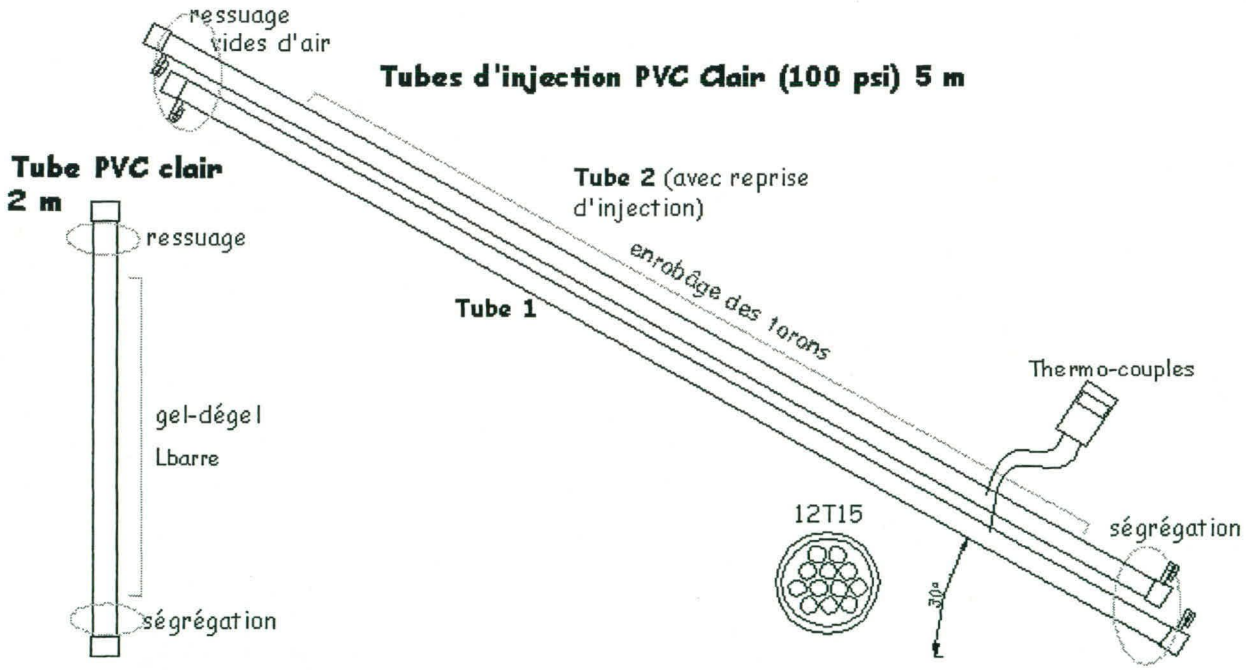



**Fig. 4 – Schéma de l'essai d'injection de tubes inclinés**

La réussite d'une injection repose essentiellement sur le choix de l'équipement capable de produire la qualité de coulis exigée. L'unité d'injection utilisée pour le projet sera composé des équipements suivants : un malaxeur colloïdal (high shear mixer), un agitateur, une pompe Moyno, deux jauges de pression, un débitmètre ainsi qu'un système d'acquisition de données. Ainsi, durant toute l'injection, la pression et le débit sont enregistrés.

## DISCUSSION

À l'heure actuelle, des essais de caractérisation sur 5 coulis sont en cours. Des résultats partiels nous permettent déjà d'identifier des différences marquées entre les différents coulis. La figure 5 nous présente des essais de compression simple à 7 jours sur 5 coulis. La résistance en compression du coulis varie de façon remarquable. Bien que cette résistance ne soit pas le premier facteur de qualité du coulis, ce dernier doit rencontrer des exigences minimales. L'équipement de malaxage est également un facteur important pour la qualité du coulis comme nous l'avons constaté à la figure 1. Lors des essais d'injection, nous utiliserons un malaxeur colloïdal, il sera alors possible de comparer l'efficacité de ce malaxeur avec ceux utilisé jusqu'à maintenant. Le ressuage des coulis a été étudié avec des essais statiques dans des cylindres de 1000 ml sur les 5 coulis. Cependant, aucun coulis ne montre un signe de ressuage. Le volume de coulis utilisé étant faible, nous reprendrons ce type d'essai pour des quantités plus importantes de coulis (cylindre : D = 100 mm ; L = 2 m).

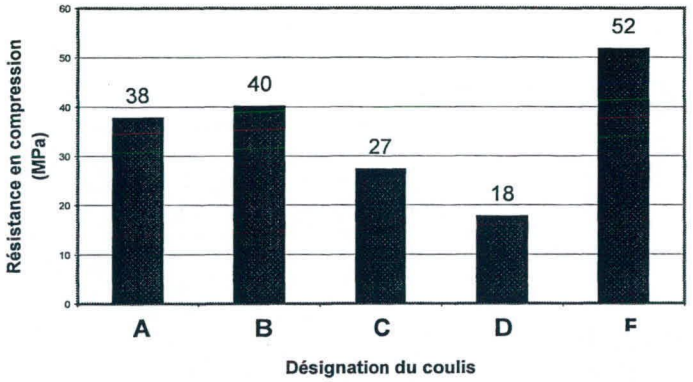



**Fig. 5 - Résistance en compression à 7 jrs**
avec E/C selon les spécifications du fabricant

Sur un chantier, il est plus difficile de respecter tous les critères de fabrication que dans un laboratoire. Le ciment, les additifs et l'eau peuvent parfois être mélangés dans des proportions plus ou moins précises. Certains fabricants de coulis ont trouvé la solution à ce problème en assurant un meilleur dosage des ingrédients. Des coulis pré-ensachés (PRÉMIX) existent sur le marché, tous les ingrédients sont incorporés dans un même sac. Il existe également des sacs hydrosolubles dans lequel sont pré-dosés les différents additifs. Ainsi il est possible de mélanger les additifs dans l'eau avant d'incorporer le ciment. Ces sacs hydrosolubles vont se dissoudre dans l'eau et vont faciliter le travail de l'entrepreneur qui n'aura pas à se soucier de peser les ingrédients.

## CONCLUSION

Les résultats obtenus jusqu'à maintenant nous permettent de constater une différence dans la qualité des coulis. Certains fabricants offrent un coulis pré-dosé qui semble jusqu'à présent être une option très intéressante. Nous poursuivrons les essais de caractérisation en laboratoire et un premier essai de stabilité au tube sera effectué cet été à une température d'injection de 20 °Celsius. Un deuxième essai de stabilité sera effectué cet automne à une température avoisinant 5 °Celsius. De cette façon, nous pourrons également évaluer l'impact de la température sur la qualité de l'injection. Les conclusions définitives de ce projet de recherches devraient être disponibles à la fin de l'automne 2001.

## REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le Ministère des Transports du Québec pour leur apport financier. Nous remercions également les fournisseurs suivants pour leur contribution matériel du projet : Matériaux King et Compagnie, Master Builders Technologies, VSL International Ltd, Ciment Origny, Sika Canada Inc. et Lafarge Canada Inc.

## RÉFÉRENCES

BASTIEN, Josée ; DUGAT, Jérôme ; and PRAT, Evelyne. Cement grout containing precipitated silica and superplasticizers for post-tensionning. ACI Materials journal, 1997, July-August, vol.94, no.4, pp. 291-295.

HAMILTON III, H.R.; WHEAT, H.G.; BREEN, J.E.; FRANK, K.H. Corrosion testing of grout for posttensionning ducts and stay cables, Journal of Structural Engineering – ASCE, 2000, volume 126, no.2, FEB, pp. 163-170

JAEGER, Barbara J.; SANSALONE, Mary J.; and POSTON, Randall W. Detecting voids in grouted tendon ducts of post-tensioned concrete structures using the impact-echo method, ACI Structural Journal 93, 4 Jul-Aug 1996, American Concrete Inst p. 462-473.

JOHNS, M.D. ; NORMAN, G.G. ; SMITH, L.J. A positive approach to grouting, Davies Middleton and Davies Ltd, Proceedings of the institution of civil engineers, Structures and buildings v110, n4, Nov 1995, Thomas Telford Services Ltd, p.398-409.

KHAYAT, K.H., NASSER, K.W., and HESTER, W.T. An alternative method to measure air content in fresh concrete, ACI Materials Journal, 87, (4), 1990, pp. 355-362.

KHAYAT, K.H.; YAHINA, A.; and DUFFY, P. High-Performance Cement Grout for Post-Tensioning Applications, ACI Materials Journal, Volume 96, no.4, Jul-Aug, 1999, pp.471-477.

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT DES TRANSPORTS ET DU LOGEMENT. Avis technique des coulis d'injection pour conduits de précontrainte. Document préliminaire, France, 1999, 30p.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC. Cahier des charges et devis généraux, Les publications du Québec, édition 1997, norme 3901.

RESCHKE, A.E. The development of colloidal mixer based CRF systems, Minefill 98, Autralia.

SCHUPACK, Morris. Post-Tensioning tendons after 35 years, Schupack Suarez Engineers, Concrete International v16, n3, Mars 1994, Amercian Concrete Inst. P50-54.

THOMPSON, NG; LANKARD, DR; VIRMANI, YP. Improved grouts for bonded tendons in posttensioned bridge structures, Transportation Research Record no 1347, 1992, pp. 56-65.

TILLY, G.P., WOODWARD,R.J. Development of improved grouting for post-tensioned bridges, FIP Symposium on post-tensioned concrete structures, 1996, p.55-64.

TOUMBAKARI, E.-E.; VAN GEMERT, D.; TASSIOS, T.P.; and TENOUTASSE, N. Effect of mixing procedure on injectability of cementitious grouts, Reynjens Lab, Cement and Concrete Research v29, n6, Jun 1999, Elsevier Science Ltd, p. 867-872.

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE. Les injections de coulis de ciment : Méthode de contrôle en laboratoire et en chantier, Cours intensif sur les injections de coulis, notes de cours, 1992.

WOODWARD, R.J.; MILLER, E. Grouting Post-tensioned Concrete Bridges : The prevention of voids, Reading Univ, Highways and Transportation v37, n6, Jun 1990, 7p.

WOOLEY, M.V.; CLARK, G.M. Post-tensioned concrete bridges, Structural Engineer v71, n23-24, Dec 7, 1993, p.409-411.

WOUTERS, Jeffrey P.; KESNER, Keith; POSTON, Randall W. Tendon corrosion in precast segmental bridges, Transportation Research Record n 1654, 1999, pp. 128-132.

# PREVENTION DE LA FISSURATION DES BETONS AU JEUNE AGE PAR L'UTILISATION D'UN CIMENT TERNAIRE

Petrov, N.[1], Bonneau, O.[1], Leduc J.-C.[2], Pinsonneault P.[3], Aïtcin, P.-C.[1]

1. Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB)
Université de Sherbrooke
www.usherb.ca/CENTRES/crib

2. Service technique, 3. Développement commercial
Ciment St-Laurent
www.cimentstlaurent.com

**Résumé :**
La durabilité des infrastructures ne peut exister que si le béton est exempt de fissures de retrait au très jeune âge; fissures qui facilitent la pénétration des agents agressifs. Le but de cette recherche est d'étudier les déformations totales dans des éléments massifs pour lesquels les retraits thermique et endogène peuvent être importants et pourraient augmenter le risque de fissuration précoce du béton. Trois ciments ont été utilisés: un ciment ternaire avec cendre volante et fumée de silice, un ciment HSF avec fumée de silice et un ciment Portland de Type 10 à titre de ciment de référence. Les bétons étudiés avaient des rapports eau/liant de 0,45 (classe C2) et de 0,35 (BHP : béton à haute performance), Les éléments coulés avaient les dimensions suivantes 900×700×500 mm. Les déformations à la surface et au cœur ont été mesurées par des extensomètres à corde vibrante.
Nous avons observé que le ciment ternaire permet d'améliorer le comportement vis à vis des déformations totales des bétons C2 par rapport au ciment T10 et celui des BHP par rapport au ciment HSF. Le risque de fissuration est atténué non seulement par une réduction des déformations totales au jeune âge mais aussi par une plus grande homogénéité des déformations dans les éléments.

## 1. Introduction :

L'hydratation du ciment conduit à une élévation de température initiale du béton associée à un gonflement thermique du béton. Ce gonflement est notamment fonction de la nature du ciment, de sa finesse, de la composition du béton, des coffrages, de la température initiale du béton et de la température extérieure. Lorsque l'élément refroidit pour revenir à la température ambiante, le béton se contracte, on parle alors de retrait thermique.
Parallèlement, durant l'hydratation du ciment, suite au développement du phénomène d'autodessiccation, on voit apparaître des forces capillaires qui mettent progressivement le béton en compression, la déformation associée est appelée le retrait endogène.
Lorsque le béton est protégé du séchage, le potentiel de fissuration en traction au jeune âge est principalement dû au retrait thermique et au retrait endogène qui s'additionnent après le pic de température. Les cures utilisées dans cette étude permettent de nous prémunir contre les retraits plastique et de séchage, autres sources par ailleurs de fissuration.
Un troisième facteur qui augmente le risque de fissuration est l'hétérogénéité des déformations entre le cœur et la surface du béton due à un différentiel de température [1].
Le but de cette étude est de comparer le comportement au jeune âge d'un nouveau ciment ternaire à celui de ciments bien connus des praticiens à savoir les ciments de Type 10 et le ciment HSF. La comparaison portera sur les déformations et leur hétérogénéité entre le cœur et la surface des éléments de béton.

## 2. Conditions expérimentales

2.1 Ciment

Le ciment de Type 10 est uniquement composé de clinker, d'un régulateur de prise et éventuellement jusqu'à 5 % de filler calcaire. Le ciment HSF contient 8 % de fumée de silice. Le ciment ternaire contient au minimum 5 % de fumée de silice et au minimum 20 % de cendre volante.

2.1 Béton

La composition et les caractéristiques des bétons sont données dans le tableau 1.

**Tableau 1**

Composition et caractéristiques des 6 bétons étudiés

| Béton | Classe C2 | | | Béton à Haute Performance | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Type de ciment | T10 | HSF | Ternaire | T10 | HSF | Ternaire |
| Ingrédient (kg/m$^3$) | | | | | | |
| Eau/Ciment | 0,45 | 0,44 | 0,43 | 0,35 | 0,35 | 0,35 |
| Eau | 178 | 157 | 162 | 145 | 149 | 146 |
| Ciment | 395 | 357 | 378 | 415 | 427 | 418 |
| Gros granulat | 898 | 1004 | 1010 | 1018 | 1046 | 1024 |
| Sable | 736 | 748 | 752 | 722 | 711 | 696 |
| Réducteur d'eau | 0,9 | 0,8 | 0,9 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Agent entraîneur d'air | 0,2 | 0,1 | 0,4 | 0,2 | 0,2 | 0,4 |
| Superplastifiant | - | - | - | 3,8 | 4,5 | 3,4 |
| État frais | | | | | | |
| Affaissement (mm) | 65 | 70 | 70 | 175 | 185 | 170 |
| Teneur en air(%) | 5,6 | 7,0 | 5,6 | 7,0 | 5,0 | 7,1 |
| Température (°C) | 19 | 19 | 18 | 22 | 19 | 22 |
| Résistance à la compression (MPa) | | | | | | |
| 1 jour | 19 | 11 | 9 | 30 | 27 | 16 |
| 7 jours | 35 | 38 | 28 | 43 | 50 | 36 |
| 28 jours | 43 | 54 | 49 | 61 | 84 | 58 |

2.3 Étude expérimentale

Les éléments coulés sont des blocs de 900×700×500 mm.

Les déformations et la température sont mesurées à l'aide d'extensomètre à corde vibrante équipée de thermistance. Un extensomètre a été placé à 15 mm de la surface, un deuxième au centre de l'élément soit à 250 mm de la surface la plus proche (Fig. 1).

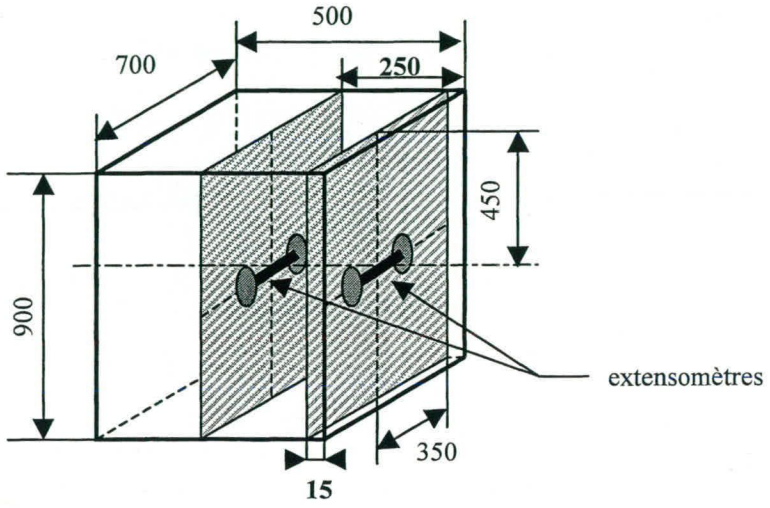


Fig. 1 : Emplacement des extensomètres à cordes vibrantes

Après la coulée du béton dans les coffrages, un géotextile humide a été placé sur la partie supérieure de l'élément pour prévenir tout retrait plastique. Vingt heures après le contact de l'eau avec le ciment, les coffrages ont été retirés. Aussitôt une cure humide a débuté sur toutes les surfaces exposées à l'air à l'aide d'un géotextile maintenu humide pour éviter tout séchage du béton.

## 3. Résultats

### 3.1 Béton de classe C2

*3.1.1 Déformations thermiques*

Sur la figure 2, on peut voir les retraits thermiques obtenus avec les 3 ciments dans le cas du béton de classe C2. L'utilisation de ciments HSF ou ternaire qui contiennent moins de clinker permet de réduire considérablement le retrait thermique compris entre le pic et l'axe des abscisses: 180 µm/m contre 260 µm/m pour le ciment de Type 10.

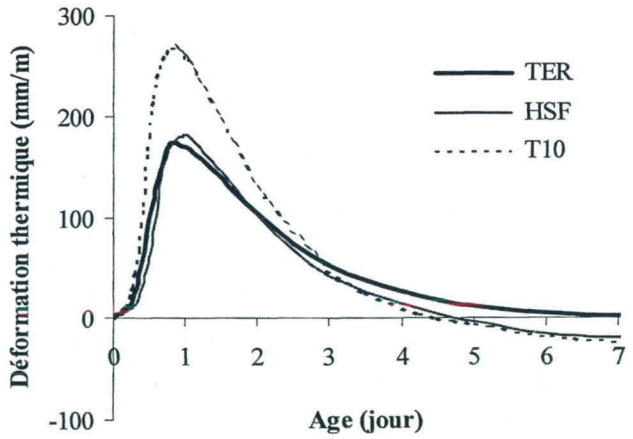


Fig. 2 : Bétons de classe C2: Déformations thermiques

*3.1.2 Déformations endogènes*

La figure 3 montre le retrait endogène en fonction du temps pour les 3 ciments toujours pour le cas du béton de classe C2.

Non seulement le retrait endogène du ciment ternaire est inférieur à celui des 2 autres ciments durant les 7 premiers jours, mais surtout il se développe beaucoup plus lentement durant les 24 premières heures. Ceci est expliqué par une cinétique de réaction plus faible pour le premier ciment.

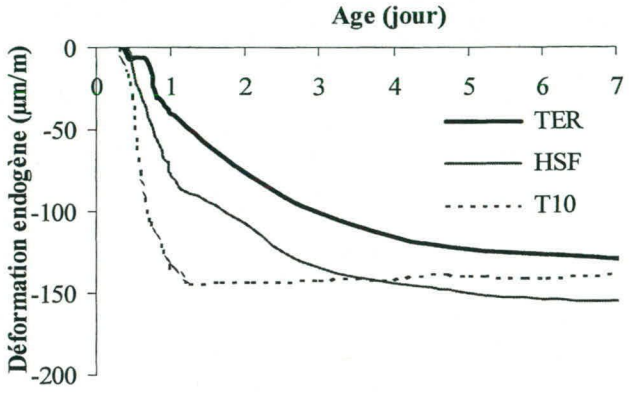



Fig. 3 : Bétons de classe C2: déformations endogènes

*3.1.3 Déformations totales*

Les déformations totales sont données à la figure 4 pour des bétons de classe C2. Le retrait total à 7 jours associé au ciment ternaire est inférieur à celui obtenu avec les ciments HSF et T10. D'après les observations précédentes, on peut expliquer ce comportement bénéfique du ciment ternaire par la différence de retrait endogène avec le ciment HSF et la différence dans le comportement thermique dans le cas du ciment de Type 10. Jusqu'à 2 jours, le matériau est soumis à des forces de traction associées à un gonflement puisque pour ce rapport eau/liant, les déformations thermiques sont bien supérieures aux forces de contraction d'ordre endogène sur cette période [2].

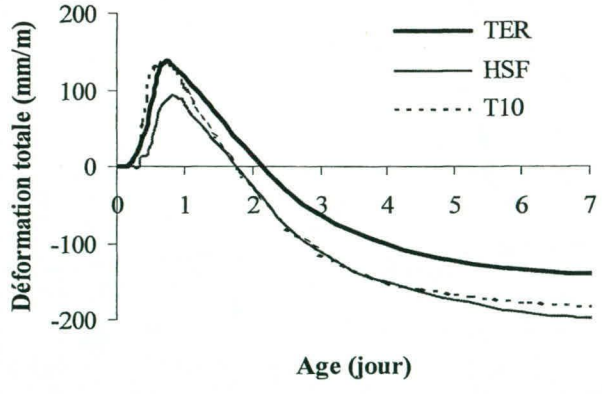



Fig. 4 : Bétons de classe C2: déformations totales

*3.1.4 Homogénéité des déformations*

Un autre avantage observé avec le ciment ternaire est une plus grande homogénéité des déformations entre le cœur et la surface des éléments dans le cas des bétons C2 (Fig. 5). En effet, avec les ciments HSF et T10, on observe un gonflement plus important en surface à 1 jour ce qui conduit à des retraits plus faibles à longs termes en surface par rapport au cœur. Cette différence à très jeune âge n'apparaît pas pour le ciment ternaire car le retrait endogène est d'une part plus faible comme nous l'avons vu et d'autre part le différentiel de température entre la surface et le cœur est plus faible d'où une cinétique de réaction plus homogène dans l'élément.

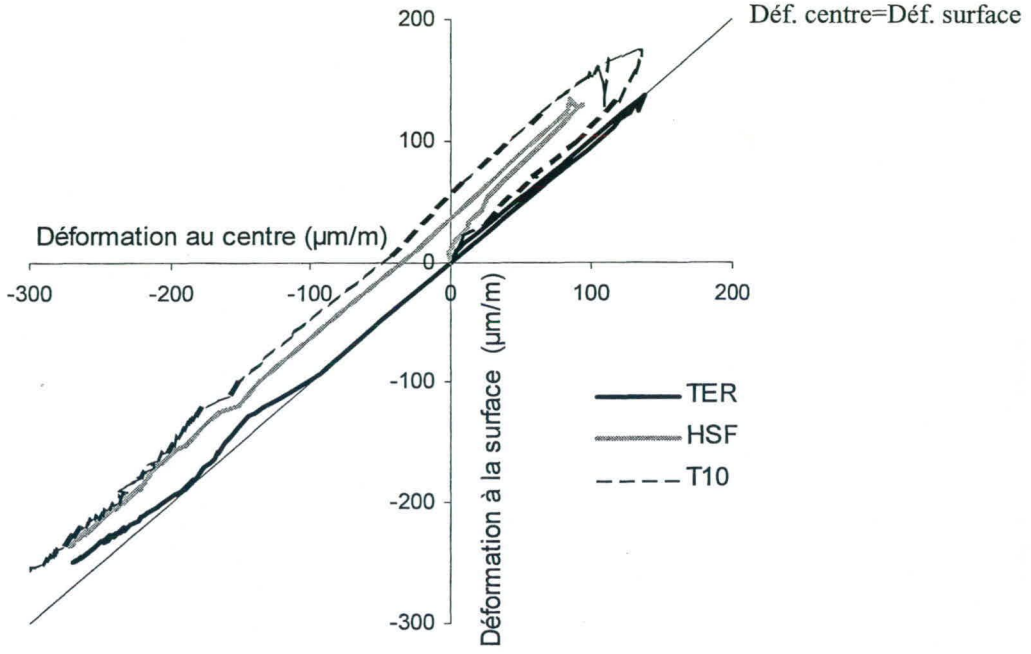



Fig. 5 : Bétons de classe C2: déformations totales à la surface en fonction du centre

3.2 Béton à haute performance

*3.2.1 Déformations thermiques*

Dans le cas des BHP comme des bétons de classe C2, les déformations thermiques associées aux ciments ternaire et HSF sont très proches et inférieures aux déformations thermiques associées au ciment de Type 10 (Fig. 6).

Il faut noter ici que ce n'est pas tellement la chaleur d'hydratation totale du ciment, exprimée par la température maximale mesurée lors de l'hydratation du ciment en conditions adiabatiques (Fig. 7 issue de [3]), qui fixe la valeur du gonflement maximal mais l'échéance du décoffrage par rapport à la fin de période dormante. Dans le cas du ciment de Type 10, le décoffrage se situe alors que le béton a eu le temps d'atteindre sa température maximale associée au pic de gonflement. Dans le cas du ciment HSF qui réagit un peu plus lentement que le ciment de Type 10, le décoffrage a lieu alors qu'une quantité plus faible de ciment s'est hydratée. Le décoffrage limite donc la valeur du pic de déformation thermique. Le comportement du ciment ternaire est intermédiaire entre celui du ciment de Type 10 et HSF.

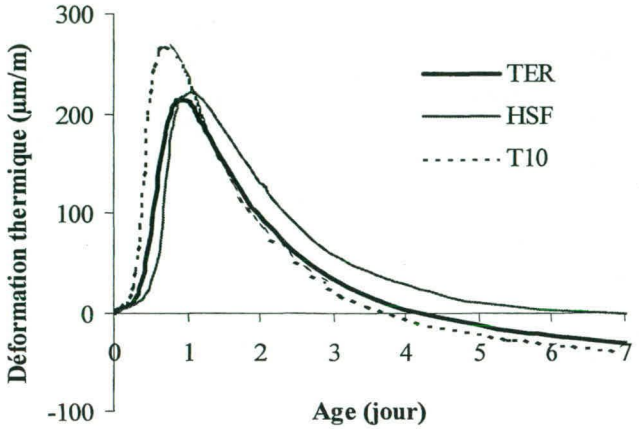



Fig. 6 : Bétons à haute performance: déformations thermiques

La remarque précédente indique que si le décoffrage avait eu lieu plus tard que 20 h, ou bien si les éléments avaient été plus volumineux et donc que la cinétique d'hydratation ait été moins perturbée lors du décoffrage, le gonflement observé pour le ciment HSF aurait été plus important que celui du ciment ternaire. Ce comportement serait alors plus en accord avec la Fig. 7.

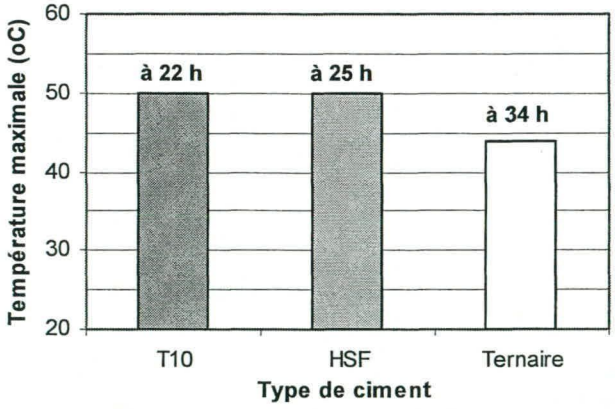



Fig. 7 : Température maximale atteinte et âge associé
lors de l'hydratation en condition adiabatique

*3.2.2 Déformations endogènes*

Le ciment ternaire permet de réduire sensiblement le retrait endogène à 7 jours par rapport au ciment HSF (190 µm/m contre 230 µm/m). Toutefois ces 2 ciments présentent un retrait endogène plus important que pour le ciment de Type 10 (Fig. 8). Ceci est expliqué par la présence dans le béton de particules très fines de la fumée de silice qui provoque un raffinement des pores capillaires, par conséquent, des tensions capillaires plus élevées qu'en absence de telles particules dans le cas du ciment de Type 10 [4]. Par contre, ces 2 ciments développent un retrait endogène plus faible durant les 24 premières heures.

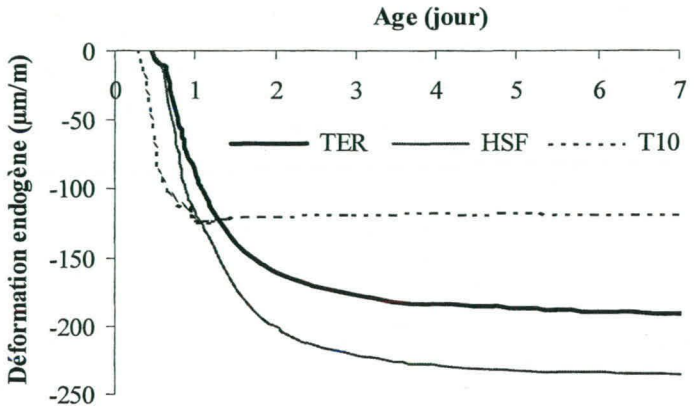



Fig. 8 : Bétons à haute performance: déformations endogènes

La Fig. 8 corrobore notre réflexion précédente sur l'échéance du décoffrage. Il faut noter que le retrait endogène n'évolue plus de façon notable pour le ciment de Type 10 après 1 jour, comme cette déformation est associée à l'hydratation du ciment, cela montre bien que le plus gros de l'hydratation du matériau a eu lieu à 1 jour, hydratation limitée dans ce cas par la quantité d'eau disponible, et que le pic de déformations thermiques (Fig. 6) n'est pas perturbé par le décoffrage. Ceci tendrait à montrer que pour les ciments composés, une partie du retrait endogène présent entre 1 jour et 3 jours serait la conséquence de la réaction pouzzolanique entre la portlandite et la fumée de silice et la cendre volante. Compte-tenu, de l'allure des courbes jusqu'à 3 jours, le rôle de la fumée de silice serait prépondérant devant celui de la cendre volante puisque nous mesurons -240 µm/m de déformation pour le ciment HSF contenant 8 % de fumée de silice et -180 µm/m de déformation pour le ciment ternaire contenant environ 5 % de fumée de silice. La réaction pouzzolanique dans ce cas permettrait de densifier la zone interfaciale de transition entre la pâte de ciment et le granulat [5]. Après 3 jours, les variations de retrait endogène pour les 2 ciments composés sont très faibles.

*3.2.3 Déformations totales*

Les déformations totales sont données à la figure 8 pour des BHP réalisés avec les 3 ciments. La conclusion importante est que la déformation totale associée au ciment ternaire est du même ordre de grandeur que celle associée au ciment HSF, utilisé depuis longtemps pour fabriquer des BHP.

Alors que pour le béton de classe C2, le matériau était en traction jusqu'à 2 jours, cette période est réduite à 1 jour et demi pour les BHP. Ceci montre que le retrait endogène est plus important parce qu'au moment du gâchage, on a utilisé une plus faible quantité d'eau mais aussi parce que le développement du retrait endogène est beaucoup plus rapide ce qui explique pourquoi les BHP sont plus sensibles à la fissuration au jeune âge que les bétons ordinaires [6].

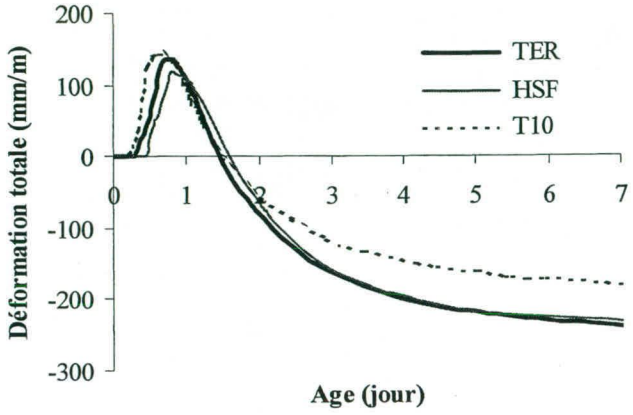



Fig. 9 : Bétons à haute performance: déformations totales

*3.2.4 Homogénéité des déformations*

Quel que soit le ciment utilisé, ternaire, HSF ou T10, les déformations totales au cœur sont sensiblement égales à celles près de la surface (Fig. 10). Dans le cas des BHP, la cinétique d'hydratation du ciment est plus homogène.

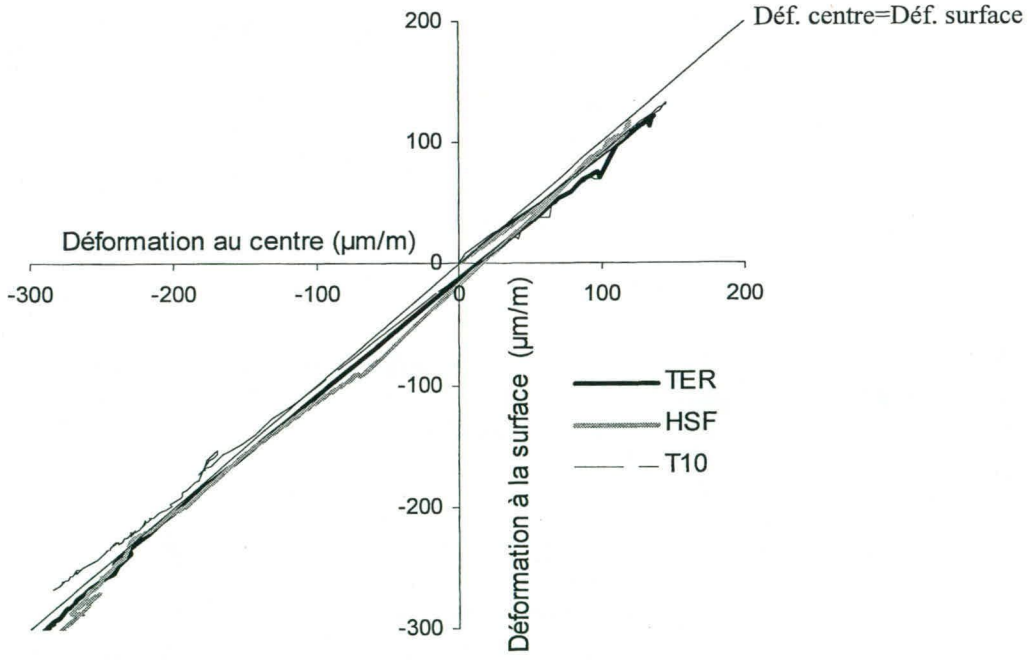



Fig. 10 : Bétons à haute performance: déformations totales à la surface en fonction du centre

## 4. Conclusion

Le ciment ternaire permet d'améliorer le comportement des bétons C2 par rapport au ciment de Type 10, qui est le ciment couramment utilisé pour cette classe de béton. Une réduction non seulement des déformations thermiques mais aussi des déformations endogènes est observée. De plus l'utilisation du ciment ternaire permet d'obtenir une plus grande uniformité des déformations dans les éléments de bétons.

Dans le cas des BHP, le ciment ternaire est équivalent au point de vue des déformations au ciment HSF, qui est le ciment généralement utilisé pour obtenir de hautes performances. Dans ce cas, le retrait endogène est partiellement compensé par le gonflement thermique.

L'intérêt du ciment ternaire pour limiter le risque de fissuration précoce devrait être plus grand pour des éléments de béton plus volumineux pour lesquels nous pouvons tirer avantage de la plus faible chaleur d'hydratation du ciment ternaire par rapport aux ciments de Type 10 et HSF.

## 5. Références


1 Bonneau O., Aïtcin P.-C. (2001) *Importance of a Water Curing to Control the Initial Shrinkage Cracking and Durability of High Performance Concrete (HPC) Structures*, Consec'01, 3rd International Conference on Concrete under Severe Conditions Vancouver, Canada, June 18-20, 2001 (invited paper, 8 pages).

2 Petrov N., Morin R., Bonneau, O., *In-Situ Shrinkage in High-Performance Concrete Structures*, Int. RILEM Workshop on Shrinkage of Concrete, Paris, France, 16-17 octobre (actes sous presse, 16 pages).

3 Document des services techniques de Ciment St-Laurent (2000)

4 Tazawa E., Miyazawa S. (1995) *Influence of Cement and admixture on Autogenous Shrinkage of Cement Paste*, Cement and Concrete Research, 25 [2] 281-287

5 N. Petrov, A. Tagnit-Hamou, communication personnelle

6 Aïtcin, P.-C. (1998) *High Performance Concrete*, E&F Spon, London

# REMPLACEMENT D'UNE TRAVÉE FERROVIAIRE DE 206' A ST-ANNE DE BELLEVUE, QUEBEC

**PAR A.CHANTELOIS, G.BEGIN ET B.COTE**
**CANADIEN NATIONAL**
**MONTRÉAL, CANADA**

## SOMMAIRE

Cet article présente le projet de remplacement de la travée à treillis du CN, située au Point miliaire 21.4 de la subdivision Kingston à St-Anne de Bellevue, à l'ouest de l'île de Montréal. La travée de 206 pieds (62,865 m), construite en 1899, supportait les deux voies principales du CN reliant Montréal et Toronto, le lien critique pour l'opération dans l'est du pays. La travée a été étudiée, instrumentée et renforcée depuis 1929 afin de prolonger sa durée de vie. Devenue l'élément restrictif pour la circulation ferroviaire en limitant le trafic des wagons de 286 000lbs, la travée devait être remplacée.

Des sept alternatives considérées, le Canadien National a opté pour l'alternative qui consistait à ajouter un pilier dans la rivière et à installer quatre travées à voie simple.

Une interruption de 30 heures de la circulation ferroviaire sur les deux voies ainsi qu'un arrêt additionnel de 14 heures sur une voie ont été prévus pour permettre le remplacement de la travée, le 18 et 19 août 2000. Le trafic ferroviaire du CN, ainsi que les trains de VIA Rail ont été détournés sur la voie sud du Canadien Pacifique. Des voies de déviation temporaires ont été construites aux approches du pont afin de relier les deux chemins de fer.

La procédure d'érection des nouvelles travées consistait d'abord à déplacer la travée à treillis de 510 tonnes vers le pont du CP en manœuvrant des Transporteurs Kamag sur deux barges ballastées situées de part et d'autre du nouveau pilier. Ensuite, les nouvelles travées, déjà chargées sur ces barges, ont été levées, alignées, déplacées, puis déposées en position finale avec les mêmes équipements. Finalement, la travée à treillis a été descendue sur le tablier des barges, puis démantelée.

Le projet a été complété en toute sécurité, à l'intérieur de l'échéancier et du budget alloué de 6,5 millions.

## INTRODUCTION

De 1997 à 2001, le Canadien National a procédé à la conception, à la fabrication et à la construction d'un pilier et de quatre travées à voies simples pour remplacer une travée à treillis, du pont ferroviaire du Canadien National au-dessus de la Rivière des Outaouais.

Ce pont, au mille 21.4 Kingston d'une longueur totale de 1370 pieds, supporte les deux voies du Canadien National reliant Montréal et Toronto, corridor principal entre l'est et l'ouest du Pays. Les 15 travées se divisent comme suit :

- Les trois premières travées sont de type poutre à âme pleine, à tablier inférieur (TPG) et à voie double d'une longueur de 94 pieds.
- La travée 4 consistait en une travée de type poutre à treillis à tablier inférieur (TT), d'une longueur de 206 pieds.
- Les travées 5 à 15 consistent en des travées de type poutre à âme pleine, à tablier supérieur (DPG), et à voie simple ayant une longueur variant de 62 à 97 pieds.

Les trois premières travées TPG à voie double et les cinq travées DPG sur la voie nord sont originales de 1899. Les autres DPG ont été installées dans les années 1980 suivant les spécifications de l'AREMA pour une charge d'essieux de 80 000lbs (Cooper E80).

## PROBLÉMATIQUE

La travée 4 de type TT de 206 pieds de longueur a été construite en 1899 (voir figure 1). Elle a été conçue selon les normes du Chemin de Fer du Grand Tronc, datées de 1897. La charge utilisée pour le design était Cooper E40, qui consiste en deux locomotives ayant une charge d'essieu de 40 000 lbs avec leur voiture de charbon respective, ainsi qu'une série de wagons pesant 4 000 lbs, par pied linéaire.

La travée 4 a fait l'objet de maintes études d'ingénierie au cours des années et plusieurs travaux de réfection et de renforcement ont été réalisés. On note les premiers travaux de renforcement en date de 1929, soit seulement 30 années après sa construction. Le pont avait même été mis sur le programme d'immobilisations pour être remplacé en 1924 et 1945. Depuis ce temps, le Canadien National a effectué en plus des programmes réguliers d'inspections et d'évaluation, des modélisations ainsi que des essais en chantier toujours de plus en plus sophistiqués, afin de retarder l'investissement requis pour la réfection de ce pont. Les études suivantes ont été effectuées par le département d'évaluation du Canadien National:

**En 1952**

Cette étude a porté sur la capacité de la travée, impliquant des essais en chantier au moyen de jauges de déformation. Elle a permis d'estimer de 20 à 25 ans la durée de vie utile de cette dernière. Des renforcements spécifiques sur les montants de bout ont été réalisés suite à cette évaluation.

**En 1976**

Cette étude a porté sur la capacité de la travée et sur sa durée de vie en fatigue avec des essais en chantier avec des jauges de déformation. Elle a permis d'estimer la durée de vie du pont jusqu'à l'an 2000. Les rotules aux nœuds L1 ont été remplacées et certaines membrures ont été peintes ou métallisées.

**En 1987**

Cette étude a permis d'évaluer la capacité du pont par des essais en chantier avec des jauges de déformation. La conclusion fut que les efforts n'étaient pas distribués équitablement dans les membrures à oeil et que l'on se devait de porter une attention spéciale lors des inspections à la géométrie des barres à œil aux rotules.

**En 1990**

Des essais avec jauges et des essais d'émissions acoustiques en chantier ont permis d'évaluer la détérioration spécifique de certaines pièces.

**En 1997**

Cette dernière étude a porté sur la capacité du pont, sur l'évaluation de la durée de vie en fatigue avec modélisation sur ordinateur et essais en chantier. Cette étude a permis de conclure que les contraintes étaient élevées dans les barres à œil et que l'on avait peu d'augmentations des émissions acoustiques.

## ALTERNATIVES ÉTUDIÉES

A) RÉPARATION

Les travaux requis pour prolonger la vie du pont de 25 ans ont été évalués comme suit:

**1 - Remplacement des longerons du tablier:**

Due à la corrosion, la capacité des longerons était insuffisante. Ceux-ci devaient être remplacés. Le rapport bénéfice/coût était meilleur pour le remplacement que pour le renforcement.

**2 - Remplacement des poutres transversales.**

Leur capacité était suffisante malgré leur corrosion. Cependant, les connexions devaient être renforcées. Leur remplacement était justifiable économiquement étant donné que le tablier et les longerons devaient déjà être enlevés.

**3 - Renforcement ou remplacement de certains éléments des treillis**

Pour les charges ferroviaires actuelles, le renforcement de

(1) les montants de bout L0-U1;
(2) des membrures inférieures à L0-L2;
(3) des membrures supérieures entre U4-U4' et
(4) des membrures verticales U2-L2

et le remplacement de

(5) des barres à œil et les rotules de la membrure inférieure;
(6) les diagonales U1-L2, U2-L3 et L3-U4 ainsi que leurs rotules;
(7) les autres rotules qui montreraient un signe d'usure après une inspection et
(8) des contreventements supérieurs

seraient requis.

L'option de réparer les travées existantes a été éliminée, jugée dispendieuse, difficile à réaliser et peu durable.

B) REMPLACEMENT DE LA TRAVÉE

Six types de structures différentes ont été étudiées pour remplacer cette travée à treillis de 1898.

## STRUCTURE CHOISIE

Considérant les contraintes environnementales, économiques, physiques et logistiques pour ce projet, le Canadien National a opté pour l'alternative qui a consisté à ajouter un pilier dans la rivière et d'installer quatre travées à voie simple; deux travées à poutres de 115' et deux travées à poutre à âmes pleines, à tablier supérieur (DPG) de 92'9''.

## FABRICATION

La conception des travées a été effectuée selon les prescriptions du Manuel de L'American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (A.R.E.M.A.) et ceux du Canadien National, pour un chargement de 90 000 lbs par essieux, soit Cooper E90. De plus, les travées, aujourd'hui avec un tablier ajouré, ont été conçues pour supporter éventuellement un tablier ballasté avec dalles de béton.

Les travées ont été fabriquées et assemblées en usine chez un fabricant approuvé par le CN, soit les Aciers Canam Structal au Québec. La qualité des matériaux, les tolérances de fabrication, l'inspection des soudures, les procédures de serrage des boulons ont été revues par l'inspecteur du CN présent à l'usine sur une base régulière. Les travées ont été transportées complètement assemblées avec les appareils d'appui par train spécial, le chargement ayant un gabarit restrictif.

## CONTRAINTES

### Site des travaux

Le site des travaux se distingue par l'ensemble des infrastructures adjacentes. On retrouve à l'intérieur de 180 pieds au sud de l'ouvrage, les deux ponts de l'autoroute 20, ainsi qu'une ligne haute tension d'Hydro Québec de 120 KV. Du côté Nord, on retrouve à 40 pieds de dégagement le pont ferroviaire à voie double du Canadien Pacifique. De plus, sous les trois premières travées, à l'est de la travée 4, se situent les écluses de Parcs Canada de Saint-Anne de Bellevue qui permettent aux bateaux de plaisances ainsi qu'à l'aéroglisseur de la garde côtière l'accès entre le Lac des Deux-montagnes et le Lac St-Louis (voir figure 2).

Outre les fluctuations des niveaux des eaux, nous retrouvons plusieurs frayères aux abords des Rapides de Sainte-Anne, soit à l'ouest de la travée 4.

Finalement, plusieurs câbles de signaux et de fibres optiques appartenant à plusieurs compagnies ont été localisés sur le côté sud du pont du CP et sur le côté nord du pont de l'autoroute 20.

### Trafic ferroviaire

À la fin de l'été 1999, après la revue des différents scénarios possibles de mise en place des travées et des estimations détaillées des travaux, les ingénieurs du Canadien National ont proposé un bloc de travail absolu de 30 heures sur les deux voies ferroviaires du corridor Montréal-Toronto, afin de permettre la mise en place des travées et la remise en service d'une des deux voies. Une plage supplémentaire de 14 heures a été allouée pour remettre en service la deuxième voie.

## PROCÉDURE D'ÉRECTION – PRÉPARATION AU SITE

L'option retenue par l'entrepreneur a été de déplacer la travée à treillis, ainsi que les nouvelles travées sur deux barges ballastées, à l'aide de Transporteur Kamag.

### Travaux préparatoires

La travée à treillis étant levée à 46 pieds et 80 pieds de ses appuis, vu la géométrie des barges et des piliers, elle devait être renforcée afin d'éviter que les membrures de tension ne flambent une fois comprimées. Les membrures diagonales et inférieures de L2 à L4' étant à oeil, une poutre longitudinale placée sous chaque treillis a permis de reprendre les efforts de compressions. L'ajout de câbles diagonaux dans les premières baies a permis de négliger les efforts de compression dans les membrures diagonales à œil opposées.

Les poids étant l'élément critique du scénario de mise en place, une pesée aux appuis a permis de valider la masse calculée de la travée existante.

### Chargement et déplacement des barges

Le site de chargement des barges a été laissé au choix de l'entrepreneur. Le quai de Valleyfield, lieu d'amarrage des Chaloupiers de Montréal, fut choisi par le consortium. Les travées ont été déchargées des wagons via une fausse charpente, puis chargées longitudinalement sur les deux barges à l'aide des transporteurs Kamag. Les tabliers, passerelles et garde-corps ont été installés avant le chargement afin de minimiser les travaux de remise en service des voies pendant le bloc de travail (voir figure 3). Tout devait être soigneusement pensé afin d'avoir tous les équipements requis sur les barges pour réaliser la mise en place des travées.

Les barges ont été déplacées du quai de Valleyfield jusqu'au site des travaux pour être ancrées de part et d'autre du nouveau pilier en position finale (voir figure 4). La barge ancrée à l'est du nouveau pilier mesurait 295.5 pieds de longueur par 72 pieds de largeur et 19 pieds de profondeur. Un tirant d'eau de 7 pieds était requis pour reprendre les 366 tonnes de la travée à treillis et les 210 tonnes des deux nouvelles travées. La barge côté ouest mesurait 180 pieds de longueur par 54 pieds de largeur et avait 12 pieds de profondeur. Une profondeur de 7 pieds était requise pour reprendre les 144 tonnes de la travée à treillis et les 390 tonnes des nouvelles travées. Les transporteurs Kamag, sur chaque barge, étaient constitués de 4 modules de 12 essieux offrant une capacité de chargement de 1300 tonnes et une course verticale de 24 pouces.

Au site, les travées ont été tournées parallèlement à la voie et élevées par incrément de 16 pouces jusqu'à ce que l'élévation du dessous des appareils d'appui soit supérieure à l'élévation des assises des piliers (voir figure 5).

**Déviations**

Afin de minimiser l'impact de l'interruption ferroviaire, le trafic ferroviaire du CN ainsi que les trains de VIA Rail, ont étés détournés sur la voie sud du Canadien Pacifique. Des voies de déviation temporaires ont été construites aux approches du pont afin de relier les deux chemins de fer.

**Bloc de travail**

- Une fois le poids de la travée à treillis transférée aux barges, les extrémités de celle-ci ont été coupées afin de libérer le pilier ouest du CP lors de sa descente.
- La travée à treillis a été déplacée vers la structure ferroviaire du CP à l'aide des transporteurs Kamag (voir figure 7).
- Une fois la travée à treillis stabilisée aux barges, les deux travées du côté ouest ont été levées, déplacées et descendues en position finale avec les mêmes transporteurs de la barge (voir figure 8). Dès lors, les équipes de voies du CN ont procédé à l'installation du rail.
- Les travées du côté est, ont ensuite été mise en place avec les transporteurs de cette barge.
- Le rail fut installé, jointé et les voies ont été remises en service (voir figure 9).

Des relevés constants des divers indicateurs permettaient de mesurer, de suivre et d'ajuster au besoin les niveaux des barges dans toutes les directions.

**Démobilisation**

La travée à treillis a été descendue par incrément de 16 pouces sur le tablier des barges à l'aide des transporteurs Kamag. A l'aide des grues du CN, la travée à treillis a été coupée au chalumeau pièce par pièce (voir figure 10). Lorsque possible, elle a été coupée en deux, tournés et les barges ont été démobilisées avec le restant d'acier de la travée à treillis (voir figure 11).

## CONCLUSIONS

Le coût total du projet a été d'environ 6,5 millions dont 20% pour la construction du pilier en 1999 et 80% relié à la fabrication des travées, la mise en place et à la construction des déviations en 2000.

**REMERCIEMENTS**

Les auteurs tiennent à remercier tous les intervenants du CN (l'équipe du département des structures et d'évaluation, l'équipe du transport, l'équipe des structures, de la voie et des signaux de la Division de l'Est du Canada), l'équipe du transport et des structures du CP et le consortium des trois entrepreneurs: Montage d'Acier International, Etarco et Les Chaloupiers de Montréal qui ont tous permis de réaliser ce projet en sécurité, en temps et à l'intérieur du budget alloué.

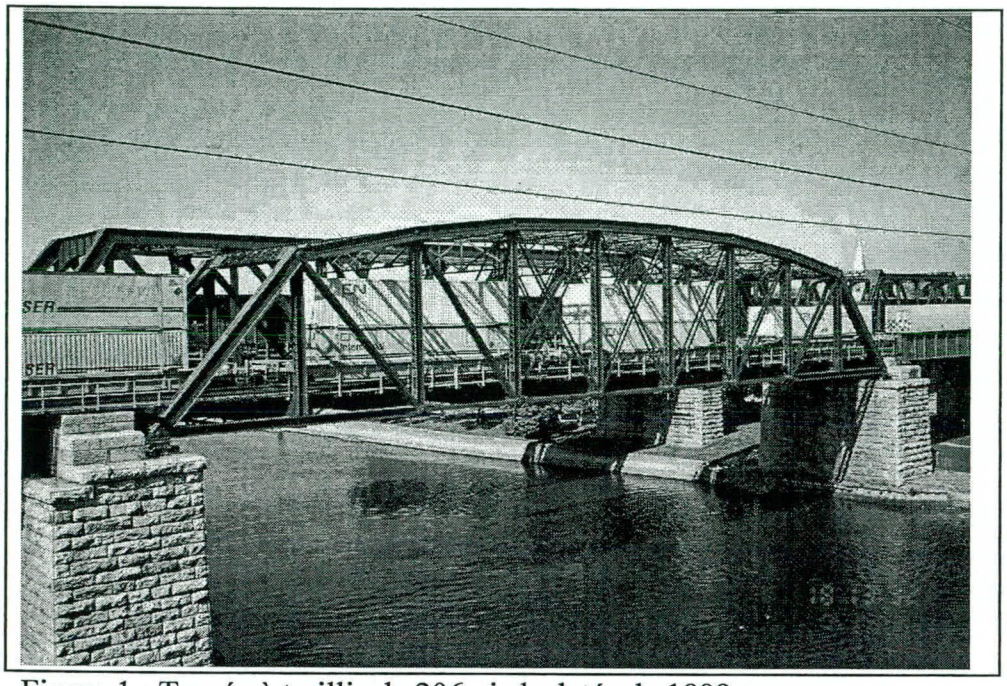


Figure 1 : Travée à treillis de 206 pieds datée de 1899.

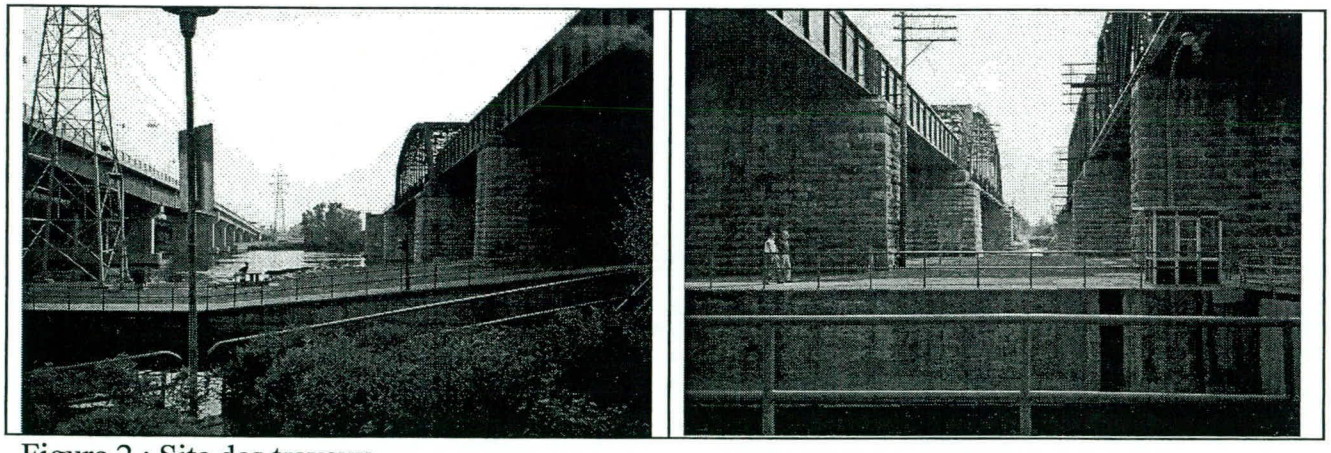


Figure 2 : Site des travaux

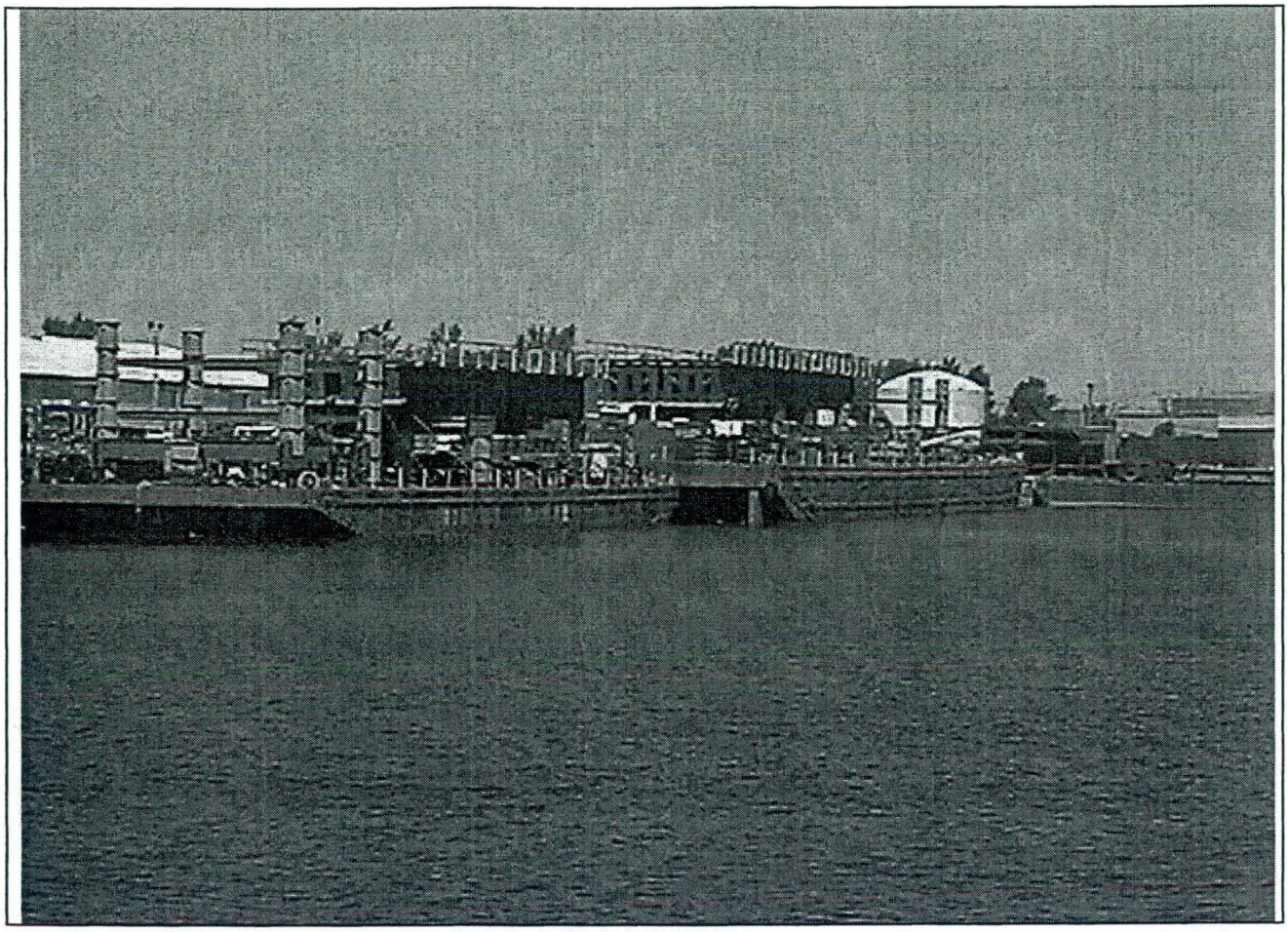


Figure 3 : Chargement des barges au quai de Valleyfield

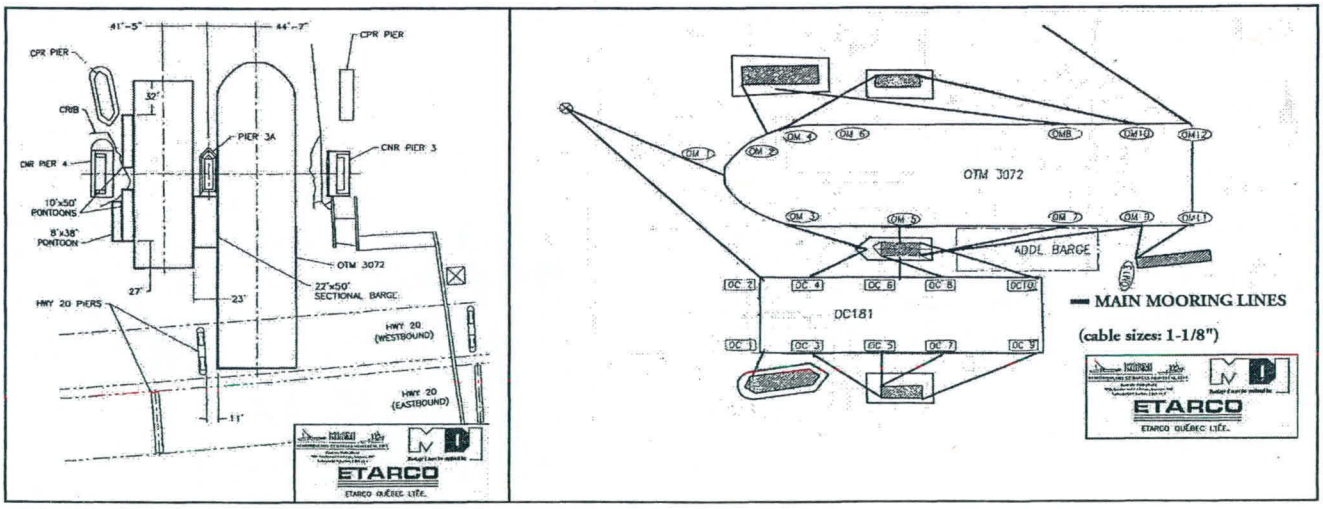



Figure 4 : Position et arrimage des barges

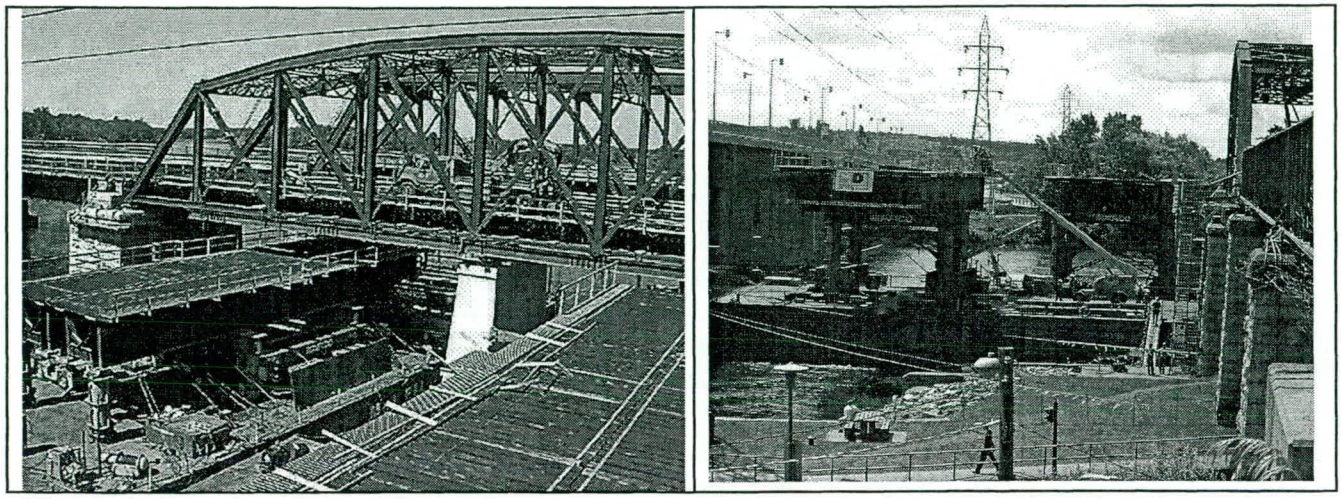


Figure 5 : Rotation des travées sur barges

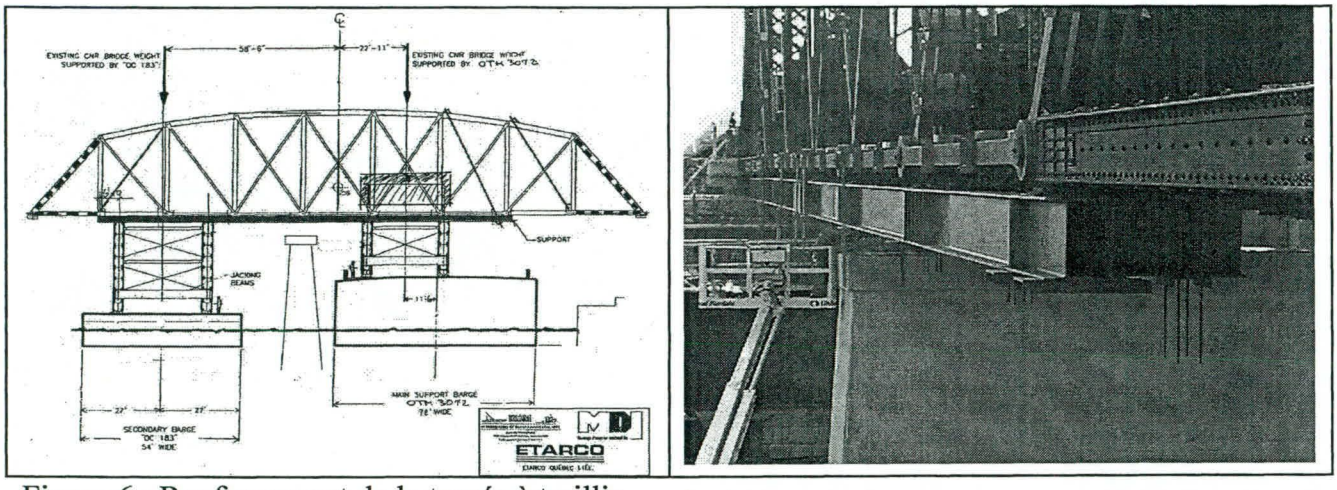



Figure 6 : Renforcement de la travée à treillis

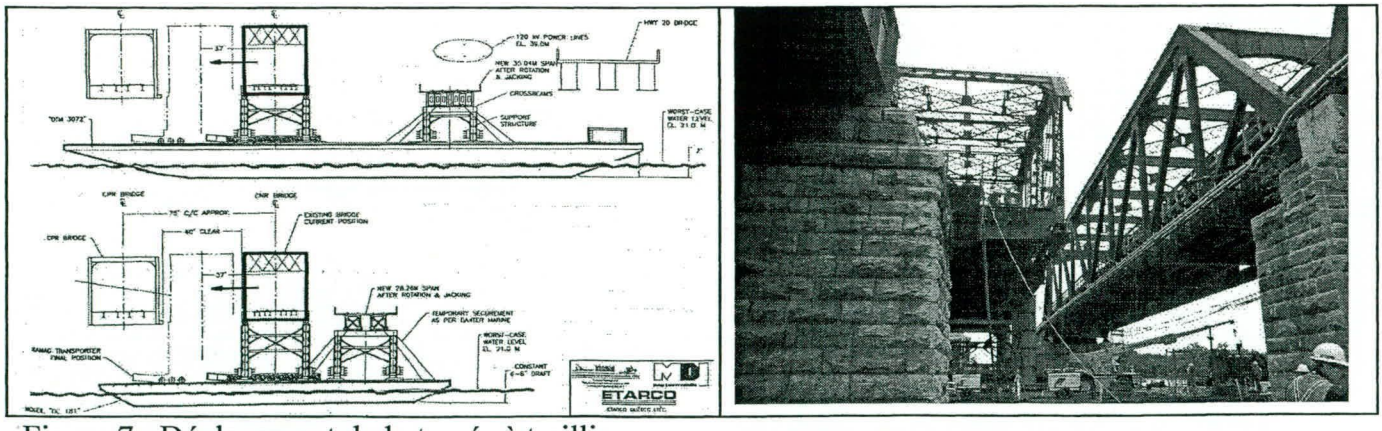



Figure 7 : Déplacement de la travée à treillis

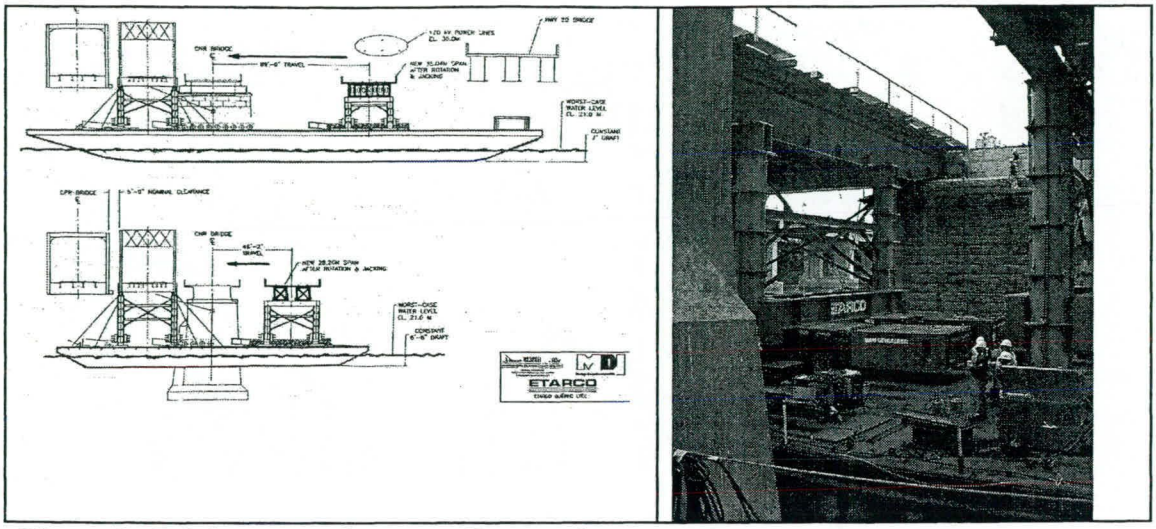



Figure 8 : Déplacement des nouvelles travées

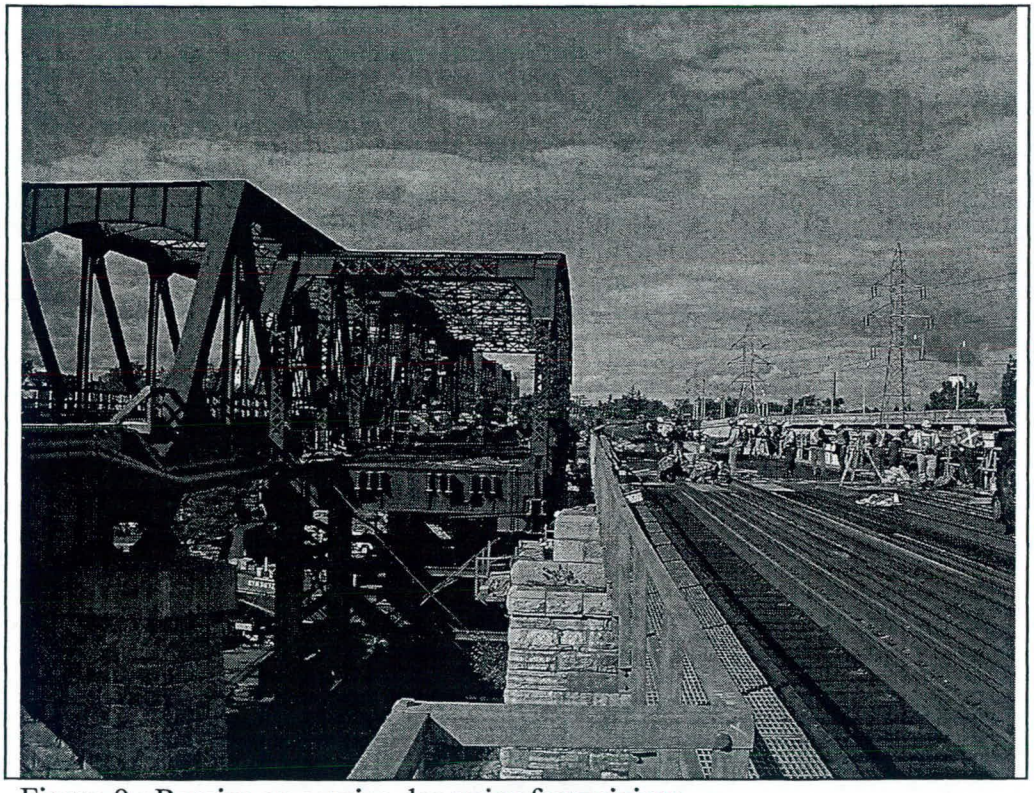


Figure 9 : Remise en service des voies ferroviaires

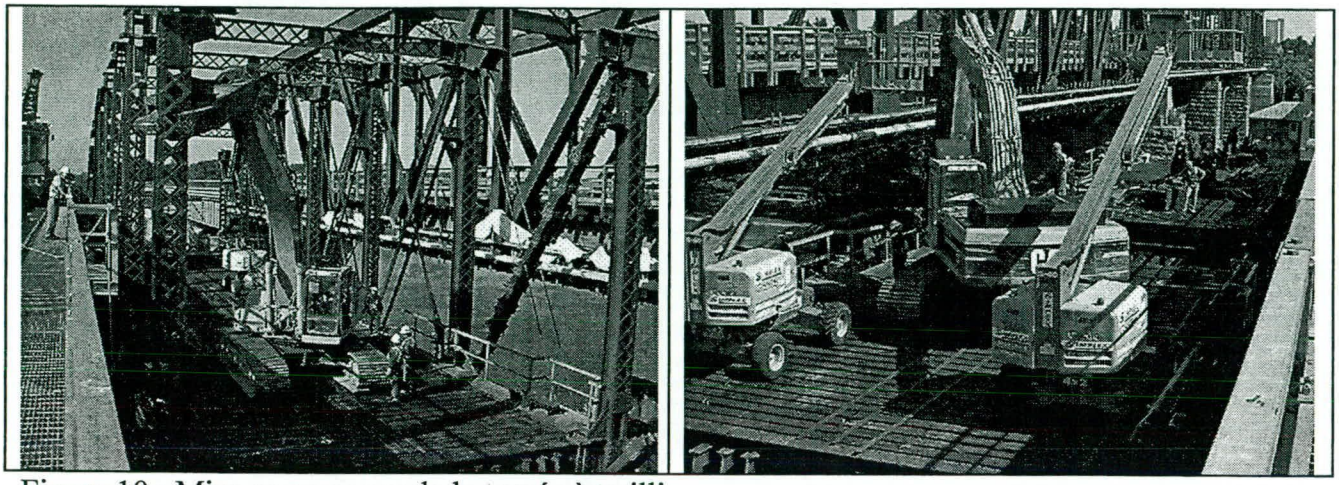


Figure 10 : Mise en morceau de la travée à treillis

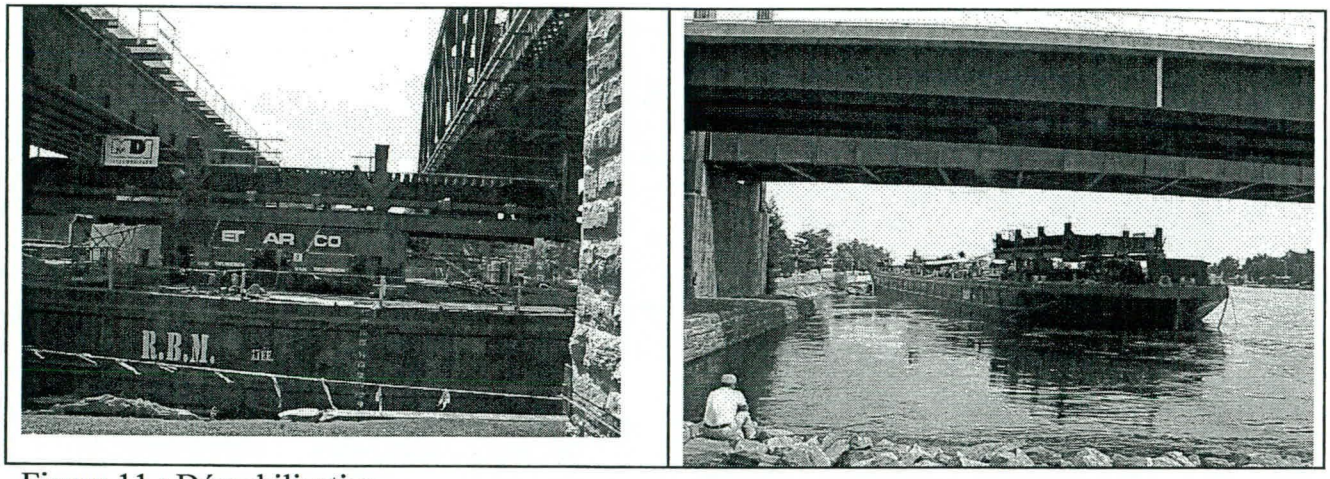



Figure 11 : Démobilisation

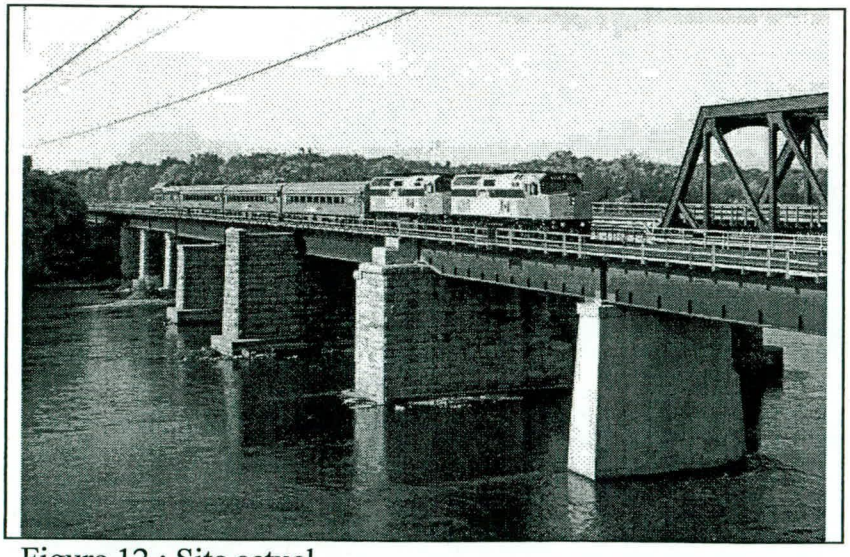


Figure 12 : Site actuel

# STRUCTURES DE SIGNALISATION ET D'ÉCLAIRAGE
## Supports cédant sous l'impact

**Marcel Vallières, ing. M. Sc.**

Direction des structures
Ministère des Transports du Québec

**Résumé :** La construction d'une route requiert l'installation de nombreux équipements routiers de signalisation et d'éclairage. Les structures requises pour les supporter doivent généralement être implantées à faible distance de la route, dans la zone de dégagement latéral. D'une part, pour résister aux charges dues au vent et au verglas, il faut que les structures aient la plus grande robustesse possible. D'autre part, il faut éviter de multiplier les objets fixes dans la zone de dégagement latéral afin d'atteindre l'objectif initial d'amélioration de la sécurité routière. Il est possible de fragiliser de nombreuses structures en les dotant de dispositifs de rupture. Lors d'une collision, les supports fragilisés se rompent sous l'impact d'un véhicule. De tels supports sont définis dans les normes ministérielles par l'expression « supports cédant sous l'impact ». Nous présenterons ici les solutions applicables pour de nombreux types de structures fragilisées devant supporter des équipements routiers.

## 1. INTRODUCTION

Les abords routiers comportent une multitude d'éléments requérant des structures de support : panneaux de signalisation, luminaires, feux de circulation, feux clignotants, boîtes de contrôle électrique, boîtes de téléphone d'urgence, utilités publiques, feux d'avertissement de voie ferrée, boîtes postales, balises de déneigement. Tous ces supports peuvent présenter un danger en cas de collision, au même titre que des arbres, des bornes-fontaines, des haubans, voire même des glissières de sécurité ou des atténuateurs d'impact.

Plusieurs des obstacles précités sont carrément ce que l'on appelle des objets fixes, cédant rarement ou difficilement lors d'un impact. Cependant, parmi les obstacles que constituent les structures de signalisation, d'éclairage et de signaux lumineux implantées dans la zone de dégagement latéral, plusieurs peuvent être dotées de supports cédant sous l'impact afin de réduire la gravité des collisions avec ces structures.

Une zone de dégagement latéral est prévue le long des routes afin de minimiser les risques encourus lors d'une collision avec différents obstacles possibles. Le dégagement latéral est la zone où un objet fixe présente un danger substantiel en cas de perte de contrôle d'un véhicule automobile. La norme de dégagement latéral adoptée en 1992 par le ministère des Transports est présentée au chapitre 13 « Dispositifs de retenue » du tome I « *Conception routière* ».

Le dégagement latéral se définit comme la distance que peut franchir un véhicule avant de s'immobiliser ou de redresser sa course. Plusieurs critères permettent de prendre en compte les probabilités qu'un conducteur puisse reprendre le contrôle de son véhicule à l'intérieur d'une distance de dégagement latéral variant selon divers facteurs géométriques.

Comme il n'est pas toujours possible d'éliminer tous les obstacles possibles, le concepteur peut considérer la possibilité d'installer certains éléments à une plus grande distance de la route. Il s'agit là du dégagement latéral pour objet fixe, qui est défini par la distance mesurée par rapport à la ligne de rive des voies de circulation et la limite au-delà de laquelle un objet fixe peut être installé avec un faible risque de collision éventuelle.

La protection des objets fixes à l'aide de dispositifs de retenue déjà requis pour d'autres raisons est un moyen acceptable; dans le choix du site, on prendra avantage de la présence de dispositifs de retenue existants pour placer les objets fixes à l'arrière.

Généralement, la fragilisation des structures devant être implantées dans la zone de dégagement latéral est une bonne solution. En ce domaine, la recherche a permis une grande progression dans le domaine de la sécurité routière.

Au début des années 1990, le Ministère utilise déjà les bases friables depuis plusieurs années pour fragiliser les structures d'éclairage et les structures de signalisation lumineuse. En signalisation routière, le Ministère utilise deux systèmes pour supporter les panneaux de signalisation : la supersignalisation installée sur des poteaux en aluminium ayant un diamètre allant jusqu'à 305 mm ø ; la petite signalisation installée sur des poteaux en U fichés dans le sol et souvent contreventés. Suite à l'adoption de la nouvelle norme ministérielle, de nombreux autres systèmes sont maintenant disponibles et certains sont présentement en cours d'homologation.

Nous allons examiner de quelle façon les structures fragilisées ont été conçues et implantées sur le réseau routier nord-américain et quelles sont les solutions préconisées au Québec depuis quelques années.

## 2. CRITÈRES DE CONCEPTION

### 2.1 Historique

Au début des années soixante, le réseau routier nord-américain, alors en pleine expansion, requiert toute une panoplie d'équipements routiers installés sur divers types de structure. On constate très tôt que ces supports constituent un danger mortel en cas de collision. Les organismes publics recherchent alors des solutions pour atténuer la sévérité des impacts en développant le concept des supports fragilisés.

Évidemment, les conditions climatiques imposent des conditions de chargement requérant des structures robustes. En contrepartie, on souhaite maintenant que ces structures puissent céder facilement lors des accidents impliquant des collisions avec ces structures. Il s'agit là de deux exigences diamétralement opposées : l'une requiert le développement de systèmes structuraux costauds, alors que l'autre requiert l'introduction de dispositifs de rupture.

Le développement de modèles mathématiques permettant de simuler le comportement d'un véhicule hors contrôle entrant en collision avec une structure s'avère a priori d'une grande complexité. Avec un réseau routier en expansion rapide, il est urgent de développer d'autres outils d'analyse. Les essais d'impact à l'aide de véhicules réels s'avèrent la solution idéale à ce problème d'ingénierie.

Les résultats des premiers essais sont basés sur l'analyse des films tournés à haute vitesse. La vitesse d'impact du véhicule est déterminée en faisant usage d'un grillage en arrière-plan et de repères placés sur le véhicule. La vitesse est contrôlée constamment de façon à mesurer le changement de vitesse du véhicule entre le moment de l'impact et le moment où l'objet perd contact avec le véhicule. L'analyse est faite en traçant la courbe du déplacement du véhicule en fonction du temps. La pente de la courbe avant l'impact est égale à une constante tout comme celle de la courbe après l'impact : il s'agit des vitesses avant et après impact ; ces résultats sont fiables. Entre les deux, soit la partie de courbe couvrant l'événement comme tel, les résultats sont assez variables et le choix des techniques de lissage de courbe doit être fait avec soin. Plusieurs courbes sont possibles pour cette partie de la courbe de déplacement en fonction du temps. Conséquemment, les vitesses et les accélérations calculées à partir de ces seules données s'avèrent peu fiables. L'application de faibles techniques de lissage peut conduire à des erreurs importantes. L'utilisation d'accéléromètres montés sur le véhicule améliore la situation en permettant d'obtenir directement la décélération en fonction du temps. Par intégration, on obtient alors les courbes des vitesses et des déplacements. Cette technique produit d'excellents résultats : elle évite l'amplification d'erreurs mineures comme dans le cas précédent. Les structures et les panneaux sont ensuite instrumentés au moyen de jauges et d'accéléromètres et les données obtenues permettent alors la mise au point de modèles mathématiques simulant les conditions dynamiques.

À la suite des premiers essais, il devient possible d'établir les premiers critères de conception en matière de fragilisation des supports[1]. Les critères portent sur le poids maximal d'un poteau, les conditions à respecter aux différents joints, et sur la rigidité minimale requise en torsion pour que la partie supérieure d'un poteau soit retenue par le panneau au moment de l'impact. Les procédures d'essais d'impact sont bientôt établies dans le NCHRP Report 153 (1974). La norme AASHTO (1975) présente des critères de conception concernant les supports fragilisés qui sont requis pour des objets situés à moins de 30 pieds (9,14 m) de la ligne de rive : ils doivent se rompre sous l'impact de véhicules de 2250 # (1020 kg) les frappant à des vitesses de 20 et 60 mph (32 et 97 km/h), le changement maximum de la quantité de mouvement ne devant pas excéder 1100 #-s, ce qui correspond à un changement de vitesse de 15,7 pi/s. Par la suite, les procédures d'essais d'impact évoluent quelque peu et sont présentées dans le NCHRP Report 230 (1981).

L'allègement substantiel des véhicules automobiles requiert de nouvelles modifications des critères de conception. L'AASHTO (1985) présente alors des critères plus sévères en diminuant le poids des véhicules à 1800 # (818 kg). Le changement de vitesse préférable est de 10 pi/s avec un maximum de 15 pi/s (4,57 m/s). En outre, la projection hors sol maximale du résidu de la base est établie à 4 po sur une corde de 60 po. En 1989, le changement de vitesse maximum est revu[2] à la hausse à 16 pi/s (4,88 m/s), une limite proche de celle établie dans la norme de 1975. En 1993, de

[1] Texas Transportation Institute (TTI), « Design Criteria For Highway Sign Supports », 1968
[2] Federal Highway Administration dans le document « Federal Register Regulations », vol. 54, 1989

nouvelles procédures d'essai entraînent le remplacement du NCHRP Report 230 par le NCHRP Report 350. Bien qu'en 1994, l'AASHTO ne présentait que quelques modifications mineures, la nouvelle norme en préparation introduira plusieurs nouveaux concepts dont certains éléments étaient déjà intégrés depuis 1998 dans la norme québécoise.

## 2.2 Normes ministérielles

Au Québec, les critères de conception et d'installation d'une structure de support d'équipements routiers sont définis au chapitre 6 « Structures de signalisation, d'éclairage et de signaux lumineux » du Tome III « *Ouvrages d'art* » des normes ministérielles. Notamment, la nouvelle section sur les supports cédant sous l'impact stipule les exigences essentielles à respecter pour assurer la sécurité des usagers de la route : essais d'impact répondant aux exigences du NCHRP Report 350 ; véhicule de 820 kg ; changement de vitesse maximal 5.0 m/s ; projection hors sol du résidu de la base 100 mm maximum sur une corde de 1500 mm ; distance minimale de 2100 mm entre les faces des supports, hauteur minimale de 2750 mm, dégagement vertical minimal de 2100 mm, etc... Pour déterminer la résistance des structures, on réfère à la norme OHBDC, laquelle a servi de base à la norme CHBDC qui entrera incessamment en vigueur.

Le tome IV « *Abords de route* » et le tome V « *Signalisation routière* » stipulent les exigences relatives aux équipements de signalisation lumineuse ou non-lumineuse.

Le tome III des normes classe les structures selon quatre groupes principaux : **L** (signalisation latérale), **A** (signalisation aérienne), **E** (éclairage) et **F** (signaux lumineux : feux de circulation et feux clignotants). Chaque type de structure est identifié par l'une des lettres précitées et par un chiffre. Dans le cas des structures de signalisation latérale, un suffixe X est ajouté lorsqu'il s'agit d'une structure fragilisée.

Bien que certains types de structures ne peuvent pas être fragilisés, tels que les structures de signalisation aérienne, les tours d'éclairage et les structures à longue potence, la plupart des autres structures peuvent être munies de dispositifs de rupture et céder adéquatement lors d'un impact. La structure choisie pour supporter les équipements routiers doit pouvoir respecter tout autant les exigences structurales et que celles liées à la sécurité routière.

## 2.3 Dispositifs de rupture

Les systèmes structuraux fragilisés comportent une grande variété de dispositifs de rupture. Sous l'impact d'un véhicule, les supports doivent être conçus pour plier, se séparer ou se casser. Selon le site d'installation, on pourra utiliser un système de type unidirectionnel, bidirectionnel ou omnidirectionnel.

### 2.3.1 Dispositif de rupture à la base des supports

Le poteau pliant sous l'impact est fiché directement dans le sol : il constitue la structure la plus simple et la moins robuste. On peut aussi encastrer le poteau à une fiche en la munissant parfois d'un manchon de raccordement et d'une plaque de butée. Dans certains systèmes, on peut même doter la fiche d'un dispositif de rupture plus élaboré, inspiré des structures de supersignalisation, soit une base à plan de glissement ou une base munie de boulons fragilisés. Il faut cependant être très prudent dans le choix du site d'installation et dans la mise en œuvre afin d'assurer le bon fonctionnement de tels systèmes.

La base à plan de glissement permet d'ancrer un poteau à une fiche robuste fichée dans le sol ou encastrée dans un massif de fondation en béton armé. Un assemblage boulonné relie la plaque d'ancrage du poteau à la plaque d'assise de la fiche. Le faible couple de serrage des boulons n'offre qu'une faible résistance en cisaillement rapidement dépassée sous l'impact d'un véhicule : le mécanisme de rupture s'enclenche par le glissement de la plaque d'ancrage du poteau sur la plaque d'assise de la fiche ; notons ici que les plaques sont encochées pour permettre la rupture selon le plan de glissement situé à l'interface entre les plaques. Mentionnons aussi qu'une tôle mince identifiée "plaque de garde" permet de maintenir en place les boulons soumis aux effets des vibrations causées par le vent. Cette plaque de garde se déchire aisément lors d'un accident.

En alternative à la base à plan de glissement, on peut utiliser des boulons fragilisés. Ces boulons ou coupleurs comportent systématiquement une section affaiblie qui se rompt essentiellement par flexion-cisaillement. Différents montages sont possibles selon les systèmes utilisés.

La base friable offre un autre dispositif de rupture qui s'avère très efficace à la condition d'être de dimensions adéquates. La base friable éclate sous l'impact d'un véhicule. Le caisson de sécurité en aluminium en est le meilleur exemple. À la suite de l'évolution des normes en la matière, les anciens caissons doivent dorénavant être périmés : le premier modèle monocoque était d'une épaisseur nominale de 6,35 mm et s'adaptait à des cercles de boulonnage (C.B.) de 305 mm, 368 mm et 457 mm.

Le nouveau modèle de caisson de sécurité n'est disponible que pour un C.B. de 305 mm ou de 368 mm. Il est constitué de deux coques soudées à l'aide d'un cordon de soudure d'angle ; il a une épaisseur nominale de 3,56 mm, un modèle étant même offert à 2,96 mm. Notons ici que l'épaisseur nominale est mesurée à mi-hauteur de paroi.

Dans le cas du caisson de service électrique en aluminium, l'ancienne série TB-20 est maintenant périmée. Elle est remplacée par la nouvelle série TB-17.

### 2.3.2 Autres mécanismes de rupture

Les installations à plusieurs poteaux requièrent des précautions spéciales. D'une part, des mécanismes de rupture doivent généralement être ajoutés. D'autre part, le nombre de poteaux qu'un véhicule peut frapper à la fois est de la plus haute importance : les normes ministérielles requièrent un espacement de 2400 mm ou de 3000 mm de centre en centre des poteaux de supersignalisation.

Le joint à articulation s'avère un mécanisme de rupture généralement essentiel dans plusieurs systèmes de supersignalisation : après avoir rompu la base fragilisée du poteau, le véhicule accidenté doit encore briser ou arracher le poteau pour pouvoir passer sans encombre sous le panneau de signalisation. Le joint à articulation permet de développer une charnière suite à la rupture partielle de l'assemblage. C'est là un point particulièrement important puisque le poteau accidenté doit conserver un lien avec la structure. Notons qu'un tel joint à articulation s'avère souvent le point le plus critique pour le choix du poteau afin que la structure résiste adéquatement aux efforts dus au vent.

Les premiers modèles de joint à articulation ne prévoyaient qu'un découpage partiel à partir de l'avant du poteau jusqu'à l'aile (semelle) arrière du poteau. La résistance flexionnelle requise au bas du panneau doit alors être rétablie en utilisant une seule plaque de recouvrement refermant le joint scié. Les modèles subséquents ont permis un découpage complet du joint; deux plaques de recouvrement sont alors nécessaires pour rétablir la continuité flexionnelle du poteau.

Qu'il s'agisse d'un joint ayant une ou deux plaques de recouvrement, il est essentiel que la plaque soit installée du côté amont, là d'où vient l'impact. Cette plaque se définit comme la « plaque avant ». Dans un système à deux plaques de recouvrement, l'autre plaque est tout simplement appelée « plaque arrière »; cette plaque doit se replier et constitue alors la charnière du poteau. Aucun élément ne doit entraver le bon fonctionnement du joint à articulation.

En ce qui concerne la «plaque avant», celle-ci doit être affaiblie de façon à ce que la résistance du joint soit surpassée lors d'un impact à la base du poteau. Pour permettre la rupture, cette « plaque avant» comporte habituellement des encoches orientées vers le bas. Le boulonnage doit être fait selon un couple de serrage spécifique assez élevé. La résistance structurale du joint dépend de la résistance en glissement disponible à l'interface. Ce joint doit pouvoir résister aux efforts dus au vent mais il doit tout de même céder aisément lors de l'impact d'un véhicule. C'est là une contrainte importante pour une structure; cela se traduit forcément par un problème d'entretien.

Des recherches réalisées aux États-Unis pour diminuer les frais d'entretien inhérents aux contrôles réguliers des couples de serrage de l'assemblage boulonné du joint à articulation conventionnel à plaques de recouvrement encochées ont permis récemment de développer de nouvelles façons de réaliser les assemblages. Ce joint permet maintenant d'utiliser un couple de serrage maximal des boulons du joint à articulation. Il s'agit d'un joint où la rupture se produit maintenant dans la partie amincie et percée de plusieurs trous diminuant la section nette disponible pour résister aux charges.

Dans certains systèmes de supersignalisation, le joint à articulation est une variante des plaques de recouvrement décrites ci-dessus : il s'agit de quatre plaques minces boulonnées aux poteaux avec un couple de serrage maximal.

Les traverses horizontales sont requises dans certaines structures de supersignalisation. La traverse inférieure et les traverses intermédiaires sont fixées au poteau à l'aide d'attaches friables. Les traverses permettent de supporter le panneau qui, autrement, aurait tendance à tomber sur le véhicule lors de l'accident, ce qu'on cherche à éviter, en particuliers pour de grands panneaux.

Les attaches friables offrent une sécurité supplémentaire pour les usagers de la route en se rompant lorsque le joint à articulation ne peut être activé : cela peut se produire pour des impacts avec des vitesses réduites ou pour des impacts à trop grand angle, ces conditions réduisant l'énergie requise pour activer tous les mécanismes de rupture. Ces attaches friables doivent être installées selon les couples de serrage spécifiés sinon elles se brisent aisément lors de l'installation.

## 3. STRUCTURES FRAGILISÉES

Pour les structures les plus robustes à fragiliser, plusieurs plans types sont déjà disponibles et comblent les besoins actuels. En outre, le Ministère utilise couramment des systèmes préqualifiés qui évoluent présentement vers des systèmes homologués. Le guichet unique des fournisseurs du Ministère présente la liste des produits homologués.

Les premiers éléments homologués par le Ministère sont les bases friables en aluminium. Les caissons de sécurité (D.N. III-6-013) et les caissons de service électrique (D.N. III-6-011) constituent les dispositifs de rupture les plus utilisés sur le réseau routier. Bien que les caissons de service électrique soient dédiés aux structures F1 supportant les feux de circulation, les caissons de sécurité sont utilisés pour plusieurs usages que nous examinerons de plus près lors de la conférence.

Parmi les systèmes préqualifiés, le système BREAK-SAFE s'avère des plus populaires en supersignalisation. D'autres structures préqualifiées beaucoup moins robustes présentent une extrême sensibilité aux effets du déneigement et ont tendance à « souffrir » lors des grands vents d'hiver. Parmi les systèmes qui sont présentement en cours d'homologation, des solutions intéressantes s'offrent au Ministère.

Dans un contexte visant l'application d'exigences sévères du point de vue de l'assurance de la qualité, le Ministère pourra compter sur la fourniture de systèmes fragilisés dont le niveau de performance est établi au moyen d'essais d'impact dont la qualité pourra être contrôlée. Dans un avenir prochain, seuls les produits dûment homologués par le Ministère pourront être installés sur le réseau routier .

### 3.1 Structures d'éclairage

Avec plus de 40 000 unités d'éclairage sur le réseau routier, les structures de type E1 installées à la limite de l'accotement représentent le plus grand danger potentiel pour les usagers de la route. Pour ce type de structure impossible à localiser à plus grande distance de la route, la fragilisation s'avère la meilleure solution disponible.

Depuis longtemps déjà, les bases friables sont utilisées pour fragiliser les lampadaires. Lors d'un impact, la base éclate et le fût ainsi fauché est projeté vers le haut alors que le véhicule continue sa course en passant sous le fût qui retombe généralement dans le sillage du véhicule. Les normes ministérielles reconnaissent les caissons de sécurité homologués listés au Tableau 1 en fonction du cercle de boulonnage à la base des lampadaires.

Deux familles de caissons de sécurité existent. La première génération de caissons était basée sur les exigences de la norme AASHTO 1975. Suite à l'adoption de la norme AASHTO 1985, les nombreux systèmes ont subi de nouveaux essais d'impact et plusieurs systèmes ont été modifiés pour permettre une rupture sous l'impact d'un véhicule de 820 kg au lieu de 1 020 kg. L'épaisseur des parois a dû être réduite dans bien des cas.

**Tableau 1 – Caissons de sécurité homologués ***

| C.B. (mm) | Type de fût | N° d'identification |
|---|---|---|
| 305 | 0 et 1 | CS-300 ou F-1300 |
| 368 | 2 | CS-370 ou F-1302 |
| 457 | 3 | Boulons fragilisés requis |

*** Notes**

1- *Référence : Dessin normalisé III – 6 - 013*
2- *Pour le cercle de boulonnage de 457 mm, il n'y a plus de caisson de sécurité conforme aux exigences des normes.*
3- *Des boulons fragilisés devront donc être utilisés à la place des anciens caissons des fûts de 15 m (C.B. 457 mm).*

Deux types de boulons fragilisés adaptés aux lampadaires sont proposés au Ministère dans le cadre du programme d'homologation. Il s'agit des systèmes « Pole-Safe » et « MPL », ce dernier étant en fait le système « SAFE-T-Base / Manitoba Safe-T-Base) ».

### 3.2 Structures de signalisation lumineuse

En moins grand nombre sur le réseau routier, les structures F1 supportant les signaux lumineux sont installées aux intersections des routes. La fragilisation de ces structures fait l'objet d'exigences particulières et les concepteurs doivent prendre en compte les risques potentiels pour les piétons. Ces structures sont dotées de bases friables en aluminium lorsqu'on doit les fragiliser.

Les normes ministérielles reconnaissent l'usage des caissons de service électrique homologués listés au Tableau 2 en fonction du cercle de boulonnage à la base des fûts.

**Tableau 2 – Caissons de service électrique homologués ***

| C.B. (mm) | Type de fût | N° d'identification |
|---|---|---|
| 305 | 0 et 1 | TB2-17 |
| 368 | 2 | TB1-17 |

*** Notes**

*1- Référence : Dessin normalisé III – 6 - 011*
*2- Les caissons de sécurité (Tableau 1) sont aussi utilisés pour supporter les structures de type F1*

Ici encore, deux familles de caissons de sécurité existent. Les caissons de type TB-20 de la première génération basée sur les exigences de la norme AASHTO 1975 ne sont plus utilisés suite à l'adoption de la norme AASHTO 1985. La série TB-17 est maintenant d'usage général en Amérique du Nord.

### 3.3 Structures de signalisation latérale

Le domaine des structures de signalisation latérale est celui où la situation a le plus évolué au cours des dernières années. Des deux types de structures disponibles initialement, sept classes de structure sont maintenant définies. Les structures fragilisées sont nidentifiées L1X, L2X, L3X, L4X, L6X et L7X.

#### 3.3.1 Structures de type L1X

Les structures de type L1X comportent des poteaux en aluminium. Ces structures de supersignalisation sont utilisées depuis les années soixante. Les poteaux en aluminium sont de résistance inférieure à celle des poteaux en acier.

Dans la catégorie L1X, le « New-Jersey Breakaway Sign Support System » est disponible depuis les années 1970. Ce système comporte à la base des boulons fragilisés. Il inclut aussi un joint articulé, un câble de retenue, un amortisseur et quelques autres éléments. Il est très performant puisqu'en plus de céder adéquatement lors d'un impact, le poteau frappé ne peut pas être projeté au loin. De plus, l'autre poteau reste en mesure de supporter le panneau de signalisation, ce qui est un net avantage pour le Ministère en évitant de perdre un panneau de façon prolongée. Ce système s'avère toutefois plus coûteux que le système L2X en acier.

Au Québec, pour améliorer le niveau de sécurité des installations de supersignalisation latérale, la pratique courante était d'ajouter un caisson de sécurité à la base de chaque poteau. Cependant, les entraxes jadis utilisés, les conditions de terrassement, la projection hors-sol des massifs et surtout l'utilisation de n'importe quel des anciens caissons monocoques obligent l'ingénieur à classer ces structures comme non-conformes si elle est située en zone de dégagement latéral.

Comme le caisson de sécurité est normalement prévu pour n'être utilisé qu'à la base des lampadaires, l'ingénieur doit savoir qu' il y a une retenue plus importante dans les installations à plusieurs poteaux : l'efficacité de la base friable est alors réduite substantiellement. En outre, il faut prendre en compte la distance de projection du poteau non-rattaché à l'installation : contrairement au lampadaire qui retombe pratiquement sur son site initial, le poteau d'une structure de supersignalisation est projeté à une distance non-négligeable. Certes, il est possible d'améliorer le niveau de sécurité d'une structure existante en dotant chaque poteau d'un caisson de sécurité. On recommande toutefois de limiter ces interventions aux seuls milieux ruraux.

### 3.3.2 Structures de type L2X et L3X

Les structures de type L2X et L3X comportent des poteaux en acier dotés de divers dispositifs de rupture. Ces structures de supersignalisation sont les plus couramment utilisées en Amérique du Nord. Les poteaux en acier galvanisé sont très robustes et sont faciles à fragiliser grâce aux semelles qui permettent des assemblages boulonnés très simples à réaliser. De plus, ils s'avèrent plus économiques que ceux en aluminium.

Globalement, deux systèmes sont présentés dans les plans types. Ils se distinguent par le mécanisme de rupture à la base : le système de type GL réfère à la base à plan de glissement ; le système de type BS réfère à la base de type BREAK-SAFE.

Un joint à articulation situé à 125 mm sous le panneau permet un effet charnière à la suite de la rupture à la base d'un poteau subissant l'impact d'un véhicule. Ce joint s'avère un élément critique pour la résistance structurale du support.

L'utilisation d'attaches friables offre un sécurité supplémentaire. Dans le système L2X où le panneau est supporté par des traverses horizontales, on fixe les traverses à l'aide d'attaches friables, exception faite de la traverse supérieure qui est boulonnée directement au poteau afin de maintenir un lien entre le poteau accidenté et le reste de l'installation. Dans le système L3X, on les utilise pour fixer le panneau de signalisation directement sur les poteaux.

Pour les structures de type L2X comportant de deux à quatre poteaux, une panoplie de sections allant du W150x22 au W360x45 permet d'exploiter à bon escient le bras de levier croissant entre les semelles. Les structures de type L3X sont duales : elles ne comportent que deux poteaux. Les sections suivantes sont utilisées dans le système L3X : W150x14, S100x11 et S75x8.

### 3.3.3 Structures de type L4X

Une structure de type L4X ne comporte qu'un seul poteau en acier ou en aluminium dont la base est munie d'un dispositif de rupture. Lors d'un impact, la base cède et l'ensemble panneau-poteau est projeté vers le haut alors que le véhicule poursuit sa course au-dessous. Les systèmes utilisés au Québec sont omnidirectionnels.

Certaines variantes américaines des systèmes avec base à plan de glissement permettent d'incliner les plaques d'assise vers le haut afin de favoriser la projection verticale du support. Ce système est classé unidirectionnel en plus de poser un problème d'entretien de la base fragilisée. Les variantes utilisant des plaques ajoutées pour amplifier la projection verticale lors de l'impact sont même jugées dangereuses car un blocage peut se produire contre lesdites plaques de projection, ce qui vient enrayer le mécanisme de rupture.

Au Québec, la première option est d'utiliser un poteau en acier muni d'une base à plan de glissement dont les semelles d'ancrage sont de forme triangulaire. Le système a été proposé pour supporter les panneaux de doubles limitations de vitesse et autres installations du même type mais son coût apparemment plus élevé que les structures fichées peut être rébarbatif à court terme. Le coût élevé consacré à l'entretien des structures fichées devrait cependant être pris en compte pour porter un jugement à ce sujet.

La deuxième option offre un système plus robuste. Elle fait bon usage des résultats des essais d'impact et permet d'installer un poteau en aluminium boulonné à un caisson de sécurité. Ce type d'installation permet de supporter efficacement un panneau pouvant aller jusqu'à 3 m x 3 m. Dans le passé, les installations supportant des panneaux de supersignalisation de 3 m de largeur maximale étaient installées systématiquement sur deux poteaux. Bon nombre de ces installations existantes aux poteaux trop rapprochés peuvent donc être modifiées en enlevant l'un des supports et en installant une base friable à la base du poteau résiduel. Dans l'opération, le Ministère peut récupérer un poteau; le massif de fondation peut être arasé ou récupéré pour être réinstallé ailleurs. Cette solution présente un potentiel intéressant pour normaliser un bon nombre d'installations problématiques.

### 3.3.5 Structures de type L6X et L7X

Ces systèmes sont offerts en multiples variantes. Les supports des installations L6X et L7X sont systématiquement fichées dans le sol. Les plus petits poteaux plient sous l'impact alors que les plus gros poteaux se rompent ou se détachent de la fiche.

Les petits poteaux L7X en acier ne supportent que des réflecteurs de type catadioptre. Ces poteaux ont une section en U aux bords non raidis. Ils sont de faible hauteur et leur résistance est largement inférieure à celle des poteaux en U couramment utilisés.

Pour la catégorie L6X, la situation diffère quelque peu. Notamment, elle exclut les poteaux en U contreventés, les gros poteaux de bois et les poteaux à section circulaire fichés directement dans le sol. On doit limiter le nombre de poteaux qu'un véhicule peut rencontrer lors d'une collision : les plus petits poteaux peuvent avoir jusqu'à trois poteaux par panneau ; à l'opposé, un système plus robuste peut être limité à deux poteaux, voire même un seul poteau par panneau. Les installations ne respectant pas les limites permises doivent forcément être classées non-fragilisées. Le groupe L6X devrait bientôt inclure les systèmes dotés de manchons de raccordement et ceux munis de bases à plan de glissement. Le Ministère procède présentement à l'expérimentation de plusieurs systèmes de type L6X pour en évaluer le niveau de performance selon différents critères définis dans le cadre du programme d'homologation HOM 6310-101.

Une caractéristique commune aux supports métalliques de type L6X est l'effet de repli vers le véhicule entrant en collision avec la structure. À haute vitesse, ce comportement est constaté lorsque le véhicule entraîne un déplacement rapide du panneau supporté, ce qui génère une pression de vent élevée. Ce faisant, le support plie autour du pare-chocs lorsque la résistance flexionnelle du support est excédée. Pour éviter une intrusion dans l'habitacle, il faut que la distance minimale de 2,75 m entre le sol et le haut d'un poteau soit respectée, le cas des balises étant une exception.

Sauf exception, la norme stipule qu'aucune structure fragilisée ne doit être installée derrière une glissière de sécurité. L'élimination des systèmes contreventés déjà situés derrière les glissières n'est pas nécessaire et contrevient même à la norme dans le sens suivant : privés des contreventements, les signaux supportés par des poteaux trop faibles peuvent tomber lors du déneigement, ce qui réduit temporairement le niveau de sécurité routière et oblige les équipes d'entretien à intervenir indûment, ce qui perturbe alors la circulation routière avec les conséquences usuelles, soit des risques accrus d'accident.

Pour maintenir un signal en place même si les poteaux ont fléchi, il est préférable de compter sur des poteaux capables de plastifier sans se rompre systématiquement. Lors d'une collision, ces poteaux doivent tout de même céder adéquatement.

Les poteaux de bois présentent aussi une solution intéressante. Essentiellement, on retiendra que de façon générale les percements variant de 38 mm à 76 m ø sont requis à la base des poteaux afin d'abaisser la résistance en cisaillement. Dans certains cas, un seul poteau est permis, alors que pour les plus petits poteaux, un maximum de 2 poteaux est permis sur une largeur de 2,1 m.

Par ailleurs, il est utile de rappeler qu'on doit prendre en compte le danger potentiel lié à la chute de poteaux supportant les panneaux d'arrêt. Il est déjà survenu des situations en Amérique du Nord où l'absence du panneau d'arrêt a été la cause d'un accident. En tel cas, l'organisme doit s'assurer d'installer un poteau capable de se plastifier largement lors d'un déneigement excessif, mais qui ne se repliera pas jusqu'au sol.

## 4. CONCLUSION

Une collision contre un objet fixe peut engendrer des blessures graves, voire même mortelles. Toutefois, un accident ne devrait jamais être causé par la perte de fonctionnalité des équipements routiers : la raison d'être d'une telle structure est de supporter le panneau de signalisation, le luminaire ou les feux de circulation; c'est un rôle essentiel.

La conception des structures fragilisées supportant les équipements routiers requiert le plus grand soin et exige une bonne connaissance des nombreuses contraintes à prendre en compte incluant la géométrie des installations, le choix des sites appropriés, les conditions d'entretien, la pente du remblai, le terrassement, les tumulus et les constructions à proximité d'un fossé. Les normes ministérielles résument les exigences applicables. Certains types de structures peuvent être utilisés tout autant en milieu rural qu'en milieu urbain. D'autres ne doivent être limitées qu'au seul milieu rural pour limiter les dangers liés à la projection du support lors d'un accident. Lorsqu'un accident se produit, il faut éviter de mettre en danger les autres usagers de la route, voire même de provoquer d'autres indirectement d'autres accidents.

De très nombreuses structures de support d'équipements routiers ont fait l'objet de modifications au cours des dernières années. Des structures de supersignalisation situées à faibles distance de la route ont été relocalisées. Plusieurs autres ont été remplacées par de nouvelles structures à supports cédant sous l'impact. Dans plusieurs cas aussi, des installations ont fait l'objet de corrections au terrassement pour les cas où la projection hors sol des massifs de fondation ou de leurs ancrages excédaient les limites permises. L'ensemble de ces interventions permet de tracer un bilan fort positif du point de vue de l'amélioration de la sécurité routière.

C'est au moment où un accident se produit que les supports cédant sous l'impact doivent jouer leur rôle primordial, soit d'offrir une chance de survie aux occupants du véhicule en perte de contrôle. Les supports cédant sous l'impact entrent dans la philosophie des abords routiers « qui pardonnent ».

Nous espérons que le présent article permettra aux différents intervenants dans le domaine d'avoir une bonne vue d'ensemble de la problématique des supports cédant sous l'impact, eu égard à l'objectif primordial du Ministère, soit d'assurer la sécurité routière à l'aide d'équipements dont la présence permanente contribue à réduire le nombre d'accidents éventuels.

## RÉFÉRENCES


AASHTO, « Roadside Design Guide », 1996

AASHTO, «Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires and Traffic Signals», 1975, 1985 et 1994

AASHTO-AGC-ARTBA, Task Force No. 13, « A Guide to Small Sign Support Hardware », 1998

MTQ- Normes — Tome III « Ouvrages d'art » : chapitre 6 « Structures de signalisation, d'éclairage et de signaux lumineux », Mars 1998

MTQ, Direction du soutien aux infrastructures du ministère des Transports, « CCDG —Cahier des charges et devis généraux », Éd. Les Publications du Québec, 1997

MTQ, Direction des contrats et des ressources matérielles du ministère des Transports, « Programme d'homologation pour supports cédant sous l'impact (Structures de signalisation, d'éclairage et de signaux lumineux », Projet HOM 6310-101

NCHRP, Report 153, «Recommanded Procedures for Vehicle Crash Testing of Highway Appurtenances», 1974

NCHRP, Report 230 «Recommanded Procedures for the Safety Performance Evaluation of Highway Appurtenances», 1981

NCHRP, Report 350, «Recommanded Procedures for the Safety Performance Evaluation of Highway Features», 1993

OHBDC, « Ontario Highway Bridge Design Code », 3rd Edition, 1991

PMG Technologies, « Présentation des résultats – Essais de collision de véhicules routiers contre des structures de signalisation », Rapport RP 99-084, Novembre 1998

Transportation Research Circular # 191, «Recommanded Procedures for Vehicule Crash Testing of Highway Appurtenances», 1978

VALLIÈRES, M., ing. M. Sc., DRAPEAU, A., ing., Transports Québec, Direction des structures, « Manuel des structures de signalisation, d'éclairage et de signaux lumineux », Février 1997

# DISPOSITIFS DE RETENUE SUR LES PONTS

Michel Blouin, ing.
Ministère des Transports
Direction des structures

**RÉSUMÉ** : Les dispositions en matière de dispositifs de retenue de la nouvelle norme S6-00 bouleversent la façon de concevoir les glissières sur des ponts qui, depuis le début des années 60, était presque demeurée inchangée. Chaque pont doit maintenant faire l'objet d'une analyse spécifique afin de déterminer le niveau de performance requis de la glissière. Trois niveaux sont définis, de NP-1 à NP-3. Les nouvelles glissières doivent être qualifiées selon leur capacité à retenir les véhicules ; le niveau 1 présentant la capacité la plus faible alors que le niveau 3, la plus forte (véhicules lourds). Pour être ainsi qualifiée, les nouvelles glissières doivent avoir subi avec succès des essais de collision. Certains organismes gouvernementaux en Amérique du Nord ont déjà fait subir des essais de collision à certaines configurations de glissière, démontrant leur conformité ou leur non-conformité. Des choix s'imposent donc relativement à la sélection des dispositifs de retenue en vue d'une normalisation. Les glissières actuellement en usage au MTQ le seront-elles encore dans l'avenir ? Des recherches sont faites sur le sujet.

## NORME S6-88 VS S6-00

Rappelons ici les principaux critères de conception de la norme S6-88. Cette norme fait état d'une seule charge statique horizontale à considérer de 35 kN ou 45 kN (selon la largeur de la voie carrossable) pondérée selon la hauteur de la glissière. Cette charge est répartie selon la géométrie de la glissière (présence d'un chasse-roue et nombre de lisses). À cela, s'ajoute une charge longitudinale simultanée de 0,5 fois la première charge précitée.

La nouvelle norme se distingue de l'ancienne par le fait qu'elle ventile le besoin réel de capacité de retenue sur un pont donné par le biais d'un indice qui détermine le niveau de performance requis. Trois niveaux de performance sont définis :

### Niveau de performance 1 (NP-1)

Niveau de performance exigé pour les dispositifs de retenue sur les ponts où la fréquence et les conséquences prévues d'une sortie de route d'un véhicule sont semblables à celles prévisibles sur les routes à faible circulation. L'épreuve d'essai d'impact doit être réalisée avec une petite voiture et une camionnette.

### Niveau de performance 2 (NP-2)

Niveau de performance exigé pour les dispositifs de retenue sur les ponts où la fréquence et les conséquences prévues d'une sortie de route d'un véhicule sont semblables à celles prévisibles sur les routes où la circulation est de modérée à élevée. L'épreuve d'essai d'impact doit être réalisée avec une petite voiture, une camionnette et un camion non-articulé.

**Niveau de performance 3 (NP-3)**

Niveau de performance exigé pour les dispositifs de retenue sur les ponts où la fréquence et les conséquences prévues d'une sortie de route d'un véhicule sont semblables à celles prévisibles sur les routes à forte circulation avec un pourcentage élevé de camions passants. L'épreuve d'essai d'impact doit être réalisée avec une petite voiture, une camionnette et un véhicule articulé.

Des hauteurs minimales sont également définies pour chacun des niveaux de performance (voir tableau 1).

Pratiquement, ce qui détermine que l'on doive utiliser une glissière de niveau 1, 2 ou 3 et l'indice d'exposition $B_e$.

$$B_e = \frac{(DJMA) \times K_h \times K_c \times K_g \times K_s}{1000}$$

où

$K_h$ = coefficient de type de route (1,00 à 2,00)
$K_c$ = coefficient de courbure de route (1,00 à 4,00)
$K_g$ = coefficient de pente de route (1,00 à 2,00)
$K_s$ = coefficient de hauteur du tablier (0,7 à 2,85)

$B_e$ n'est ni plus ni moins qu'un DJMA majoré par le produit des coefficients $K_h$, $K_c$, $K_g$ et $K_s$ révélant le degré d'exposition aux risques de sorties de route. Ces coefficients représentant les conditions d'opération et l'environnement de la structure.

Cet indice est par la suite comparé à des valeurs contenues à l'intérieur de 3 tableaux. Ces tableaux déterminent les valeurs frontières des niveaux de performance selon la vitesse de conception de la route et le pourcentage de véhicules lourds et ce, pour une largeur d'accotement donnée (voir l'exemple au tableau 2).

Bien que cette approche soit nouvelle en soit à l'intérieur de la norme S6, la nécessité de réaliser des essais de collision était déjà reconnue dans plusieurs normes du MTQ relativement aux dispositifs de sécurité. On a qu'à penser aux glissières de sécurité sur routes, les atténuateurs d'impacts, les supports cédant sous l'impact, etc.

On assiste donc à une uniformisation en matière de critères de sélection des dispositifs de sécurité sur le parc routier du MTQ.

## ORIENTATION DU MINISTÈRE DES TRANSPORTS

### Nouvelles glissières

En avril 1998, le Ministère des Transports a emboîté le pas en déterminant le niveau de performance des nouvelles glissières de sécurité selon les spécifications de la nouvelle norme. À ce moment, les glissières de niveau 3 étaient inexistantes dans les normes du MTQ. Il a donc fallu y ajouter des glissières de niveau 3 ayant déjà subi des essais de collision. La glissière de type 301 de 1 050 mm de hauteur, de forme «F-Shape» est apparue.

En ce qui concerne les autres niveaux de performance (NP-1 et NP-2), le Ministère a procédé par étapes. Mentionnons ici que le MTQ n'est pas le seul organisme à mettre à jour et se questionner sur la fonctionnalité et la performance des dispositifs de retenue. Certains états américains, assujettis eux aussi à construire des glissières ayant subi avec succès des essais de collision, ont déjà fait subir ces essais à différents types de glissière.

Dans une première étape, le MTQ a donc utilisé cette banque d'information afin de vérifier si des types de glissière déjà en usage au Québec n'avaient pas déjà été testées. C'est ainsi que la glissière en béton de type «New Jersey» de 820 mm de hauteur a été reconduite dans la norme du MTQ. C'est aussi cette même banque d'information qui avait servi à choisir la glissière de type 301 mentionné ci-dessus.

Pour les glissières métalliques (lisses et poteaux en acier), aucune correspondance directe n'a pu être établie. Devant ce constat, les glissières métalliques retenues ont été celles qui présentent le plus de potentiel par comparaison à réussir les essais. C'est ainsi que l'on a vu disparaître des normes les glissières de types 21, 25, 35, 45, etc. pour ne conserver que celles présentées au tableau 3. Les glissières qui ont été retenues n'ont évidemment pas présenté de mauvaises performances dans le passé.

Dans une seconde étape, une analyse théorique des glissières en acier est réalisée afin de vérifier si structuralement tout au moins, elles rencontrent les critères de la nouvelle norme.

Cette analyse théorique est présentement en cours et les résultats nous permettront de savoir s'il est opportun de poursuivre l'étude de la conformité de la glissière (essais de collision avec ou sans modification au design actuel) ou encore, adopter une glissière déjà testée.

### Glissières existantes

Il est évident, comme pour tout autre changement apporté à une norme, qu'il n'est pas nécessaire de remplacer tout ce qui a été fait par le passé qui ne rencontre pas les nouvelles dispositions de la norme. Cependant, suite aux accidents (certains mortels) survenus sur le réseau autoroutier à Montréal à l'hiver 1993-1994 à l'échangeur Turcot et celui survenu sur l'autoroute Métropolitaine en janvier 1996, un projet de recherche expérimentale a été réalisé en 1997 portant sur l'effet de l'accumulation de neige sur la capacité de retenue des parapets en béton du type «New Jersey» (hauteur de 800 mm) que l'on retrouve fréquemment sur les ponts à haut débit de circulation.

Un des objectifs de ce projet était d'établir si le rehaussement de ces parapets au moyen de l'ajout d'un rail métallique pourrait assurer une meilleure sécurité des usagers à l'égard du franchissement de ses structures.

Le constat relatif à l'objectif précité est que le rehaussement à 1 050 mm (voir Figure 1) du parapet testé au moyen d'un rail métallique boulonné à une glissière de béton de type «New Jersey» a permis de réduire substantiellement le risque de franchissement en raison notamment de l'effet d'accrochage. Compte tenu de ces résultats et de l'historique de certains ponts, le Ministère a entrepris le rehaussement sélectif de certaines glissières du type «New Jersey» avec l'ajout d'un profilé en acier.

Des travaux du genre sont en cours sur l'autoroute Métropolitain.

De plus, pour tout projet de réfection nécessitant le démantèlement des glissières, un remplacement de glissières conforme au niveau de performance sera réalisé.

**Tableau 1 – Hauteur minimale des dispositifs de retenue**

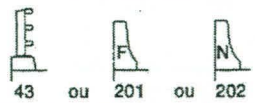
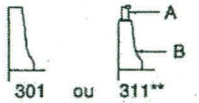
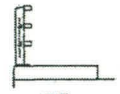
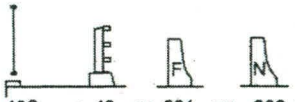
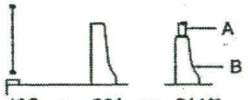
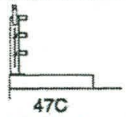
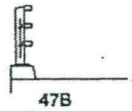
| Hauteur H (mètres) | | | |
|---|---|---|---|
| Type de dispositif de retenue | Niveau de performance | | |
| | NP-1 | NP-2 | NP-3 |
| Dispositif de retenue pour véhicules | 0,68 | 0,80 | 1,05 |

**Tableau 2 – Niveau de performance optimal pour un accotement < 2,25 m**

| Vitesse de conception (km/h) | Pourcentage de véhicules lourds | Indice d'exposition du dispositif de retenue | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | NP-1 | | NP-2 | | | NP-3 |
| 50 | 0 | < | 224,8 | = | 224,8 | = ---- | > ---- |
| | 5 | < | 75,2 | = | 75,2 | = ---- | > ---- |
| | 10 | < | 32,0 | = | 32,0 | = 222,5 | > 222,5 |
| | 15 | < | 20,5 | = | 20,5 | = 126,3 | > 126,3 |
| | 20 | < | 15,1 | = | 15,1 | = 88,3 | > 88,3 |
| | 25 | < | 12,0 | = | 12,0 | = 67,7 | > 67,7 |
| | 40 | < | 7,4 | = | 7,4 | = 40,0 | > 40,0 |
| 60 | 0 | < | 53,2 | = | 53,2 | = ---- | > ---- |
| | 5 | < | 27,4 | = | 27,4 | = ---- | > ---- |
| | 10 | < | 16,5 | = | 16,5 | = 111,3 | > 111,3 |
| | 15 | < | 12,0 | = | 12,0 | = 63,8 | > 63,8 |
| | 20 | < | 9,6 | = | 9,6 | = 44,8 | > 44,8 |
| | 25 | < | 7,8 | = | 7,8 | = 34,4 | > 34,4 |
| | 40 | < | 5,2 | = | 5,2 | = 20,4 | > 20,4 |
| 80 | 0 | < | 7,2 | = | 7,2 | = ---- | > ---- |
| | 5 | < | 6,3 | = | 6,3 | = 188,6 | > 188,6 |
| | 10 | < | 5,4 | = | 5,4 | = 61,4 | > 61,4 |
| | 15 | < | 4,8 | = | 4,8 | = 36,7 | > 36,7 |
| | 20 | < | 4,3 | = | 4,3 | = 26,1 | > 26,1 |
| | 25 | < | 3,9 | = | 3,9 | = 20,3 | > 20,3 |
| | 40 | < | 3,0 | = | 3,0 | = 12,2 | > 12,2 |

## Tableau 3 – Choix d'un dispositifs de retenue

**Choix d'un dispositif de retenue**

| Utilisation | Niveau de performance | |
|---|---|---|
| | NP-1 et NP-2 | NP-3 |
| Pont sans trottoir ni piste cyclable |  43 ou 201 ou 202<br>PT1DR-06 DN 003 DN 004 |  301 ou 311**<br>DN 007 DN 008 et PT1DR-14 |
| Pont avec trottoir séparé de la chaussée* |  49 + 43 ou 201 ou 202<br>PT1DR-10 PT1DR-06 DN 003 DN 004 |  49 + 301 ou 311**<br>PT1DR-10 DN 007 DN 008 et PT1DR-14 |
| Pont avec trottoir non séparé de la chaussée |  47B<br>PT1DR-08 | NON RECOMMANDÉ |
| Pont avec piste cyclable séparée de la chaussée* |  49C + 43 ou 201 ou 202<br>PT1DR-11 PT1DR-06 DN 003 DN 004 |  49C + 301 ou 311**<br>PT1DR-11 DN 007 DN 008 et PT1DR-14 |
| Pont avec piste cyclable (sur trottoir) non séparée de la chaussée |  47C<br>PT1DR-09 | NON RECOMMANDÉ |
| Pont avec piste cyclable (sur dalle) non séparée de la chaussée |  47B<br>PT1DR-08 | NON RECOMMANDÉ |
| Glissière médiane avec ou sans écran antiéblouissement |  202M<br>DN 005 |  202M<br>DN 005 |
| Glissière médiane avec éclairage |  202ME<br>DN 006 |  202ME<br>DN 006 |

* Prévoir la protection de l'extrémité de la glissière de la route.

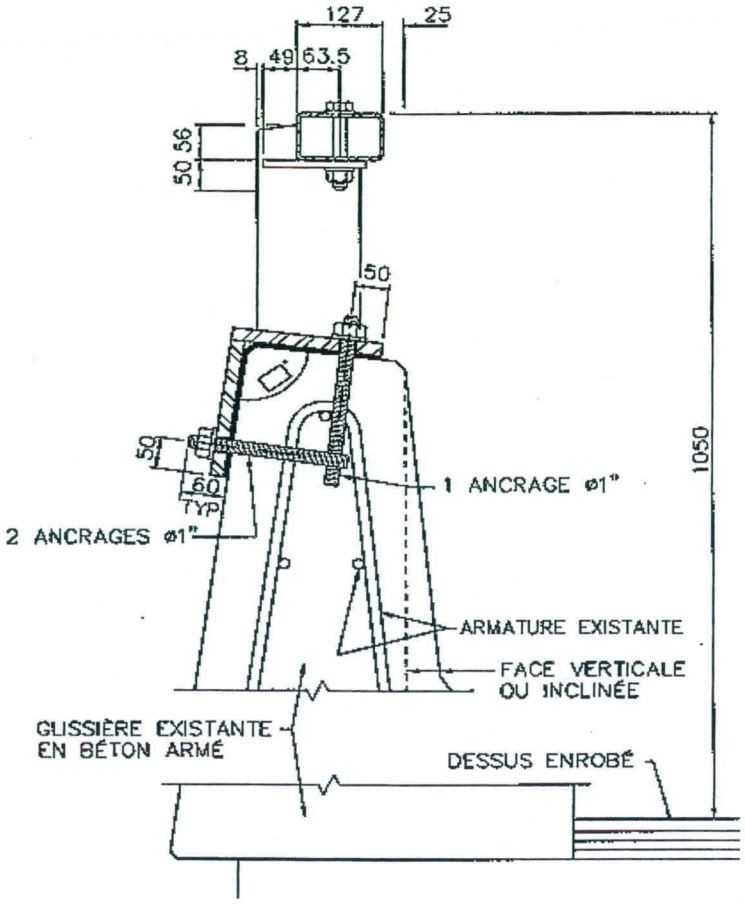
** Ce dispositif de retenue est composé de deux types de glissières : la glissière de béton de type 311B, sur laquelle est fixée la glissière en acier de type 311A.

**Note :**

– Il est permis d'utiliser une glissière de niveau supérieur à celui requis.

F = forme Fshape N = forme New Jersey

**Figure 1 – Rehaussement des glissières existantes**



# Structures innovantes – Ponts du XXI$^{e}$ siècle

**Daniel Bernard, ing.**

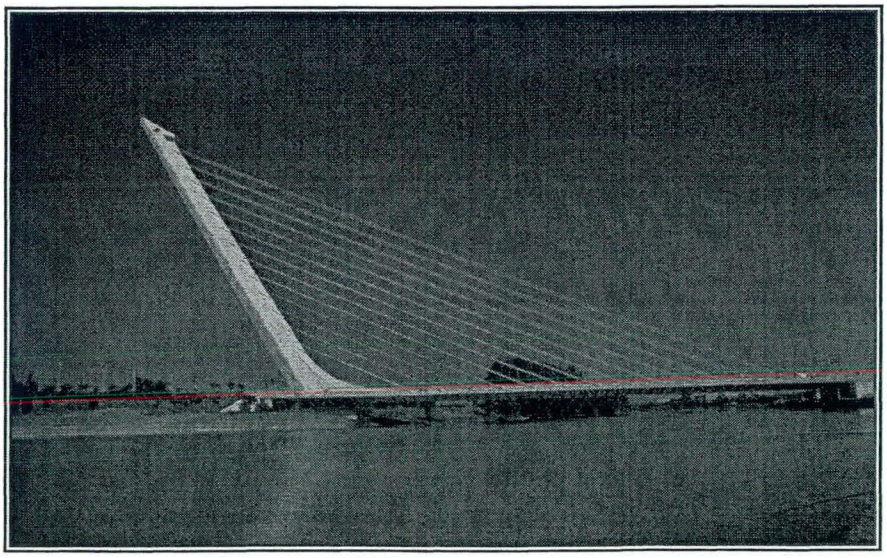
Direction des structures
Ministère des Transports du Québec

**Résumé :** La fin du XX$^{e}$ siècle nous indique qu'il y aura une évolution importante dans la conception des ouvrages d'art dans les années à venir. L'arrivée de nouveaux concepts innovants, de nouveaux matériaux et de nouvelles méthodes de fabrication et de construction va permettre d'accroître la performance des ouvrages, d'abaisser le coût à long terme et de respecter les contraintes imposées au projet.

## 1.0 INTRODUCTION

Le XX$^{e}$ siècle a été le théâtre du développement spectaculaire du réseau de transport terrestre exigeant ainsi la construction de milliers de kilomètres de route et d'ouvrages d'art. Plusieurs ouvrages remarquables, de courte, moyenne et longue portée ont été construits durant cette période. Ceux-ci ont fait progresser le domaine des ouvrages d'art et ouvert la voie aux ponts de demain.

La fin du XX$^{e}$ siècle nous indique qu'il y aura une évolution importante dans la conception des ouvrages d'art dans les années à venir. L'arrivée de nouveaux concepts structuraux, de nouveaux matériaux et de nouvelles technologies vont permettre d'accroître la performance des ouvrages et de respecter les contraintes de réalisation imposées.



Les contraintes environnementales et l'impact sur la circulation seront des critères majeurs dans l'élaboration des projets routiers. La protection de la végétation, des plans d'eau et de certaines espèces animales vont influencer la conception des ouvrages. En milieu urbain, des structures innovatrices permettront de réduire la durée des travaux et de minimiser l'impact sur la circulation durant ceux-ci.

La tendance sera à l'accroissement de la longueur des travées des ponts pour augmenter le gabarit de circulation ou de navigation et réduire le nombre de piliers. Ces plus grandes portées vont réduire les coûts relatifs aux fondations ainsi que l'emprise au sol ou sur l'eau durant la construction.

Dans l'avenir, plus d'emphase sera mis sur les coûts des ouvrages de la part des propriétaires. Les coûts seront basés sur la durée de vie de la structure « *life-cycle cost* » au lieu simplement des coûts de construction pour l'évaluation des différentes options.

Les « *smart bridges* » vont passer de la fiction à la réalité. Plusieurs types de jauges et de capteurs seront disposés sur différents éléments du pont pour connaître en temps réel, les sollicitations sur la structure. Ces données seront acheminées par fibre optique à un ordinateur central qui signalera toute dégradation ou anomalie sur la structure.

Des outils informatiques plus puissants feront leur apparition sur le marché. Ces logiciels vont intégrer la conception et le dessin assisté par ordinateur. La capacité de visualisation en 3D du projet par rapport à son milieu et la vérification automatique de la structure par rapport aux normes en vigueur vont permettre d'optimiser le design.

Les ponts du XXI$^{e}$ siècle seront plus performants que leurs prédécesseurs par l'amélioration des critères suivants :

- Résistance structurale à la construction et en service
- Durabilité accrue
- Coût de maintenance réduit
- Inspection facilitée
- Remplacement de la dalle
- Économie
- Esthétique

## 2.0 PONTS EN BÉTON PRÉCONTRAINT

Le développement du béton précontraint moderne est attribué au français Eugène Freyssinet qui utilisa pour la première fois en 1928 des fils d'acier à haute résistance. Depuis 1950, le béton précontraint a connu un développement spectaculaire dans le domaine des ponts. En effet, de nouveaux types de tablier et de nouvelles techniques de construction sont apparus permettant de concurrencer les tabliers métalliques jusque-là sans rivaux.

Ces innovations ont permis le franchissement d'obstacles plus importants sans l'utilisation d'échafaudage et d'amoindrir l'impact sur l'environnement et sur la circulation.

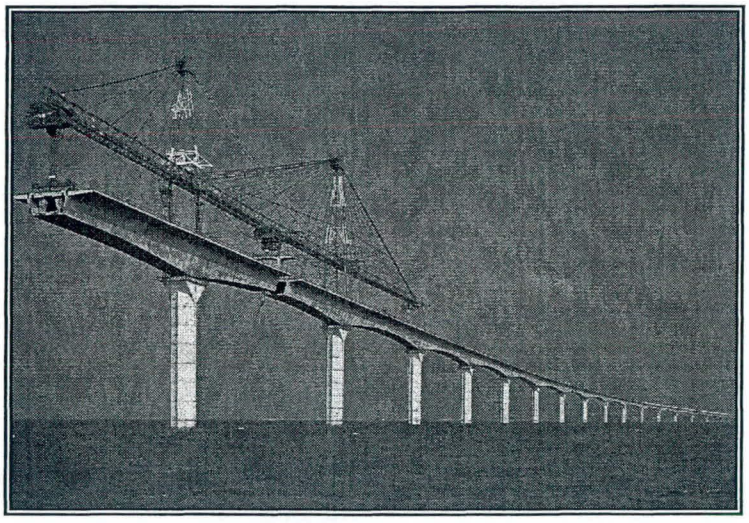
Les grands ponts en béton précontraint sont classés en 4 familles principales, correspondant chacune à un procédé constructif type, qui sont :

- Ponts construits par encorbellement
- Ponts construits sur cintres autoporteurs
- Ponts construits par poussage
- Ponts à poutres préfabriquées

## 2.1 Ponts construits par encorbellement

Le principal avantage de la construction par encorbellement est la suppression des cintres et échafaudages, libérant ainsi l'espace situé au-dessous de l'ouvrage. Ce procédé est donc particulièrement adapté aux conditions suivantes :

- ouvrages comportant des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes ;
- rivières à crues violentes et soudaines ;
- nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction.



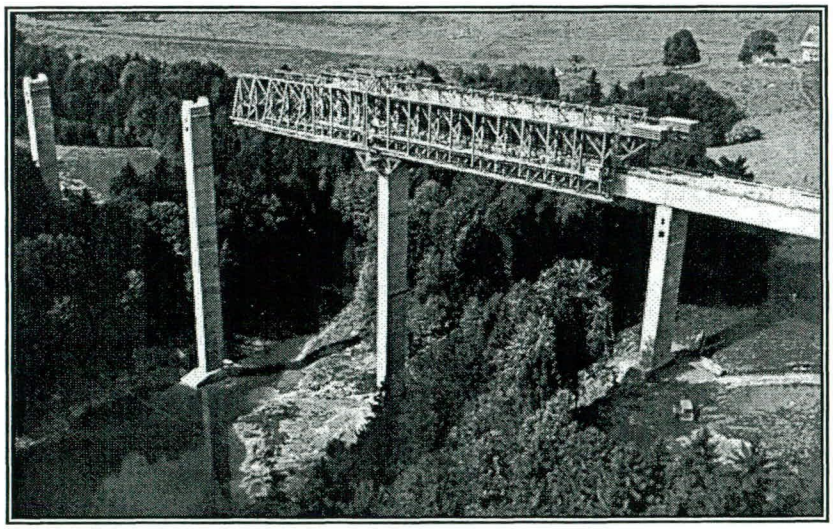
La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont par la mise en place de voussoirs en béton symétriquement à partir des piles. Chaque voussoir est solidarisé au précédent par des câbles de précontrainte. Ce voussoir devient autoporteur et sert de base de départ à une nouvelle avancée. Les voussoirs peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles ou peuvent également être préfabriqués, transportés et mis en place au moyen de dispositifs appropriés (poutre de lancement, grue, treuils).

La tendance actuelle en béton précontraint est l'usage accrue de la précontrainte externe. Pour les ponts construits par encorbellement, les câbles de fléau sont internes tandis que les câbles de continuité sont externes.

Cette technique est bien adaptée à la construction de ponts de 50 à 200 m de portée quoique le pont de Raftsundet en Norvège détient le record avec une portée de 298 m.

## 2.2 Ponts construits sur cintres autoporteurs

La technique connue aussi sous le nom de construction « span-by-span » consiste à assembler des voussoirs préfabriqués en béton sur un cintre mobile métallique pour former une travée complète. La précontrainte est appliquée après le clavage au voussoir sur pile pour assurer la continuité avec la travée précédente. Cette travée devenue autoportante, le cintre est abaissé et déplacé vers la travée suivante. En général, un cycle de construction d'une travée d'environ 30 mètres est de 2 jours seulement.



Cette même technique a été développée à l'origine pour des tabliers coulés en place. La méthode consiste à construire une travée à la fois de pile à pile ou aux points d'inflexion. Le coffrage est à l'intérieur du cintre mobile qui est fixé aux piles par des supports provisoires. Lorsque le béton a atteint une résistance suffisante, on procède à l'enlèvement des coffrages et au déplacement du cintre vers la travée suivante pour une nouvelle avancée.

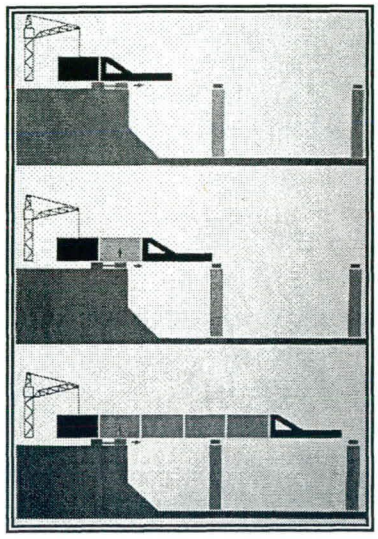
La construction « span-by-span » est conçue pour les ouvrages de grande dimension avec des portées relativement courte c'est-à-dire de 30 à 60 m de portée. L'avantage de cette méthode est qu'elle permet l'usage de précontrainte totalement externe. De plus, la conception et le procédé d'exécution sont relativement simples s'apparentant à la construction sur étaiement classique.

## 2.3 Ponts construits par poussage

La technique connue aussi sous le nom de « incremental launching » consiste à construire des voussoirs en béton de 15 à 30 m de longueur dans un coffrage stationnaire derrière la culée. Chaque unité est coulée directement sur la précédente. Après l'application de la précontrainte, le voussoir est poussé en avant par des vérins hydrauliques. Ce processus est répété jusqu'à ce que le tablier soit complété.

Cette méthode ingénieuse est très bien adaptée aux sites où l'accès est difficile ainsi qu'en milieu urbain.

La construction par poussage est conçue pour les tabliers de hauteur constante dont la portée n'excède pas 60 m. Cependant, des ponts de plus grandes portées ont été construits à l'aide d'appuis temporaires. Le tracé du pont peut être rectiligne ou courbe, cependant la courbe doit être de rayon constant.



## 2.4 Ponts à poutres préfabriquées

Les tabliers de ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont très populaires pour les ouvrages de courte portée. Un temps de fabrication très court, une durabilité adéquate et une bonne performance structurale font des poutres préfabriquées un choix intéressant. Cependant, le poids élevé des poutres et les restrictions sur la longueur des poutres transportées sur les routes en limitent l'usage.

Pour allonger la portée utile des poutres préfabriquées standards et agrandir le domaine d'application, des techniques innovatrices ont été mises au point. Les principales sont :

- Poutres assemblées
- Drop-in spans

### 2.4.1 Poutres assemblées

Le besoin s'est fait sentir d'augmenter la longueur des poutres préfabriquées pour accroître le dégagement horizontal des ponts d'étagement et des ponts au-dessus des cours d'eau.

L'assemblage de poutres préfabriquées en béton précontraint est réalisé généralement par des câbles de post-tension qui relient les segments entre eux. Les joints sont réalisés par un clavage en béton entre les 2 pièces ou bien par l'application d'une colle à l'époxy dans le cas d'un joint conjugué (*match cast*). Ce dernier permet de réduire les délais de construction sur le chantier mais demande cependant des tolérances de fabrication très strictes à l'usine. Selon plusieurs experts, cette technique permettrait d'utiliser des sections préfabriquées dans des travées de 75 m et plus.

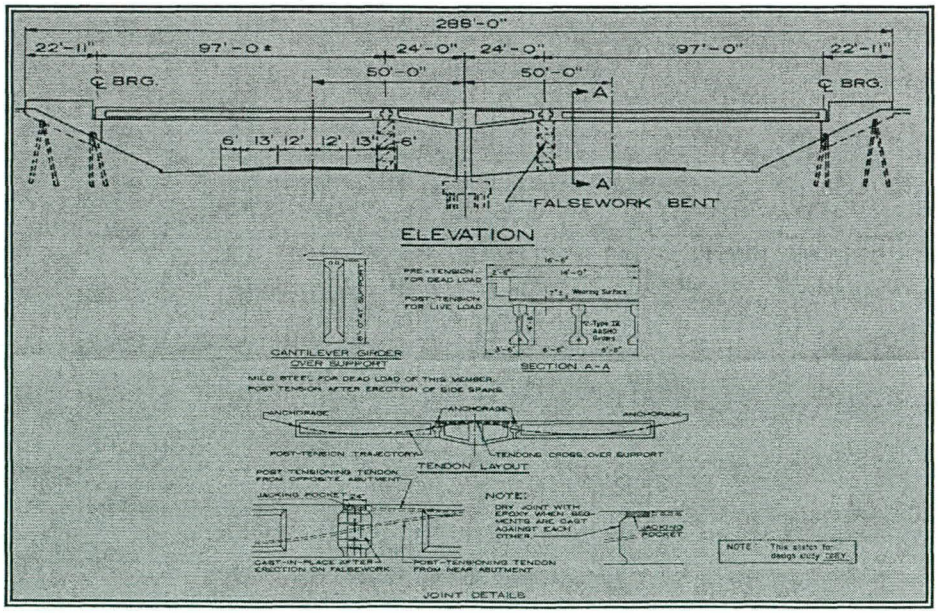
Les pièces sont assemblées par post-tension au sol ou bien à leur position finale sur des appuis provisoires. La méthode dépend des conditions locales et de la capacité de levage des grues.

### 2.4.2 Drop-in spans

Cette technique permet d'utiliser des poutres préfabriquées standards dans les ponts de moyenne portée. L'utilisation de sections préfabriquées permet de réaliser des économies substantielles, de réduire la durée des travaux et de libérer l'espace sous le tablier.

La première phase consiste à construire des fléaux sur piles à hauteur variable soit préfabriqués ou bétonnés en place. Ensuite les poutres préfabriquées sont insérées entre les fléaux et maintenus en place temporairement par un cintre ou par des supports fixés aux extrémités des fléaux.

Des câbles de précontrainte assurent la continuité des travées en reliant les différentes parties du tablier.



## 3.0 PONTS EN ACIER

Depuis son apparition au milieu du XIX$^{e}$ siècle, l'acier s'est imposé dans le domaine des ponts de moyenne et longue portée. Le pont Forth en Écosse, avec ses 2 portées de 521 m chacune, détenait le record de portée lorsqu'il fût complété en 1890. Depuis cette époque, la métallurgie ainsi que les méthodes de contrôle et de construction n'ont fait que progresser.

### 3.1 L'acier à haute performance HPS

Disponible commercialement depuis 1997, l'acier à haute performance HPS- 485W possède plusieurs caractéristiques qui en feront un matériau de prédilection dans les années à venir. Les principales caractéristiques sont :

- Résistance mécanique élevée
- Soudabilité améliorée
- Résilience améliorée
- Résistance à la corrosion au moins égale ou supérieure à l'acier AT

Le HPS n'exige peu ou pas de préchauffage lors du soudage rendant ainsi possible la réalisation d'assemblages soudés sur le site.

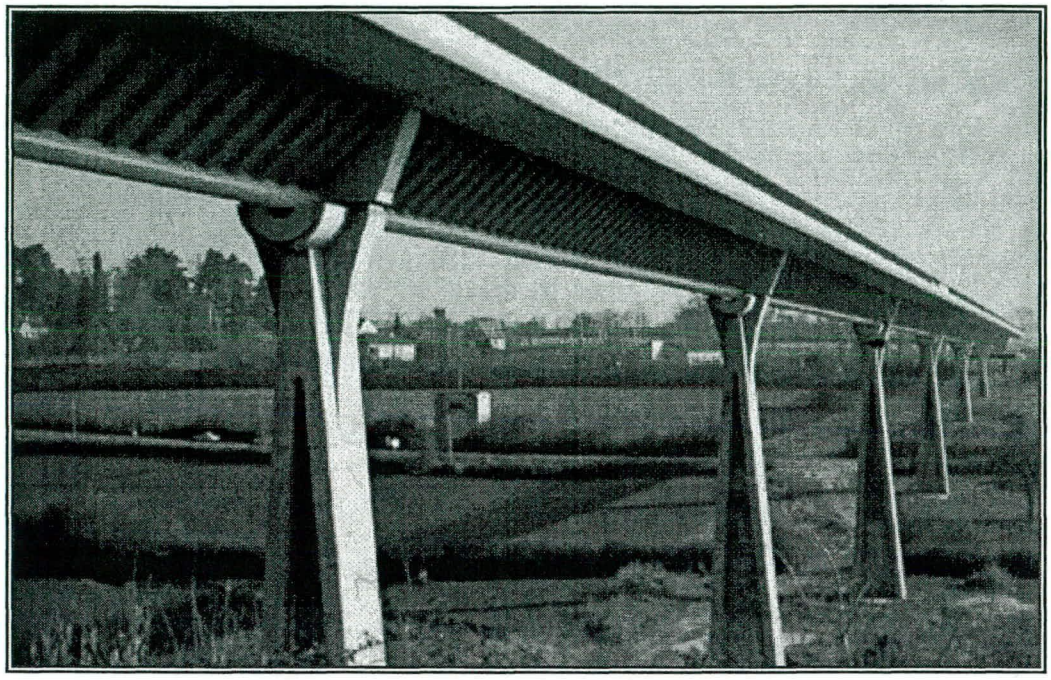
Les futurs tabliers seront constitués de plaques d'acier de propriétés différentes permettant une économie en poids d'acier. L'usage de l'acier à haute performance pourrait se limiter aux endroits les plus sollicités tels que les semelles pour profiter de la haute résistance du matériau et pour limiter les coûts inhérents au HPS.

### 3.2 Âmes plissées

Les âmes plissées (*corrugated webs*) sont conçues pour diminuer l'épaisseur de l'âme, éliminer les raidisseurs transversaux et offrir un support latéral accru à la semelle en compression. Pour le moment, les économies reliées à l'usage des âmes plissées sont amoindries par le formage à froid des plaques, à la difficulté du soudage âme-semelle et la réalisation des épissures.

Le viaduc de la vallée de Maupré près de Charolles en France qui fût construit au milieu des années 80 utilise ce concept. Le caisson triangulaire de 3 m de profondeur consiste en un tube d'acier de 610 mm de diamètre rempli de béton et de 2 âmes plissées inclinées de 8 mm d'épaisseur fixées à une dalle participante en béton précontraint.

Viaduc de la vallée de Maupré



### 3.3. Âmes « sandwich »

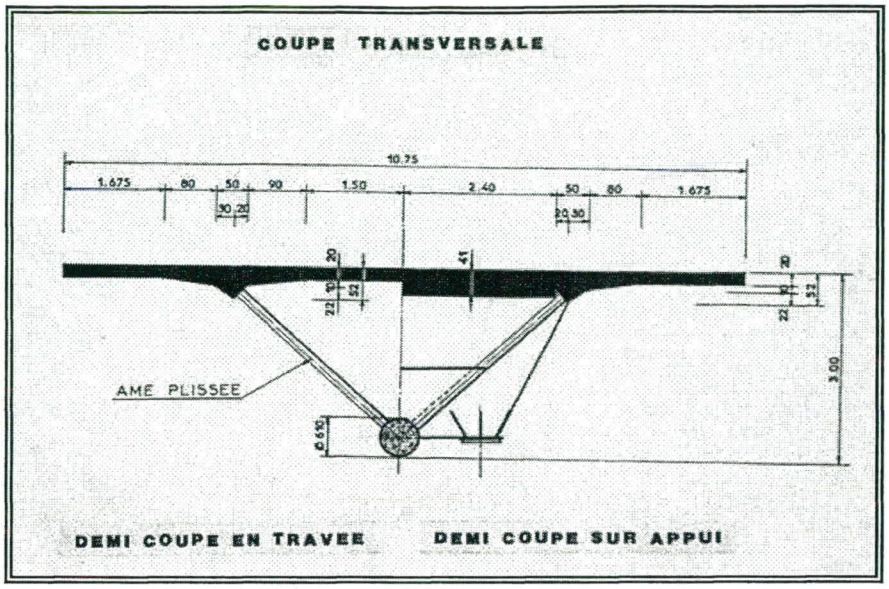
Les âmes « sandwich » sont constituées de 2 plaques d'acier minces et d'un noyau à l'intérieur fait d'un matériau emprunté de l'industrie aéronautique. Ce procédé permet une économie de poids d'acier et l'élimination de tous les raidisseurs. Pour le moment, seuls la durabilité de l'adhésif entre le noyau et l'âme et l'effet de la chaleur provenant du soudage sur le noyau semblent être une préoccupation.

### 3.4 Tabliers innovants

De nouveaux concepts de tablier ont été développés combinant l'acier à haute performance HPS, le béton à haute performance HPC et la précontrainte. Ceux-ci prennent avantage des qualités intrinsèques de chaque matériau.

Ces concepts se caractérisent par une quantité moindre de matériel, une réduction du nombre de composantes et par une standardisation des détails sans altérer la résistance structurale et la performance en service.

Pour utiliser efficacement la grande résistance du HPS, des changements doivent être apportés aux poutres en I et aux caissons conventionnels. Entre autres, des modifications doivent être apportées pour améliorer la résistance à la fatigue en évitant les assemblages plus critiques qu'une catégorie C et par l'ajout de précontrainte pour réduire les écarts des contraintes de traction.




Dans plusieurs tabliers innovants, la semelle conventionnelle est remplacée par un tube d'acier empli de coulis cimentaire. L'ajout de câbles de précontrainte à l'intérieur du tube et à l'extérieur améliore la performance du système.

Le tablier de type « bi-poutres », très populaire en Europe, est économique pour des portées inférieures à 60 m. Des recherches ont lieu en France pour réduire les coûts et le temps de construction de tels tabliers. La suppression de l'entretoisement intermédiaire, la standardisation et la simplification des détails ainsi que l'utilisation de dalles préfabriquées en béton permettent d'atteindre ces objectifs. Cependant, la faible redondance structurale des tabliers « bi-poutres » surtout en ce qui concerne les impacts latéraux en limite la diffusion.

Les voussoirs à âmes plissées sont de plus en plus utilisés au Japon. Le tablier consiste en deux hourdis en béton reliés par une âme plissée en acier, le tout précontraint longitudinalement. Ces ponts sont construits soit par encorbellements successifs, soit sur cintre. Ce type de structure permet facilement d'atteindre des portées de 100 m.

## 4.0 LES PONTS À CÂBLES PORTEURS

### 4.1 Ponts à haubans

Les premières réalisations de ponts à haubans datent du début du XIX$^{e}$ siècle, époque du développement des constructions en fonte et en fer. Malheureusement, l'effondrement de plusieurs ouvrages durant cette période arrêta la construction des ponts à haubans au profit des ponts suspendus.

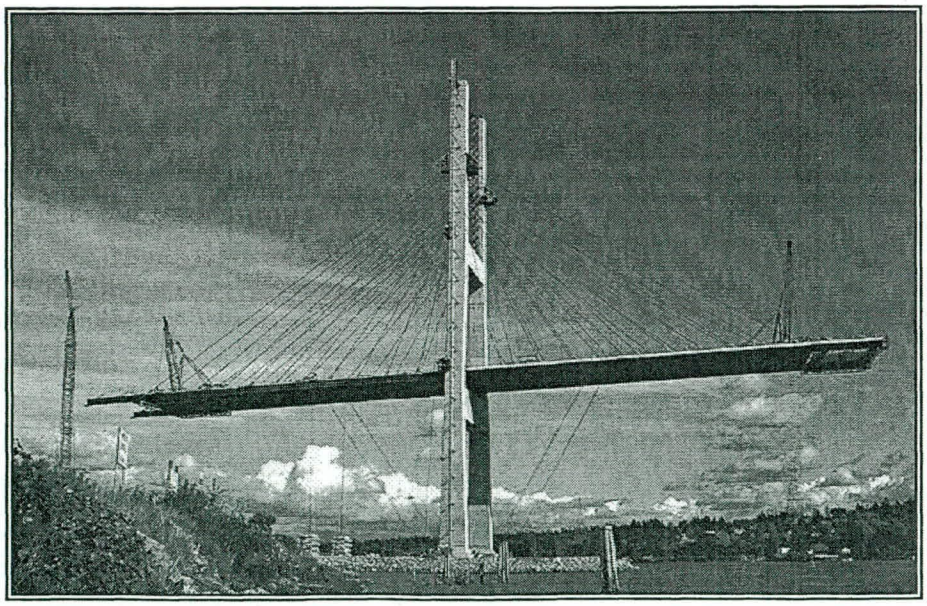
Le pont à haubans moderne est apparu en Suède en 1955 avec la construction du pont Strömsund d'une portée principale de 183 m. Depuis 1990, les ponts à haubans ont connu un développement phénoménal à travers le monde devenant le pont à longue portée le plus populaire. Le pont de Tatara au Japon détient le record avec une travée centrale de 890 m. Le pont fût ouvert à la circulation en mai 1999. Aujourd'hui on dénombre plus de 600 ponts à haubans à travers le monde.

Principales caractéristiques des ponts à haubans :

- Tablier mince (rapport profondeur/portée de 1/100 à 1/250)
- Plus économiques que les ponts suspendus car ils ne nécessitent pas de massifs d'ancrage et ils sont plus faciles à construire
- Structures plus rigides que les ponts suspendus
- Structures qui ne sont pas économiques en dessous de 150 m de portée
- Meilleure stabilité aérodynamique que les ponts suspendus
- Tablier comprimé sous l'effet de la réaction horizontale des haubans
- Structures affichant un bon comportement structural dans des zones sismiques
- La stabilité de l'ouvrage durant la construction est un point très important

En général, les haubans sont constitués de torons à 7 fils de 15.2 mm (0.6") de diamètre tels que développés pour les structures en béton précontraint. Les câbles sont ancrés directement dans le tablier et le pylône. Cette solution permet de supprimer l'emploi de selles d'appui et permet le changement éventuel d'un câble. La résistance à la corrosion est assurée de base par une gaine en PEHD remplie d'un coulis cimentaire.

Pour un niveau de protection accru, il est possible d'utiliser des torons galvanisés, des torons recouverts d'époxy et des torons gainés graissés. Dans ce dernier cas il est possible de réajuster la tension dans les haubans lorsque le pont est en service.



Les tabliers des ponts à haubans ont connu plusieurs améliorations depuis leur « renaissance » en 1955. Dans les ouvrages de moyenne portée (< 500 m), le tablier mixte constitué de 2 poutres d'acier en I supportant une dalle en béton armé s'avère un choix intéressant par la simplicité de l'ossature. La précontrainte exercée par les haubans améliore la performance de la dalle. Un tel système a presque complètement éliminé la dalle orthotrope dans cette gamme de portée.

Plusieurs progrès sont apparus au niveau des connexions câbles-tabliers permettant de simplifier la fabrication de ceux-ci et d'améliorer le comportement à la fatigue de l'ouvrage.

## 4.2 Ponts à haubans inversés

Les ponts supportés sous le tablier par des câbles (structures sous-tendues) sont une adaptation d'une technique utilisée sur des ponts métalliques au XIX$^{e}$ siècle.

Ce système est composé de câbles ancrés aux extrémités du tablier et reliés à une bielle (pylône inversé) fixée sous le tablier à mi-travée. La poussée verticale du câble permet d'équilibrer en partie le poids propre de l'ouvrage et les surcharges routières.

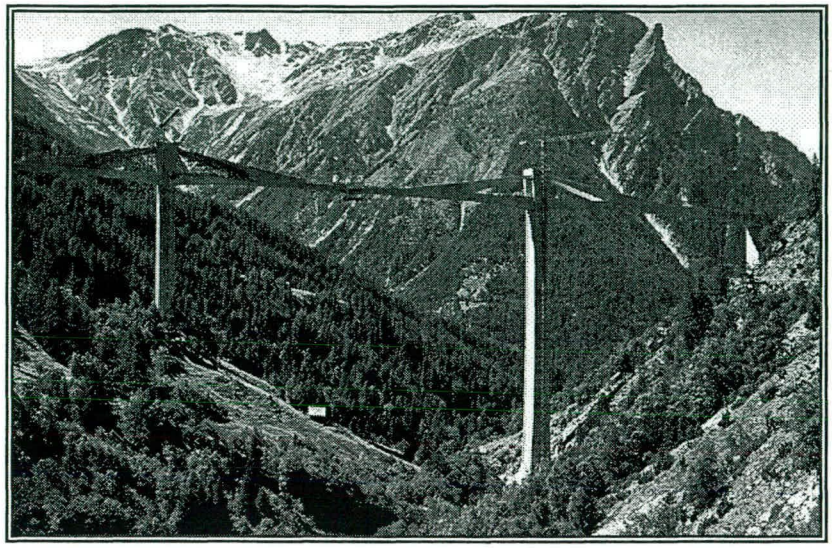
Le concept peut être appliqué autant à un tablier en béton qu'à un tablier mixte constitué de poutres d'acier en I ou de caissons d'acier avec dalle en béton armé. Lorsque le dégagement inférieur est suffisant, les ponts supportés par le dessous permettent des économies de matériaux par rapport aux tabliers conventionnels pour des structures de moyenne portée. Un pont d'étagement de 74 m de portée avec un rapport portée-profondeur tablier de 34 a été construit au Japon. Cette technique peut être appliquée au renforcement de structures existantes si les conditions s'y prêtent.

## 4.3 Ponts à précontrainte extradossée

La précontrainte extradossée se distingue de la précontrainte conventionnelle par le fait que les câbles ont en partie un tracé aérien situé à l'extérieur de la structure en béton.

Les avantages de cette technique sont : l'optimisation de la quantité de matière par l'augmentation du bras de levier des câbles et la réduction de la profondeur des tabliers.

La hauteur limitée des pylônes permet aux câbles des ponts extradossés d'être considérés comme des torons et non pas comme des haubans, ces derniers utilisent une contrainte admissible réduite pour tenir compte des effets de la fatigue.



Le pont Ganter en Suisse construit en 1980, fût le premier pont extradossé dont les câbles de précontrainte étaient contenus à l'intérieur de voiles en béton.

## 5.0 DISPOSITIFS ANTISISMIQUES

Les tremblements de terre de Northridge en 1994 et de Kobe en 1995,ont démontré la vulnérabilité des structures aux charges sismiques même en étant conçues avec des normes « modernes ».

Les dommages infligés aux structures par des tremblements de terre peuvent être réduits ou même éliminés par l'installation d'isolateurs sismiques et d'amortisseurs. Ces dispositifs s'appliquent autant aux nouvelles structures qu'aux structures existantes. Cependant, à cause des coûts élevés, le renforcement antisismique doit être utilisé principalement sur les structures très vulnérables ou sur les structures très importantes du réseau routier.

### 5.1 Isolateurs sismiques

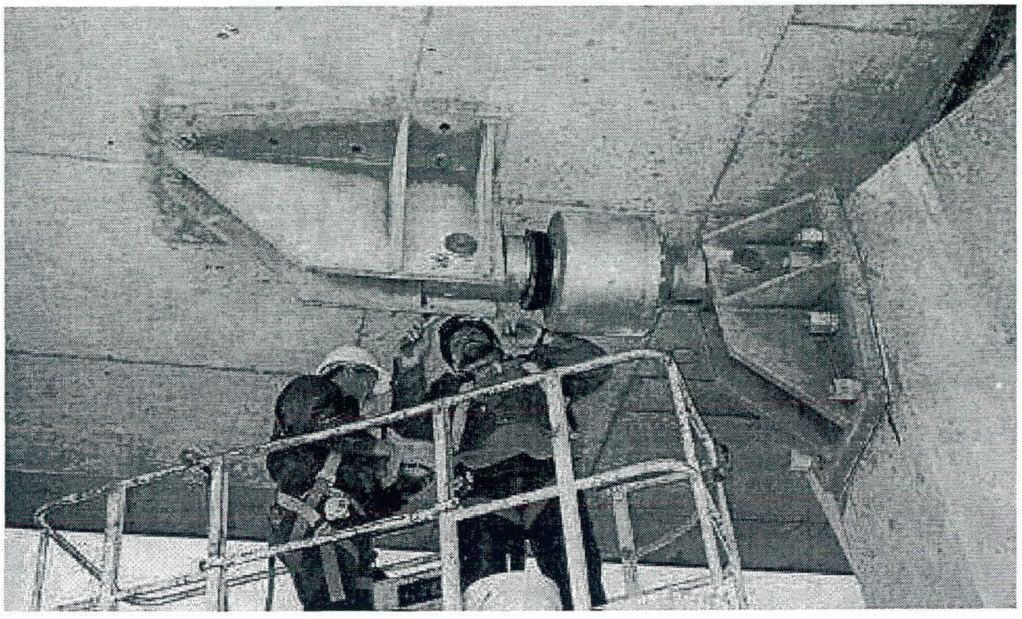
Les isolateurs sismiques servent à découpler dynamiquement le tablier des mouvements sismiques du sol. La flexibilité des isolateurs augmente la période de vibration de la structure, réduisant substantiellement les forces sismiques que celle-ci doit subir.

Plusieurs types d'isolateurs sismiques sont disponibles. Tous incorporent les fonctions de dissipation d'énergie (noyau de plomb, friction) et de rigidité sous les charges en service.

## 5.2 Amortisseurs hydrauliques

Dans le domaine des ponts, l'amortisseur hydraulique est un équipement qui sert principalement à relier des éléments séparés d'une structure. Les amortisseurs hydrauliques permettent des mouvements lents entre 2 éléments structuraux avec une résistance négligeable tandis qu'ils sont capables de se comporter temporairement comme un lien rigide lors d'un séisme ou d'un impact.

Un amortisseur hydraulique est constitué d'un cylindre métallique empli d'un liquide à base de silicone à l'intérieur duquel se déplace un piston muni d'ouvertures. La capacité des amortisseurs disponibles sur le marché varie de 5 t à 500 t habituellement.



Les amortisseurs sont des appareils qui permettent de distribuer la charge sismique longitudinale entre les appuis « fixes » et « mobiles » en fonction de l'amortissement de ceux-ci. Par exemple, une pile de pont « mobile » muni d'un amortisseur serait capable d'absorber une partie de la charge sismique tout en permettant les mouvements thermiques du tablier sans aucune résistance.

Cette technologie est bien adaptée aux ponts à travées continues car elle évite de surcharger l'appui « fixe » en distribuant l'effort sur tous les appuis.

## 6.0 CONCLUSION

De nouveaux concepts innovants, de nouveaux matériaux et de nouvelles méthodes de fabrication et de construction verront le jour dans les prochaines années. Ces ouvrages plus performants vont permettre de franchir des obstacles plus difficiles, d'abaisser le coût à long terme et de respecter les contraintes imposées au projet.

Il faut rappeler que certaines innovations techniques du passé ont été la cause de problèmes rencontrés aujourd'hui sur des structures.

Le but de l'innovation technique est d'améliorer la performance des ouvrages d'art. Tout autre but n'a pas sa place ici.

L'élaboration de ponts innovants nécessite la mise sur pied de projets de recherche. Quoique ces projets peuvent être onéreux dans certains cas, les coûts seront amortis rapidement par les économies générées par la construction de plusieurs projets identiques et par le savoir-faire acquis par le Ministère et ses partenaires.

# DÉTERMINATION DES EFFORTS DANS LES DALLES DE TABLIER DES PONTS

**Kathleen Moffatt**
Étudiante à la maîtrise

**Bruno Massicotte**
Professeur titulaire

École Polytechnique de Montréal
Montréal (Québec) H3C 3A7

**RÉSUMÉ :** Les dalles de tablier des ponts sont parmi les éléments les plus sollicités tant par les charges quelles supportent que par les agents corrosifs qui les endommagent. L'amélioration de leur durabilité a amené des changements dans le choix des matériaux et des méthodes de construction. Toutefois, la détermination des efforts devant être pris en considération dans le calcul des dalles demeure controversée. Il est cependant reconnu que les efforts réels dans les dalles de pont sont moindres que ceux prédits par les équations empiriques des normes. Toutefois, ces constatations sont souvent issues d'essais in situ ou en laboratoire, ou encore d'analyses raffinées. Pour la conception des dalles de pont, il n'existe aucune approche simple permettant de déterminer avec une précision adéquate l'amplitude réelle des efforts dans les ponts. Le présent article présente les grandes lignes d'une étude qui dresse un portrait des diverses approches qui sont disponibles pour déterminer les efforts dans les dalles où les résultats obtenus de chacune de ces approches sont comparés. Il en ressort qu'une analyse de grillage dans le plan permet d'obtenir les efforts dans les dalles qui s'approchent de ceux obtenus d'analyses beaucoup plus raffinées. De plus, une méthode de calcul semi-empirique est proposée. Enfin l'article conclut sur les critères qui devraient utilisés pour la conception des dalles de pont.

## INTRODUCTION

Les dalles de tablier des ponts constituent les éléments pour lesquels l'endommagement dû à la corrosion des armatures est le plus coûteux, tant par les coûts directs d'auscultation, de réfection ou de remplacement, que par les coûts indirects reliés à la perturbation du trafic lorsque des interventions sont nécessaires. Diverses études ont mentionné que les efforts dans les dalles étaient plus faibles dû à l'effet d'arc alors que d'autres pointent davantage la flexibilité relative des poutres longitudinales. En parallèles, des nouveaux principes de construction ont été proposés et mis à l'essai. Dans certains cas, l'armature est enlevée et remplacée par une armature externe (Mufti et al, 1993; CSA, 2000) alors que dans d'autres, une portion seulement des armatures est enlevée et remplacée par des fibres pour contrôler la fissuration (Cao et al, 1996, Massicotte et al, 1999). Une certaine confusion existe entre la pertinence et la validité de telles approches due en bonne partie parce qu'elles s'appliquent à des situations différentes.

Le présent article présente un portrait des différentes méthodes d'analyse qui peuvent être utilisées pour faire la conception des dalles de ponts routiers avec pour but de déterminer lesquelles sont les plus appropriées. À travers cette étude, la validité des hypothèses avancées par les tenants des méthodes de construction nouvellement proposées pourra être mise en relief. En particulier, l'article permettra de répondre à la question suivante: "Est-ce que l'effet d'arc est un mythe ou une réalité?". Enfin, des critères de conception des dalles, en service et à l'ultime, sont proposés.

## MÉTHODES DE CALCUL

Il existe plusieurs méthodes de calcul ou approches de dimensionnement qui peuvent être utilisées pour déterminer les efforts dans les dalles de tablier ou encore pour en faire la conception. On peut les classer en trois catégories: analytique, semi-empirique et empirique. Le tableau 1 identifie les principales méthodes et leurs particularités.

**Tableau 1 -** *Méthodes de calcul ou de conception des dalles de tablier*

| Catégorie | Identification | Particularités |
|---|---|---|
| **Analytique** | Éléments finis 3D avec éléments solides pour la dalle | • Identification de tous les effets<br>• Traitement des données très lourd |
| | Éléments finis 3D avec éléments de plaque pour la dalle | • Identification des effets de flexion<br>• Effet d'arc non identifié<br>• Traitement des données lourd |
| | Analyse structurale 3D avec éléments de poutre pour la dalle (grillage 3D) | • Identification des effets de flexion<br>• Effet d'arc non identifié<br>• Traitement des données simple |
| | Analyse structurale 2D avec éléments de poutre pour la dalle (grillage 2D) | • Identification des effets de flexion<br>• Effet d'arc non identifié<br>• Efforts dans les poutres et contreventements moins précis<br>• Traitement des données simple |
| **Semi-empirique** | Code S6 (CSA, 2000), art. 5.7.1.7.1 | • Quantification approximative des effets de flexion dans les dalles<br>• Traitement très simple |
| | Méthode de Cao et al (1996) | • Détermination potentiellement juste des effets de flexion dans les dalles<br>• Traitement des données simple |
| **Empirique** | Code S6 (CSA, 2000), art. 8.18.4 | • Aucune analyse<br>• Fondé sur l'expérience |
| | Code S6 (CSA, 2000), art. 16.7 | • Aucune analyse<br>• Calcul de la section des tirants |

## VÉRIFICATION DES MÉTHODES DE CALCUL

La validité et la précision des méthodes analytiques et semi-empiriques ont été vérifiées en procédant à l'analyse d'un pont réel montré sur la figure 1. Une analyse tridimensionnelle en éléments finis où tous les constituants du pont ont été modélisés le plus fidèlement possible a été effectuée. Des éléments de plaque ont été utilisés pour les poutres d'acier, des éléments de poutre pour les contreventements et des éléments solides pour la dalle. Un deuxième modèle avec des éléments de plaque pour la dalle a été analysé. Un troisième utilisait des éléments de poutres pour représenter la dalle et enfin, un quatrième modèle consistant en des éléments de poutres dans le plan (grillage 2D), a également été réalisé.

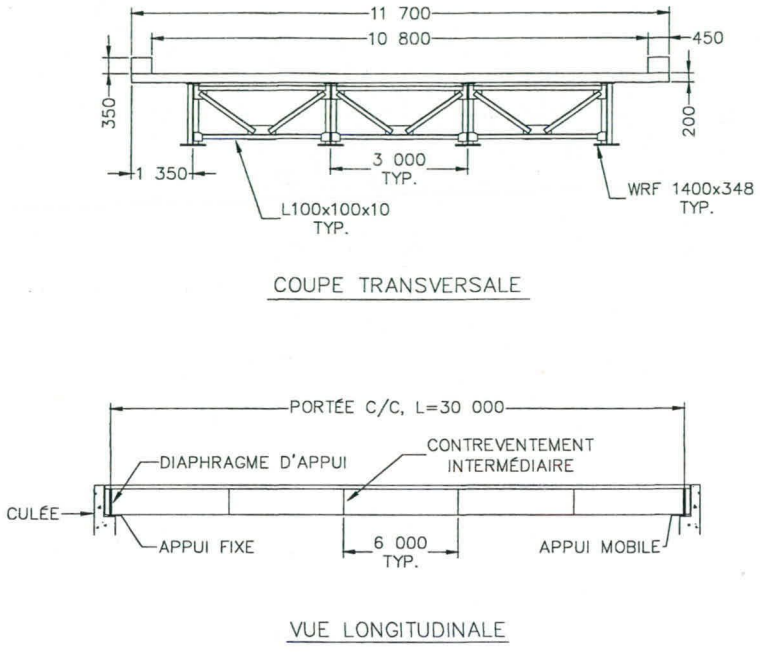



**Figure 1** - *Géométrie du pont de référence utilisé dans les analyses*

Les charges de camion, de tandem et de l'essieu maximal du CL-625 (CSA, 2000) ont été comparées. Il ressort des analyses qu'à l'extérieur de la zone d'appui l'utilisation du tandem induit les efforts les plus critiques. Ce type de chargement a donc été utilisé dans l'ensemble des analyses. Les analyses ont également démontré que des charges concentrées peuvent être utilisées dans le calcul des efforts dans les dalles en autant que les efforts moyens sur une bande transversale effective soient utilisés. Pour le pont choisi, cette bande avait une largeur égale à environ deux fois l'espacement des roues du tandem, soit 2.4 m. Toutefois, les analyses ont permis de conclure qu'utiliser la valeur du moment fléchissant transversal au point situé entre les deux essieux du tandem était à la fois assez juste et sécuritaire. La distribution des moments transversaux positifs dans la dalle entre deux poutres intérieures lorsque le tandem se situe à mi-distance des poutres est montrée sur la figure 2. Les résultats sont présentés dans le cas où on l'applique la charge sur la surface de contact des pneus (250×600 mm) ou en des points concentrés. On constate que la valeur à mi-distance entre les essieux est sensiblement la même dans les deux cas.

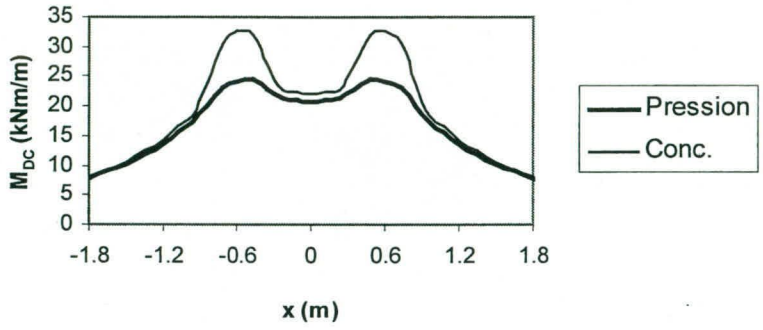



**Figure 2** - *Distribution des moments de flexion transversaux*

Les méthodes empiriques de la norme S6 (CSA, 2000) et celle proposée par Cao et al (1996) ont été comparées aux résultats des approches analytiques. Le tableau 2 trace le sommaire des efforts à mi-portée du pont de référence à différentes positions transversales sur la dalle obtenus des approches considérées.

Les résultats obtenus des méthodes analytiques en moment positif sont issues d'analyses élastiques. Or il est admis qu'en cas de fissuration de la dalle au droit des poutres, les efforts se redistribueront, provoquant l'augmentation des moments positifs. Il est donc suggéré ici de majorer de 20% les moments positifs. Cette valeur constitue le pourcentage de redistribution admis dans les normes de béton (CSA, 2000) pour les éléments fléchis sous-armés. L'augmentation forfaitaire en moment positif permet également de concentrer une plus grande quantité d'armature qui, en cas de défaillance d'une poutre, assurera l'intégrité structurale requise.

**Tableau 2** - *Efforts dans la dalle de tablier à mi-portée selon diverses approches*

| Méthode | Moment négatif | | Moment positif | |
|---|---|---|---|---|
| | Poutre de rive | Poutre intérieure | Zone extérieure | Zone intérieure |
| 3D, dalle en éléments solides | - 21.5 | - 23.6 | 23.6 (28.3) | 23.0 (27.6) |
| 3D, dalle en éléments de poutre | - 20.4 | - 22.4 | 26.0 (31.2) | 25.4 (30.5) |
| Grillage 2D | - 21.2 | - 22.6 | 24.4 (29.3) | 24.9 (29.9) |
| Méthode semi-empirique du S6 | *-31.7* | - 35.2 | 35.2 | 35.2 |
| Méthode de Cao | *-31.7* | - 16.1 | 35.1 | 35.1 |
| Méthode de Moffatt (2001) | *-31.7* | - 25.4 | 33.0 | 30.5 |

* Valeurs en italiques calculées d'après l'article 5.7.1.6 du Code S6, cas du tandem avec parapet.

** Valeurs entre parenthèses majorées d'un facteur de redistribution de 1.2.

## OBSERVATIONS SUITES AUX RÉSULTATS DES ANALYSES

On remarque tout d'abord que les méthodes analytiques conduisent sensiblement aux mêmes résultats et donc qu'une analyse de grillage 2D est suffisante pour obtenir de bonnes valeurs de moments. De plus, les moments positifs calculés en appliquant les méthodes simplifiées se comparent alors plutôt bien à ceux obtenus des analyses plus raffinées lorsqu'on tient compte du facteur de majoration de 20%.

On voit également que l'article 5.7.1.6 du Code S6 surestime grandement (1.5 fois) les efforts se produisant au porte-à-faux et donc que la quantité d'armature de flexion négative aux poutres de rive est surabondante. La même constatation peut être faite dans le cas des poutres intérieures calculées en appliquant la méthode semi-empirique.

La méthode de Cao donne des moments négatifs aux poutres intérieures trop faibles et semble donc surévaluer l'effet de la flexibilité des poutres longitudinales. Cette observation a alors motivé l'élaboration de la méthode de Moffatt, qui n'est encore pour l'instant qu'au stade de l'ébauche mais semble donner de bons résultats (Moffatt, 2001).

## CRITÈRES DE CONCEPTION

Lors des analyses 3D avec dalle en éléments solides, nous avons déterminé l'amplitude de l'effort normal se produisant dans la dalle afin de mesurer l'importance de l'effet d'arc. Cependant, les contraintes dues à ces efforts étaient très faibles en comparaison des contraintes de flexion et nous en concluons donc que l'effet d'arc ne se développe pas dans les dalles non fissurées sévèrement car, dans ce cas, les déplacements transversaux demeurent très faibles.

Cependant, tout au long de leur vie utile, les dalles sont sollicitées sous les charges de service et peuvent être considérées intactes. Leur dimensionnement devrait donc s'effectuer sous ce type de sollicitation, en appliquant des méthodes de calcul appropriées, tel l'analyse de grillage 2D ou la méthode de Moffatt. Étant donné que la méthode proposée par Mufti et que l'on retrouve au chapitre 16 du Code S6-2000 nécessite la création de fissures longitudinales au droit des poutres, elle n'est pas adéquate en service à moins que la dalle ne soit armée pour reprendre ces efforts. Cependant, à l'ultime cette méthode est adéquate (les essais ont été réalisés à ce niveau) car elle génère un effet d'arc dû principalement au surbaissement des poutres et à l'efficacité des tirants.

Que l'on considère le comportement en service ou à l'ultime, une approche de conception couplant l'utilisation de fibres d'acier et la réduction des armatures est justifiée car les moments négatifs sont plus petits que ceux obtenus des méthodes de calcul traditionnelles. Ceci permet alors d'abaisser le niveau des armatures supérieures tout en contrôlant la fissuration où elle est le plus critique pour la durabilité, car les fibres permettent d'augmenter l'enrobage des barres en contrôlant l'ouverture des fissures. Pour les poutres faiblement espacées, il devient même envisageable d'éliminer complètement le lit supérieur tandis que pour les poutres très espacées et les porte-à-faux, le rang supérieur peut être réduit et abaissé.

## CONCLUSION

Les analyses effectuées lors de cette recherche ont permis de démontrer que les moments négatifs se produisant en travée sont plus faibles que ceux obtenus des méthodes de calcul usuelles. Cependant, sous les charges de service, cette réduction des efforts ne peut être attribuée à l'effet d'arc à moins que le propriétaire de l'ouvrage soit prêt à admettre la formation de fissures importantes en surface sous ce type de sollicitation. Les efforts d'une dalle non fissurée peuvent être calculés par des méthodes moins élaborées que les éléments finis 3D, par exemple l'analyse de grillage 2D ou la méthode de Moffatt.

Ces constatations permettent de suggérer que la dégradation des dalles pourrait être en partie solutionnée en adoptant une nouvelle méthode de conception alliant la réduction et l'abaissement des armatures supérieures et l'emploi de fibres d'acier à dosage élevé comme agent de contrôle de la fissuration.

## REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient, pour leur support financier, le ministère des Transports du Québec et le CRSNG.

## RÉFÉRENCES

Cao, L., Allen, J. H., Shing, P. B., Woodham, D. 1996. Behavior of RC bridge deck with flexible girders. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, no. 1, pp. 11-19.

CSA, 2000. "Code canadien sur le calcul des ponts routiers, CSA-S6-2000". Association Canadienne de normalisation, Rexdale, Ontario.

Massicotte, B., Degrange, G., Bélanger, A., Moffatt, K., Fragapane, L. 1999. Utilisation de bétons haute performance avec fibres d'acier dans les dalles de pont. Rapport EMP/GCS-1999-06, École Polytechnique de Montréal.

Moffatt, K. 2001. Analyse de dalles avec armatures réduites et béton de fibres métalliques. Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal.

Mufti, A., Jaeger, L. G., Bakht, B., Wegner, L. D. 1993. Experimental investigation of fibre-reinforced concrete deck slab without internal steel reinforcement. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 20, pp. 398-406.

# ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES BOULONNÉS ANTIGLISSEMENT EN ALUMINIUM

**Dominic Fortin**
Étudiant à la maîtrise

**Josée Bastien**
Professeure agrégée

**Denis Beaulieu**
Professeur titulaire

Département de génie civil, Université Laval, Sainte-Foy (Québec)

**Résumé :** Les assemblages boulonnés antiglissement, acceptés mondialement dans les normes de conception de structures d'acier, ont longtemps fait l'objet d'une divergence d'opinion entre Nord-Américains et Européens lorsqu'il s'agit d'ouvrages d'art en aluminium. En effet, leur utilisation est permise depuis environ 25 ans en Europe, tandis que les normes nord-américaines de conception d'ouvrages en aluminium l'ont interdite jusqu'à tout récemment, entre autres à cause d'un manque de données expérimentales. Pour combler cette lacune et clarifier la situation, une étude du comportement des assemblages boulonnés antiglissement en aluminium a été réalisée au cours de l'été 2000 au Département de génie civil de l'Université Laval, dans le cadre d'un projet global portant sur les possibilités d'utiliser l'aluminium à des fins structurales dans les ouvrages d'art. Deux procédures standardisées, l'une européenne et l'autre américaine, ont été utilisées pour effectuer les 86 essais de résistance au glissement par frottement compris dans cette étude. Il a ainsi été possible d'évaluer l'influence sur le coefficient de frottement et la résistance au glissement du traitement de surface appliqué aux surfaces d'aluminium en contact et de l'intensité de la force de précontrainte appliquée. Nous présenterons les valeurs de coefficient de frottement obtenues et feront une comparaison avec celles suggérées par les normes américaine (*Aluminum Design Manual*, 2000) et européenne (*Eurocode 9*, 1998) de conception de structures d'aluminium. Des recommandations seront également faites sur l'utilisation des assemblages boulonnés antiglissement dans les ouvrages d'art en aluminium.

## INTRODUCTION

Depuis quelques années, un regain d'intérêt pour l'utilisation de l'aluminium à des fins structurales dans les ouvrages d'art est perceptible en Europe et en Amérique du Nord, que ce soit pour la réhabilitation des ponts existants ou la construction de nouveaux ponts routiers. En particulier, la grande résistance mécanique de l'aluminium par rapport à son poids constitue son principal avantage pour une utilisation dans les ouvrages d'art.

Ce matériau présente toutefois quelques inconvénients qui doivent être pris en compte si l'on souhaite développer un système économique de pont routier en aluminium. Parmi ceux-ci, la faible résistance en fatigue de l'aluminium, comparativement à celle de l'acier, implique l'utilisation de dispositions constructives particulières dans les assemblages boulonnés. Ainsi, des trous de boulons à dégagement minimal doivent être utilisés, de façon à limiter, autant que possible, le mouvement relatif des pièces et ainsi réduire les risques qu'une fissuration de fatigue se développe sous les charges de service. Cette façon de faire exige une grande précision dans la fabrication des pièces en atelier ainsi qu'un montage en chantier presque parfait, puisqu'aucun dégagement n'est disponible dans les trous de boulons pour permettre un ajustement de la structure en cours de construction. Une possibilité intéressante pour régler ce problème à la fois structural et pratique est d'utiliser des assemblages boulonnés dits antiglissement.

Acceptés mondialement dans les normes de conception de structures d'acier, les assemblages boulonnés antiglissement (que nous surnommerons ici *ABA*) ont toutefois longtemps fait l'objet d'une divergence d'opinion entre Nord-américains et Européens lorsqu'il s'agit de structures d'aluminium. L'utilisation de tels assemblages est en effet permise par les normes européennes

de conception de structures d'aluminium depuis plus de 20 ans (*ECCS*, 1978), alors que les normes américaines l'ont interdite jusqu'à tout récemment (*Aluminum Association*, 2000), en particulier à cause d'un manque de données expérimentales. Afin de combler cette lacune et pour déterminer si l'utilisation de tels assemblages peut se faire de façon sécuritaire dans le contexte canadien, une étude expérimentale du comportement de ces assemblages a été réalisée au cours de l'été 2000 au Département de génie civil de l'Université Laval.

## RECOMMANDATIONS ACTUELLES POUR LES ASSEMBLAGES ANTIGLISSEMENT EN ALUMINIUM

Parmi les normes actuelles de conception de structures d'aluminium, l'*Aluminum Design Manual* (*Aluminum Association*, 2000), ici dénommé *ADM*, et l'*Eurocode 9* (*CEN*, 1998) sont les plus représentatives des pratiques courantes dans le domaine en Amérique du Nord et en Europe, respectivement. On décrira brièvement leurs recommandations pour la conception d'ABA en aluminium dans ce qui suit. Une définition de ce type d'assemblage s'impose toutefois en premier lieu.

### Définition et utilisations

On appelle assemblage antiglissement un joint boulonné conçu de telle sorte que la probabilité que se produise un glissement relatif des pièces assemblées soit statistiquement faible au cours de la vie utile de l'ouvrage dont il fait partie (Kulak et al., 1987). La résistance au glissement obtenue dans un tel assemblage provient de forces de frottement qui se développent sur les surfaces en contact. Ces surfaces doivent au préalable avoir été rendues rugueuses par l'application d'un traitement particulier, généralement un jet d'abrasif, qui permet de développer un coefficient de frottement ($\mu$) suffisamment élevé. L'assemblage des pièces doit ensuite être fait avec des boulons en acier à haute résistance dont le serrage est contrôlé pour qu'ils atteignent un niveau prédéterminé de tension, de façon à produire une précontrainte suffisante pour que des forces de frottement se développent sur les surfaces en contact des pièces assemblées. Comme le déplacement relatif des pièces ne risque pas de se produire, des trous de boulons à dégagement standard ou encore des trous surdimensionnés (dans le cas de l'acier) peuvent être utilisés.

Les assemblages antiglissement sont utilisés dans des joints boulonnés sujets à des renversements de contraintes, à des chargements cycliques de forte amplitude ou dans toute autre situation où le glissement relatif des pièces assemblées jusqu'au contact des boulons sur les parois des trous produirait des modifications géométriques inacceptables pour la bonne tenue de l'ouvrage (Kulak et al. 1987). Les systèmes porteurs de ponts métalliques constituent un exemple typique de structures où la présence d'assemblages boulonnés antiglissement est nécessaire, à cause des conséquences désastreuses que pourrait entraîner la rupture en fatigue d'une ou plusieurs pièces.

### Recommandations de l'*Aluminum Design Manual* (*Aluminum Association*, 2000)

Comme nous l'avons mentionné, l'acceptation des ABA en aluminium aux États-Unis est très récente. En effet, dans sa première édition (1994), l'*ADM* interdisait tout simplement l'utilisation d'ABA dans les structures en aluminium, justifiant cette position par l'insuffisance de données expérimentales sur ces assemblages et par le fait que le coefficient de frottement des surfaces d'aluminium telles que produites (*mill finish aluminum*) est trop faible pour que les ABA soient

utilisables en pratique. À cet effet, des coefficients de frottement variant entre 0,09 et 0,13 étaient rapportés. Toutefois, des essais de résistance au glissement réalisés par Kissell et Ferry (1997) sur des assemblages faits de plaques d'aluminium spécialement traitées et de boulons en acier à haute résistance ont conduit à un coefficient de frottement moyen de 0,62, ce qui se compare avantageusement aux valeurs les plus élevées obtenues pour des surfaces d'acier (Kulak et al., 1987). Ce résultat incita l'*Aluminum Association* à réviser sa position sur les ABA en aluminium et à inclure un article sur le sujet dans la seconde édition de l'*ADM* publiée en janvier 2000.

Un coefficient de frottement $\mu$ égal à 0,50 est ainsi recommandé dans l'*ADM* pour tout ABA pour lequel les plaques d'aluminium ont été traitées conformément à la norme SSPC – SP5[1] par un jet d'abrasif produisant un profil moyen des aspérités de surface de 2,0 mils (0,051 mm) (*Alum. Assoc.*, 2000). On doit noter ici que cette valeur de 0,50 est égale à la valeur la plus élevée recommandée pour les ABA en acier en Amérique du Nord. Pour s'assurer que le coefficient de frottement prescrit sera effectivement atteint, les boulons doivent être en acier à haute résistance, galvanisé, et être serrés de façon à ce que soit atteinte la tension minimale prescrite dans la *Specification for structural joints using ASTM A325 or A490 Bolts* (*SFSJ*) (*RCSC*, 1994). Cette norme est valide aux États-Unis dans le domaine de l'acier. De façon semblable à ce qui est permis pour l'acier, des trous de boulons surdimensionnés ou allongés peuvent être utilisés, en plus des trous standards. La résistance au glissement calculée doit cependant être réduite en conséquence. Pour ce faire, l'*ADM* suggère des coefficients de réduction qui sont les mêmes que ceux donnés pour l'acier par la *SFSJ*. Dans tous les cas, deux rondelles en acier galvanisé doivent être utilisées avec chaque boulon (une sous l'écrou et une sous la tête du boulon).

**Recommandations de l'*Eurocode 9* (*CEN*, 1998)**

Historiquement, les ABA sont autorisés dans les structures d'aluminium en Europe depuis la parution de la norme *European Recommendations for Aluminum Alloy Structures* (*ECCS*, 1978). La version préliminaire de l'*Eurocode 9: Design of aluminum structures* (*CEN*, 1998) abonde dans le même sens. Pour le calcul de la résistance au glissement d'un ABA pour lequel les plaques d'aluminium ont été traitées conformément au seul traitement de surface suggéré par cette norme, soit un nettoyage par jet d'abrasif « léger » défini dans la norme ISO 468/1302 par l'appellation « N10a »[2], le coefficient de frottement $\mu$ doit être choisi parmi les valeurs données dans le tableau 1 ci-dessous, en fonction de l'épaisseur totale des pièces de l'assemblage.

Tableau 1 – Coefficients de frottement à utiliser selon l'*Eurocode 9* (*CEN*, 1998)

| **Épaisseur totale des pièces de l'assemblage (mm)** | **Coefficient de frottement, $\mu$** |
|---|---|
| $12 \leq \Sigma t < 18$ | 0,27 |
| $18 \leq \Sigma t < 24$ | 0,33 |
| $24 \leq \Sigma t < 30$ | 0,37 |
| $30 \leq \Sigma t$ | 0,40 |

[1] *Near-white metal blast cleaning*, norme de traitement de surface du *Steel Structures Painting Council*, 1994.
[2] Il est à noter que cette norme ISO a été abrogée depuis la parution de la version préliminaire de l'*Eurocode 9*.

La valeur choisie pour $\mu$ n'est applicable que si l'assemblage est réalisé avec des boulons en acier galvanisé à haute résistance serrés de façon à développer la tension minimale prescrite par l'*Eurocode 9*. On convient toutefois de noter que, pour un boulon de diamètre donné, la tension minimale prescrite par *l'Eurocode 9* est plus faible que celle recommandée par la *SFSJ* aux États-Unis (65% de la résistance ultime en tension du boulon selon l'*Eurocode 9*, comparativement à 70% de la même valeur selon la *SFSJ*). Ceci fait en sorte que la résistance au glissement développée dans un joint où les boulons sont serrés conformément aux exigences de l'*Eurocode 9* sera plus faible que celle générée dans un assemblage répondant aux critères de l'*ADM*, si le coefficient de frottement des surfaces est le même et si l'on fait abstraction des divers coefficients de pondération. Tout comme le fait l'*ADM*, l'*Eurocode 9* recommande que deux rondelles d'acier galvanisé soit fournies avec chaque boulon. Toutefois, seuls sont permis les trous de boulons à dégagement standard, soit ceux pour lesquels le diamètre des trous excède de 2 mm le diamètre des boulons[3].

## DESCRIPTION DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

### Objectifs et contenu

L'utilisation des ABA en aluminium étant maintenant permise autant en Europe qu'en Amérique du Nord, la recherche portant sur ces assemblages devrait viser à améliorer leur fiabilité dans des applications types. Comme cette étude expérimentale du comportement des ABA en aluminium fait partie d'un projet à long terme dont le but ultime est le développement d'un système de pont routier en aluminium, son objectif général est donc de déterminer si des joints de ce type peuvent être utilisé de façon sécuritaire et efficace dans le contexte canadien. Par conséquent, un des objectifs particuliers de ce programme de recherche est de déterminer quels sont les paramètres qui peuvent influencer la résistance au glissement des ABA en aluminium et d'évaluer la portée de cette influence. Toutefois, comme on a pu le voir précédemment, les normes actuelles ne s'entendent pas sur les valeurs de coefficient de frottement devant être utilisées pour les surfaces d'aluminium (entre autres choses). Il est donc nécessaire de vérifier d'abord si les procédures d'essai recommandées par l'*ADM* et l'*Eurocode 9* peuvent conduire à des résultats différents lorsqu'elles sont utilisées pour déterminer le coefficient de frottement développé dans des ABA pour lesquels les surfaces d'aluminium ont été traitées de façon identique. Un programme expérimental comprenant 86 essais de résistance au glissement par frottement a donc été conçu en fonction de ces deux objectifs principaux.

La première partie de ce programme expérimental, comprenant 10 essais, porte sur la comparaison des procédures d'essai. Cinq essais ont donc été réalisés sur des corps d'épreuve, tels que prescrits par la procédure recommandée dans l'*ADM*, et cinq selon la procédure de l'*Eurocode 9*. Pour ces deux séries, des plaques d'aluminium 6061–T6 ont été traitées au préalable par jet d'abrasif conformément à la norme NACE n°3 / SSPC – SP6[4] pour obtenir un profil moyen des aspérités de 1,5 mils (0,038 mm). Les résultats de cette comparaison sont présentés dans un autre article (Fortin et al, 2001).

---

[3] Pour les boulons dont le diamètre n'est pas supérieur à 24 mm.

[4] *Commercial blast cleaning*, norme de traitement de surface du *Steel Structures Painting Council*, 1994.

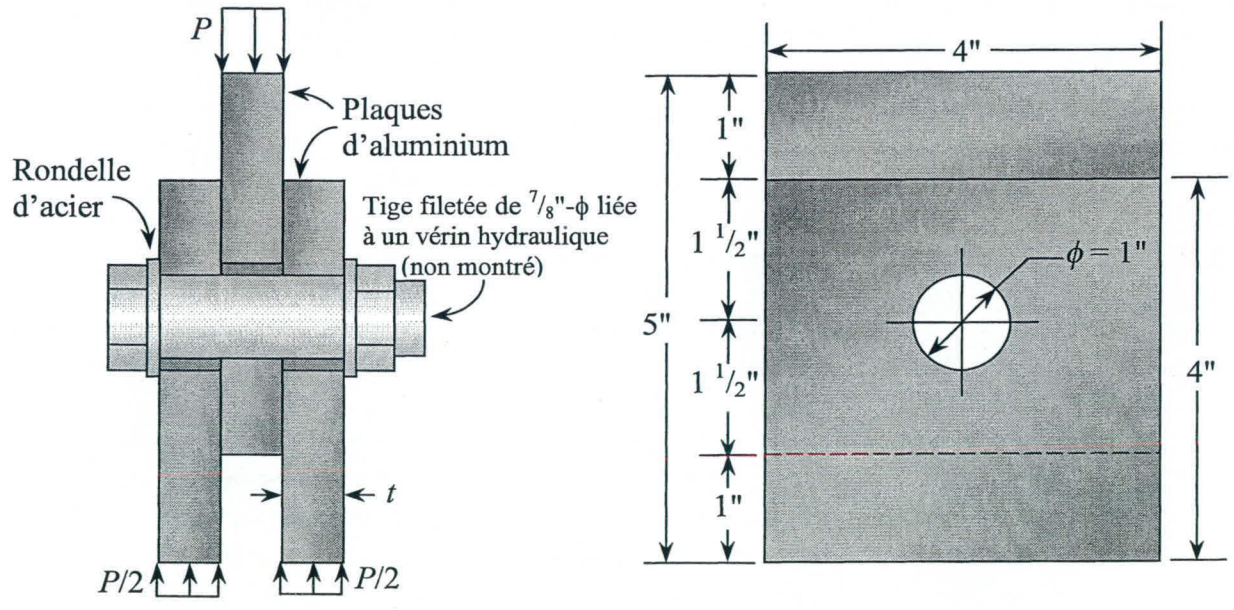
La deuxième partie de ce programme expérimental est quant à elle dédiée à l'étude du comportement des ABA dans le contexte canadien et à l'étude des paramètres pouvant influencer leur résistance au glissement. Les paramètres choisis pour cette étude sont les suivants :

- intensité du traitement par jet d'abrasif auquel ont été soumises les surfaces d'aluminium;
- cycles saisonniers de température et températures hivernales extrêmes;
- relaxation des boulons;
- épaisseur totale des pièces d'un assemblage;
- intensité de la force de précontrainte appliquée par les boulons (influence du diamètre des boulons);
- nombre de rondelles utilisées avec chaque boulon.

De façon à pouvoir déterminer si ces paramètres ont une quelconque influence sur la résistance au glissement et le coefficient de frottement développés dans un ABA en aluminium, 76 essais ont été réalisés dans cette deuxième partie du programme expérimental. Séparés en séries afin de pouvoir évaluer de façon indépendante les effets de chaque paramètre, ces essais ont tous été réalisés sur des corps d'épreuve composés de plaques d'aluminium 6061–T6 et selon la procédure d'essai recommandée dans l'*ADM*.

**Description de la procédure d'essai**

Selon l'*ADM*, les essais visant à déterminer le coefficient de frottement d'ABA en aluminium doivent être effectués selon la procédure d'essai décrite dans la *SFSJ* (*RCSC*, 1994), développée initialement pour les joints boulonnés en acier. Cette procédure consiste en une série d'essais de résistance au glissement réalisés sur des corps d'épreuve tels que celui montré sur la figure 1. Ces corps d'épreuve doivent être testés sous une charge de compression jusqu'à ce que la plaque centrale glisse par rapport aux plaques de recouvrement.




a) Vue en coupe b) Vue en élévation

Figure 1 - Corps d'épreuve de la procédure d'essai américaine (*Alum. Assoc.*, 2000 ; *RCSC*, 1994)

Dans la procédure du *RCSC*, les plaques métalliques doivent être soumises à une précontrainte normale correspondant à la tension minimale requise pour un boulon A490 de $^{7}/_{8}$" de diamètre (49 000 lb, soit 218 kN; *RCSC*, 1994). Cette précontrainte doit être mesurée et maintenue tout au long d'un essai avec une précision de 1%, jusqu'à ce que le glissement se produise. Comme l'illustre la figure 2, le critère de glissement dépend de la courbe charge – déplacement obtenue d'un essai, qui peut être de trois types (*a*, *b* ou *c*).

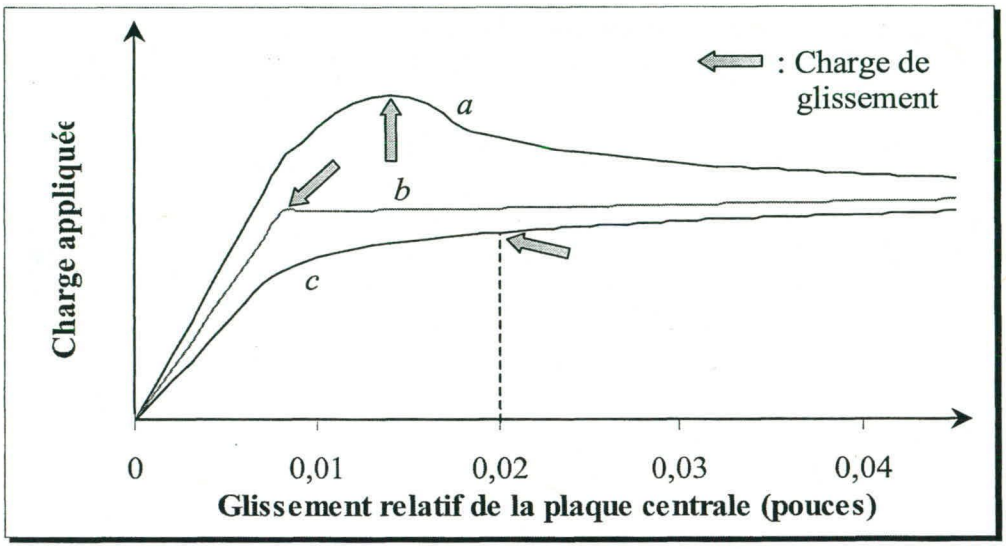



Figure 2 – Critère de glissement pour la procédure d'essai américaine (*Alum. Assoc.*, 2000 ; *RCSC*, 1994)

Une fois la charge de glissement ($F_s$) obtenue, le coefficient de frottement $\mu$ peut être calculé en utilisant l'équation $\mu = F_s /(2 \times F_p)$ (*RCSC*, 1994), dans laquelle $F_p$ est la force de précontrainte appliquée au corps d'épreuve. Pour un traitement de surface donné, on doit retenir comme coefficient de frottement caractéristique la valeur moyenne obtenue pour une série de cinq essais.

La procédure d'essai du *RCSC* ayant été développée pour l'acier, deux modifications ont dû lui être apportées dans cette étude, afin de refléter adéquatement les conditions pouvant généralement être rencontrées dans les structures d'aluminium et pour tenir compte des objectifs particuliers du programme expérimental. En premier lieu, la force de précontrainte appliquée aux échantillons a été réduite pour correspondre à la tension minimale requise pour un boulon A325, étant donné que les boulons A490 sont interdits dans les structures d'aluminium, à cause de leur susceptibilité à la fragilisation par l'hydrogène lorsqu'ils sont galvanisés. Concrètement, ceci se traduit par l'application d'une force de précontrainte égale à 39 000 lb, soit 173 kN.

Cette force de précontrainte a été appliquée aux corps d'épreuve en utilisant des boulons munis de jauges de déformation, au lieu du système de mise en charge recommandé dans la procédure du *RCSC*, dont les éléments principaux sont une tige filetée et un vérin hydraulique. Cette façon de faire a été jugée plus représentative des conditions réelles prévalant dans un assemblage boulonné, même si elle implique que la force de précontrainte ne peut plus être gardée constante durant toute la durée d'un essai. En effet, l'utilisation de boulons jaugés permet aux corps d'épreuve de se comporter comme des ABA le feraient dans une structure réelle, où l'intensité de

la tension dans les boulons est influencée par les effets des charges appliquées sur la structure. Il s'agit également du seul moyen pratique permettant de réaliser des essais à basse température dans une chambre froide, où l'utilisation d'un vérin hydraulique peut être particulièrement problématique. De façon à s'assurer que les boulons jaugés sont adéquatement mis en tension, ceux-ci ont été calibrés sur une presse hydraulique avant le boulonnage. Le serrage a ensuite été effectué en tournant l'écrou avec une clé dynamométrique jusqu'à ce que la valeur de voltage, mesurée à partir des jauges et correspondant à la tension requise, soit atteinte. Une précision inférieure à 1% sur la force de précontrainte effective a pu être obtenue avec cette méthode, à partir de calculs basés sur les courbes de calibration.

## RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Bien que nous ayons évalué, dans cette étude expérimentale, l'influence de plusieurs paramètres sur la résistance au glissement des ABA en aluminium, nous nous limiterons, dans ce qui suit, à discuter des résultats obtenus pour les essais portant sur l'influence du traitement de surface et de l'intensité de la force de précontrainte appliquée aux corps d'épreuve.

### Influence de l'intensité du traitement de surface

Bien que l'*ADM* et l'*Eurocode 9* permettent maintenant, tous deux, l'utilisation des ABA en aluminium, il demeure nécessaire d'obtenir davantage de données expérimentales sur l'efficacité des assemblages boulonnés en aluminium à développer une résistance au glissement utilisable en pratique. Quinze essais ont donc été effectués sur des corps d'épreuve dont les plaques d'aluminium ont été soumises à des traitements de différente intensité en termes de rugosité des surfaces. Des boulons jaugés de $^{7}/_{8}$" (22,23 mm) de diamètre ont été utilisés pour ces corps d'épreuve.

Cinq essais ont été réalisés avec des corps d'épreuve dont les plaques d'aluminium ont subi un traitement par jet d'abrasif conforme à la norme NACE n°3 / SSPC – SP6 de façon à obtenir un profil moyen des aspérités égal à 1,5 mils (0,038 mm), ce qui est considéré comme le traitement de surface standard pour cette étude. Cinq autres essais ont été menés sur des corps d'épreuve dont le plaques ont été traitées pour obtenir un profil de 2,0 mils (0,051 mm), alors que les cinq derniers corps d'épreuve avaient des plaques d'aluminium avec surfaces telles que produites (*mill finish aluminum*). Pour ces quinze corps d'épreuve, les boulons ont été serrés de façon à atteindre la tension minimale requise par la *SFSJ* pour des boulons A325 de $^{7}/_{8}$" de diamètre (39 000 lb, soit 173 kN) et les essais ont été menés conformément à la procédure d'essai modifiée décrite précédemment. Les résultats de ces essais sont présentés dans le tableau 2 ci-dessous.

Tableau 2 – Influence du traitement sur la résistance au glissement

| Profil moyen des aspérités de surface | Coefficient de frottement moyen, $\overline{\mu}$ | Écart type, $\sigma$ | Charge de glissement moyenne (kN) |
|---|---|---|---|
| Aluminium tel que produit | 0,252 | 0,033 (13,0%) | 89,4 |
| 1,5 mils (0,038 mm) | 0,419 | 0,048 (11,4%) | 143 |
| 2,0 mils (0,051 mm) | 0,546 | 0,038 (6,9%) | 191 |

Les valeurs données dans le tableau 2 démontrent hors de tout doute qu'un traitement adéquat des plaques d'aluminium permet de développer dans des ABA une résistance au glissement suffisante pour être utilisable en pratique. En effet, les coefficients de frottement obtenus pour les surfaces d'aluminium ayant un profil de 2,0 mils sont aussi élevés que ceux recommandés aux USA pour des plaques d'acier traitées par jet d'abrasif (*blast-cleaned steel surfaces*; Kulak et al., 1987; *RCSC*, 1994). On doit toutefois noter que le coefficient de frottement moyen obtenu pour ce traitement de surface (0,55) est moins élevé que celui rapporté par Kissell et Ferry (1997) pour le même profil (0,62), obtenu toutefois avec une force de précontrainte plus élevée, correspondant à celle des boulons A490. Pour leur part, les surfaces d'aluminium ayant un profil de 1,5 mils ($\mu = 0{,}42$) se comparent avantageusement aux surfaces d'acier de classe C (acier galvanisé nettoyé au jet d'abrasif), pour lesquelles un coefficient $\mu$=0,35 doit être considéré (*RCSC*, 1994).

On remarquera aussi que les coefficients de frottement obtenus pour les surfaces traitées sont à première vue supérieurs au maximum recommandé dans l'*Eurocode 9* (voir tableau 1). Une comparaison directe est toutefois biaisée, puisque les valeurs recommandées dans l'*Eurocode 9* incluent déjà une correction pour tenir compte de la variabilité statistique de $\mu$ (à partir d'un coefficient expérimental moyen $\overline{\mu}$ et de l'écart type $\sigma$, $\mu = \overline{\mu} - 1{,}83\sigma$ ; *CEN*, 1998), alors que la *SFSJ* recommande d'utiliser directement, dans le calcul de la résistance au glissement, le coefficient de frottement expérimental moyen obtenu des essais.

Enfin, notons que les plaques d'aluminium avec surfaces non traitées semblent posséder un coefficient de frottement deux fois plus élevé que ce qui était rapporté dans la première version de l'*ADM* (*Alum. Assoc.*, 1994). Cette valeur ($\mu = 0{,}25$) n'est toutefois pas assez élevée pour que l'on puisse envisager de réaliser des ABA avec des plaques d'aluminium non traitées.

En résumé, on peut donc considérer que, pour un ABA pour lequel les surfaces d'aluminium ont été traitées au jet d'abrasif de façon à obtenir un profil moyen de 1,5 mils (0,038 mm), un coefficient de frottement $\mu$ égal à 0,40 serait sécuritaire, à condition que la résistance au glissement soit calculée en respectant les exigences de l'*ADM*.

**Influence de l'intensité de la force de précontrainte**

Compte tenu de la moins grande résistance à l'écrasement de l'aluminium, comparée à celle de l'acier, il est possible que les aspérités développées sur une surface d'aluminium par un traitement par jet d'abrasif soient aplanies par une force de précontrainte trop élevée, ce qui risquerait de réduire le coefficient de frottement des plaques d'aluminium. Il a donc été jugé nécessaire de vérifier si la variation de la force de précontrainte pouvait avoir une influence sur la résistance au glissement d'ABA en aluminium.

Comme les boulons A490 sont interdits dans les structures d'aluminium en Amérique du Nord, pour la raison mentionnée précédemment, le seul moyen de faire varier la force de précontrainte appliquée sur un ABA en aluminium (outre le fait d'augmenter ou diminuer le nombre de boulons, évidemment) est de faire varier le diamètre des boulons utilisés. Deux séries de cinq essais ont donc été effectuées selon la procédure décrite ci-dessus sur des corps d'épreuve constitués de plaques d'aluminium rendues rugueuses selon le traitement de surface produisant un profil de 1,5 mils. Dans la première série, des boulons de $^3/_4$" (19,05 mm) de diamètre

précontraints à 28 000 lb (125 kN) ont été utilisés, alors que pour la seconde, une précontrainte de 19 000 lb (84,5 kN) a été appliquée sur les corps d'épreuve par des boulons de $^5/_8$" (15,88 mm) de diamètre. Pour les deux séries, les plaques d'aluminium étaient percées de trous dont le diamètre dépassait de $^1/_8$" (3,18 mm) le diamètre du boulon. Les résultats obtenus de ces deux séries peuvent être comparés à ceux provenant des essais décrits ci-dessus, pour lesquels les corps d'épreuve ont été assemblés avec des boulons de $^7/_8$", comme le montre le tableau 3.

Tableau 3 – Influence de l'intensité de la force de précontrainte sur le coefficient de frottement

| **Intensité de la précontrainte** | **Coefficient de frottement moyen, $\overline{\mu}$** | **Écart type, $\sigma$** | **Charge de glissement moyenne (kN)** |
|---|---|---|---|
| 173 kN (boulons $^7/_8$") | 0,419 | 0,048 (11,4%) | 143 |
| 125 kN (boulons $^3/_4$") | 0,536 | 0,087 (16,7%) | 129 |
| 84,5 kN (boulons $^5/_8$") | 0,430 | 0,029 (4,1%) | 74,7 |

Les données du tableau 3 semblent démontrer que l'intensité de la force de précontrainte influence le coefficient de frottement moyen développé dans un ABA en aluminium, pour un traitement de surface donné. On constate, en effet, que le coefficient de frottement moyen de la série d'essais réalisés sur des corps d'épreuve dont les boulons ont $^3/_4$" de diamètre est significativement plus élevé que ceux résultant des deux autres séries d'essais. On serait donc porté à croire que la précontrainte élevée développée par les boulons de $^7/_8$" génère une pression excessive qui aplanit les aspérités de surface et réduit le coefficient de frottement des plaques d'aluminium par rapport à la valeur observée pour les corps d'épreuve avec boulons de $^3/_4$". Dans les faits, la pression exercée sous les rondelles par les boulons de $^7/_8$" est fort probablement comparable à celle exercée par les boulons de $^3/_4$". En effet, en posant l'hypothèse simplificatrice que la pression générée par les boulons est répartie uniformément sous la surface des rondelles (ce n'est évidemment pas le cas en réalité), on obtient, dans les conditions présentes (trous de diamètre $^1/_8$" plus grand que celui des boulons) une pression de 177 MPa sous les rondelles pour les boulons de $^3/_4$", par rapport à 166 MPa pour les boulons de $^7/_8$". Comme les pressions réelles exercées sur les surfaces d'aluminium sont fort probablement dans les mêmes proportions, il apparaît clair que les variations observées pour $\mu$ ne proviennent pas d'un écrasement des aspérités sous la précontrainte appliquée par les boulons de $^7/_8$". Des essais additionnels apparaissent donc nécessaires avant qu'une position définitive ne puisse être établie à propos de l'influence d'une variation de la force de précontrainte sur le coefficient de frottement de surfaces d'aluminium. Néanmoins, on peut dire, d'après les données présentées dans le tableau 3, qu'un coefficient de frottement $\mu$ égal à 0,40 apparaît sécuritaire pour le traitement de surface appliqué, et ce peu importe le diamètre des boulons (à condition que l'assemblage soit conçu conformément aux exigences de l'*ADM*).

## CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Bien qu'ayant été interdits dans les structures d'aluminium en Amérique du Nord pendant de nombreuses années, les assemblages boulonnés antiglissement sont maintenant reconnus et autorisés par l'*Aluminum Design Manual* (*Alum. Assoc.*, 2000). Ces assemblages constituent un moyen fiable d'accroître la résistance en fatigue d'un ouvrage d'art en aluminium et de prévenir

les déformations géométriques provenant du mouvement relatif des pièces assemblées qui pourraient compromettre son bon comportement sous les charges de service. Les résultats expérimentaux présentés ici tendent d'ailleurs à justifier ce point de vue, puisque des coefficients de frottement comparables à ceux recommandés dans le domaine de l'acier ont pu être obtenus pour des surfaces d'aluminium adéquatement traitées par jet d'abrasif.

En particulier, un coefficient de frottement $\mu$ égal à 0,40 est recommandé pour des assemblages boulonnés antiglissement en aluminium pour lesquels les surfaces en contact ont été traitées par jet d'abrasif conformément à la norme NACE nº3 / SSPC – SP6, de façon à produire un profil moyen des aspérités de surface de 1,5 mils (0,038 mm). Ce coefficient de frottement ne doit toutefois être utilisé que si le calcul de la résistance au glissement est fait en respectant les exigences de l'*Aluminum Design Manual* pour les assemblages antiglissement en aluminium.

Il a également été établi que cette valeur de $\mu$ peut être utilisée sécuritairement pour des assemblages où les boulons ont un diamètre compris entre $^5/_8$" (15,88 mm) et $^7/_8$" (22,23 mm). Des essais additionnels demeurent toutefois nécessaires afin de définir avec exactitude comment la variation de la force de précontrainte appliquée peut influencer le coefficient de frottement des surfaces d'aluminium.

## REMERCIEMENTS

Les auteurs souhaitent remercier le Centre Québécois de Recherche et Développement de l'Aluminium (CQRDA), le Conseil de Recherche en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG), le Fonds pour la Formation de Chercheurs et l'Aide à la Recherche (FCAR) et le ministère des Transports du Québec pour le soutien financier apporté à ce projet.

## RÉFÉRENCES

1) THE ALUMINUM ASSOCIATION, 1994 (1ère édition) et 2000 (2ème éd.), *Aluminum Design Manual - Specifications & Guidelines for Aluminum Structures*, Washington, D.C., USA.
2) COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN), 1998, Eurocode 9 : Design of aluminium structures – Part 1-1 : General rules – General rules and rules for buildings, pré-norme européenne ENV 1999-1-1, Bruxelles, Belgique.
3) EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK (ECCS), 1978, *European Recommandations for Aluminium Alloy Structures (ERAAS)*, 1ère édition.
4) FORTIN, D., BEAULIEU, D. and BASTIEN, J., 2001, Experimental investigation of aluminum friction-type connections, *INALCO 2001, 8th International Conference on Joints in Aluminium*, Munich, Allemagne.
5) KISSELL, J. Randolph. et FERRY, Robert L., 1997, Aluminum Slip-Resistant Connections, *Building to last - 15th Structures Congress,* Portland, Oregon, Vol. 2, pp. 836-840.
6) KULAK, Geoffrey L., FISHER, John W. et STRUIK, John H.A., 1987, *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*, 2ème édition, John Wiley & Sons, Toronto, Canada.
7) RESEARCH COUNCIL ON STRUCTURAL CONNECTIONS (RCSC), 1994, *Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*, publié par l'American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois, USA.

# CONCEPTION DE GLISSIÈRES DE BÉTON DE TYPES PL2 ET PL3 RENFORCÉES AVEC DE L'ARMATURE EN MATÉRIAUX COMPOSITES

**B. Benmokrane, R. Masmoudi, E. Beaumier**
Département de génie civil, ISIS-Canada, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec J1K 2R1

RÉSUMÉ

Les glissières de ponts en béton armé sont exposées à des conditions environnementales très agressives qui accélèrent davantage le processus de corrosion de l'armature d'acier et qui font éclater le béton. La corrosion de l'acier et l'éclatement du béton endommagent l'intégrité structurale des glissières , réduisent leur capacité à l'impact et leur durée de vie et engendrent des coûts de réparation et de remplacement élevés qui peuvent atteindre, dans certains cas, plus du double du coût de construction initial. Pour éliminer ce problème, on propose l'utilisation d'une armature non-corrosive en matériaux composites. Le remplacement de l'armature d'acier par une armature en matériaux composites permettra de concevoir des glissières très durables comparativement au glissières conventionnelles. La conception et la sélection des glissières en béton sont basées sur un indice d'exposition qui dépend des conditions d'opération ainsi que sur l'environnement de la structure. Un niveau de performance (PL-1, 2, 3) minimum requis est établi ayant comme caractéristique une hauteur minimum à respecter. De plus, le nouveau Code Canadien sur le Calcul des Ponts Routiers (CCCPR) qui vient de rentrer en vigueur a modifié les dispositions du Code concernant les glissières pour les ponts routiers.

Dans ce contexte, et dans le cadre d'un projet de recherche en partenariat avec le ministère des Transports du Québec (Direction des Structures) et la compagnie Pultrall Inc., (Thetford Mines, Québec), fabriquant de l'armature à béton Isorod en matériaux composites, un programme expérimental d'essais statiques et d'essais d'impact sur des glissières de béton de types PL2 et PL3 renforcées avec de l'armature en matériaux composites, a été entrepris au département de génie civil de l'Université de Sherbrooke. Le projet de recherche est constitué des quatre Phases d'études suivantes:

- *Phase* I: Essais de chargement statique sur des glissières de types PL2 et PL3 armées de barres en acier et de barres en matériaux composites avec l'armature de liaison dalle/mur en acier;
- *Phase II*: Essais de chargement statique sur des glissières de types PL2 et PL3 armées entièrement avec de l'armature en matériaux composites incluant l'armature de laison dalle/mur;
- *Phase III*: Essais d'impact par pendule sur des glissières de types PL2 et PL3 à grande echelle installées sur le terrain.
- *Phase IV*: Mise en application sur des ponts routiers.

Douze glissières (de longueur chacune de 2 m) ont été testées en laboratoire sous chargement statique et huit (de longueur chacune de 10 m ) ont été fabriquées sur le terrain pour les essais d'impact au pendule. Les différents travaux entrepris et les résultats obtenus feront l'objet de cette communication.

# L'évaluation de l'expansion résiduelle des ouvrages atteints de réactivité alcalis-silice

Patrice Rivard, Gérard Ballivy, Marc-André Bérubé
Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB)
Université de Sherbrooke-Université Laval

Jean-Pierre Ollivier
Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC)
INSA-UPS Toulouse, France

**Résumé :** Les ouvrages d'art atteints de réactivité alcalis-silice (RAS) représentent un problème complexe à gérer. Des travaux ont été entrepris afin de développer une méthode fiable pour la prédiction de la durée résiduelle de la RAS. L'approche expérimentale combine la quantification dans le temps des deux réactants impliqués dans la réaction : les hydroxydes alcalins dissous dans la solution interstitielle et la quantité de silice réactive dans les granulats.

La solution interstitielle des éprouvettes est extraite par pression à des périodes de 1, 4, 12, 24, 36, 52 et 76 semaines afin de suivre l'évolution du pH et des concentrations en ions alcalins ($Na^+$, $K^+$). Des granulats grossiers sont actuellement soumis à une dissolution sélective, ce qui permet de dissoudre seulement la silice réactive et ainsi estimer l'expansion future dans un contexte où suffisamment d'ions hydroxydes alcalins sont présents pour maintenir la réaction.

Les résultats préliminaires démontrent qu'une portion des alcalis en solution dans le béton est lessivée lors des essais d'expansion en air humide. D'autre part, la pression de 400 MPa ne semble pas suffisante pour extraire la solution de bétons de rapport E/C inférieur à 0.40. L'alcalinité de la solution influence également le taux et la quantité de silice réactive dissoute

## 1. Introduction

Les ouvrages d'art atteints de réactivité alcalis-silice (RAS) représentent un problème complexe à gérer. D'abord, le gonflement du béton et la détérioration précoce qui accompagnent la RAS engendrent des coûts de réparation énormes. Ensuite, si le diagnostic et les moyens de prévention sont désormais maîtrisés, la prédiction de la durée et de l'ampleur du gonflement résiduel demeure à ce jour une question sans réponse précise. Cette information est pourtant cruciale dans la planification et la gérance des travaux de maintenance et de réhabilitation des structures affectées. Dans la majorité des cas, les travaux effectués se résument à des essais d'expansion résiduelle, soit en air humide (plutôt longs), soit dans une solution de NaOH où les échantillons ne sont pas testés avec leur propre contenu en alcalis et où l'expansion mesurée correspond plutôt à une expansion potentielle ultime.

Afin de pallier ce problème, des travaux ont été entrepris conjointement par le Centre de recherche interuniverstiare sur le béton (CRIB) et le Laboratoire matériaux et durabilité des constructions (LMDC) de Toulouse à l'hiver 1999. Le résultat final escompté est le développement d'une méthode fiable pouvant être utilisée pour la prédiction de la durée résiduelle de la RAS. Plus spécifiquement, ce projet vise les objectifs suivants :

1. caractérisation de l'évolution chimique de la solution interstitielle en regard du pH et des ions alcalins ($Na^+$, $K^+$);
2. quantification de la consommation de silice réactive impliquée dans la réaction;

3. application des techniques développées pour estimer la durée résiduelle de la réaction au sein de structures atteintes de RAS.

Cet article présente l'avancement des travaux réalisés jusqu'à maintenant et propose les axes de recherches futures afin d'amener une discussion sur le sujet.

## 2. Approche expérimentale

Comme toutes réactions chimiques, la réaction alcalis-silice évolue dans le temps, impliquant la consommation de réactants. Il s'agit ici d'une réaction solide-liquide entre certaines phases siliceuses des granulats et les ions hydroxydes alcalins dans la solution interstitielle du béton.

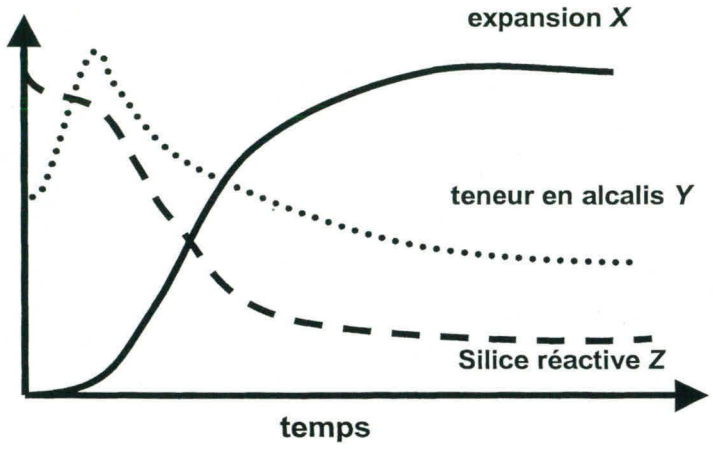



**Figure 1 Quantification des paramètres de la réaction**

Schématiquement, à partir de plusieurs séries d'éprouvettes suivies dans le temps, un « état » est associé à chaque niveau d'expansion mesuré sur une éprouvette (Fig. 1). Par état, nous entendons une quantité résiduelle d'alcalis en solution et de silice réactive. En d'autres mots, à un niveau d'expansion $X$ correspond une teneur en alcalis $Y$ dans la solution interstitielle et une quantité de silice réactive résiduelle $Z$ dans les granulats. Sur cette base, il sera possible d'évaluer le niveau d'expansion finale du béton.

## 3. Méthodologie

### *3.1 Matériaux et conditions expérimentales*

Deux granulats réactifs typiques ont été testés : le grès de Potsdam et le calcaire Spratt. Ces deux roches présentent des comportements passablement différents, tant au plan des mécanismes de réaction et de la cinétique d'expansion que des indices pétrographiques de réaction. Un troisième granulat, le calcaire de Limeridge, a été utilisé comme témoin (non réactif). Deux mélanges ont été préparés, soit un mélange *laboratoire* et un mélange *barrage*. Le premier est inspiré de la norme CSA A23.2-14A (essai sur prisme de béton) : un rapport eau/ciment de 0,40 et un dosage en ciment de 420 kg/m³. La composition du deuxième mélange se voulait proche de celles qui furent couramment utilisés pour des ouvrages de masse tel le barrage de Beauharnois: E/C de 0,55 et dosage en ciment de 320 kg/m³. Le contenu en alcalis des deux mélanges a été rehaussé à 1,25% par l'ajout de granules de NaOH à l'eau de gâchage. Ce rehaussement permet d'obtenir des expansions significatives dans un laps de temps raisonnable. Entre 16 et 18 éprouvettes (75 x 75 x 300 mm) ont été fabriquées pour chaque mélange pour être placées sur des grillages à

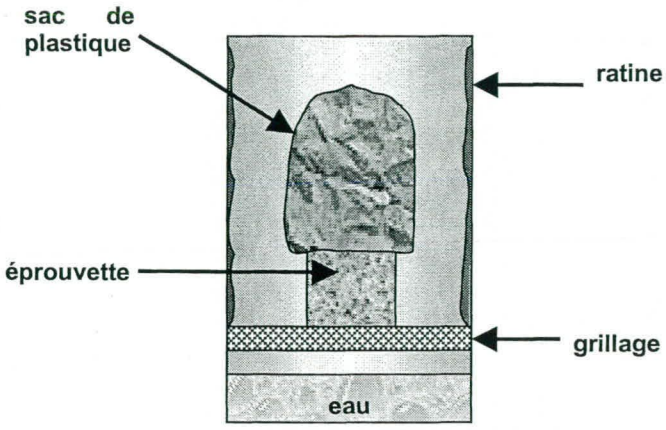



**Figure 2 Condition d'entreposage des éprouvettes**

l'intérieur de seaux hermétiques tapissés de ratine (Fig. 2). Environ 2 cm d'eau assurent les conditions d'humidité élevée à l'intérieur des seaux. Les éprouvettes ont été coiffées d'un sac de plastique afin de limiter le lessivage des alcalis. Les seaux sont entreposés à 38°C et des mesures d'allongement des éprouvettes sont prises à intervalle régulier depuis plus d'un an.

*3.2 Analyse de la solution interstitielle*

La solution interstitielle des éprouvettes est extraite par pression à des échéances de 1, 4, 12, 24, 36, 52 et 76 semaines. La procédure d'extraction est relativement simple. Les éprouvettes sont d'abord concassées à l'aide d'un marteau puis des fragments sans granulat grossier sont prélevés et insérés dans une cellule en acier d'un diamètre de 65 mm. Un piston permet la compression des fragments, "expulsant" l'eau de la pâte qui est récoltée par un petit canal percé à la base de la cellule. Les pressions générées pour recueillir l'eau interstitielle sont de l'ordre de 1 200 kN, soit près de 400 MPa, la cellule ne pouvant supporter des contraintes supérieures sans risques d'éclatement. La solution interstitielle recueillie des éprouvettes est ensuite analysée par absorption atomique afin de connaître la concentration en ions hydroxyde ($OH^-$), sodium et potassium. L'eau stagnant au fond des seaux est également analysée à chacune des échéances d'extraction. Ceci a pour but d'estimer la perte en alcalis des éprouvettes par lessivage.

*3.3 Dissolution de la silice réactive*

Il a été démontré que la RAS implique la mise en solution de la silice réactive contenue dans les granulats. Dans un contexte où les ions $OH^-$ sont en concentration suffisante pour dissoudre toute la silice réactive, la réaction s'arrêtera lorsque les réserves de silice réactive seront épuisées. Cette phase du projet est réalisée en deux étapes. D'abord, la cinétique de dissolution de la silice propre au grès de Potsdam a été étudiée. Ensuite, une méthode d'évaluation de la silice résiduelle est en développement. Seulement les résultats de la première étape sont présentés ici.

Le protocole expérimental est le suivant. Plusieurs échantillons de 125 ± 1 g de grès de Potsdam 5-20 mm ont été placés dans deux séries de flacons hermétiques contenant des solutions de soude. Deux concentrations sont à l'étude, soit 0,5 M et 1M. Ces deux valeurs constituent vraisemblablement les limites inférieure et supérieure des concentrations rencontrées dans les bétons normaux atteints de RAS. Trois températures de conservation font l'objet de l'étude: 80°C, 38°C et 21°C. Pour chacune des températures, cinq échéances ont été choisies en fonction de la vitesse de la réaction (tableau 1). À l'échéance donnée, le flacon est retiré de l'étuve et refroidi rapidement sous l'eau du robinet. Une première filtration grossière permet de récolter les granulats qui sont rincés et séchés à l'étuve à 110°C jusqu'à masse constante. La solution est

ensuite filtrée sous vide puis le pH est immédiatement mesuré. Les concentrations en NaOH et en silice de la solution sont dosées par absorption atomique.

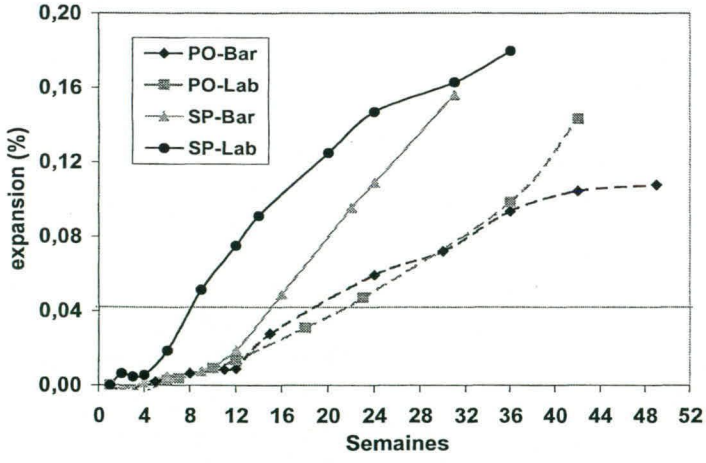
TABLEAU 1 CINETIQUE DE DISSOLUTION DE LA SILICE REACTIVE : ÉCHÉANCES D'ANALYSES

| Température | Échéance (semaine) |
|---|---|
| 21°C | 2, 7, 15, 24, 52 |
| 38°C | 2, 7,12, 20, 36 |
| 80°C | 2, 4, 7, 10, 15 |

## 4. Résultats

### *4.1 Expansion des éprouvettes*

L'expansion des éprouvettes est illustrée à la figure 3. Hormis le mélange PO-BAR qui semble atteindre son plateau, les trois autres mélanges continuent de gonfler à des taux différents. La réaction est plus lente et moins intense dans les bétons fabriqués avec le grès Potsdam que dans les bétons incorporant le calcaire Spratt, ce granulat étant beaucoup plus réactif.




*note : PO-Bar = grès de Potsdam, mélange barrage*
*PO-Lab = grès de Potsdam, mélange laboratoire*
*SP-Bar = calcaire Spratt, mélange barrage*
*SP-Bar = calcaire Spratt, mélange laboratoire*

**Figure 3 Expansion des éprouvettes**

### *4.2 Analyse de la solution interstitielle*

La méthode d'extraction de la solution interstitielle par pression fonctionne très bien avec les éprouvettes *barrage* (E/C = 0,55). Entre 5 et 10 ml de liquide sont recueillis à chaque essai. Toutefois, après 4 semaines, la méthode utilisée à Sherbrooke n'est plus efficace avec les éprouvettes *laboratoire* (E/C = 0,40). Aucun liquide n'a été récolté. Il est possible qu'une pression supérieure à 400 MPa permette d'extraire la solution interstitielle de bétons ayant un tel rapport E/C.

Trois éprouvettes sont analysées à chaque échéance. La variance des analyses pour une même échéance est relativement faible. Le coefficient de variation est compris entre 0 et 11%, étant de l'ordre de 6% pour les éprouvettes PO-BAR et de 8% pour les éprouvettes SP-BAR. L'évolution chimique des solutions interstitielles des mélanges Potsdam et Spratt présente des tendances parfois similaires, parfois contradictoires.

Potsdam : une chute importante de la concentration en alcalis survient après 4 semaines (Fig. 4a), un comportement anormal qui pourrait être attribué à une erreur expérimentale. La concentration atteint le niveau obtenu à 7 jours après 12 semaines puis décroît lentement dans le temps. Le pH présente une tendance décroissante jusqu'à 24 semaines puis croissante jusqu'à 36 semaines.

Spratt : après une légère hausse en sodium et potassium à 4 semaines, une tendance décroissante est observée jusqu'à la 24$^{e}$ semaine (Fig. 5a). Par contre, le pH de la solution interstitielle montre un comportement inverse.

Il est clair qu'une partie des hydroxydes alcalins contenus dans les éprouvettes est lessivée et se retrouve dans l'eau au fond des seaux (Fig. 4b et 5b). Le pH et la concentration en alcalis de l'eau des seaux présentent une tendance croissante dans le temps.

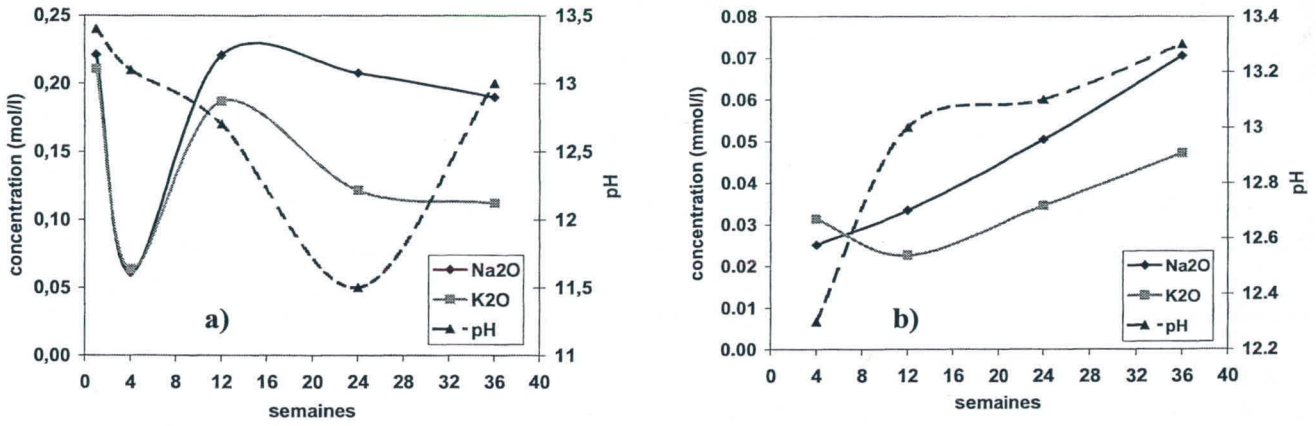



**Figure 4 Mélange Potsdam barrage : a) solution interstitielle b) eau au fond des seaux**

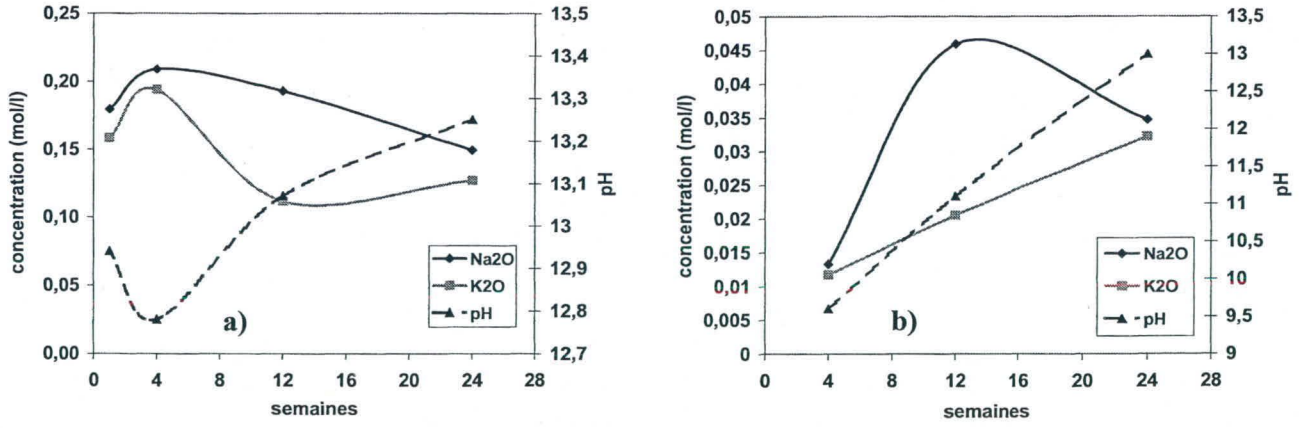



**Figure 5 Mélange Spratt barrage : a) solution interstitielle b) eau au fond des seaux**

*4.3 Dissolution de la silice*

Les essais à 38°C et 21°C étant beaucoup plus lents et étant en cours au moment de la rédaction de l'article, seuls les résultats à 80°C sont présentés.

Variation de la silice dissoute dans le temps : on observe une tendance linéaire durant les cinq premières semaines, puis un ralentissement conduisant à ce qui semble devenir un plateau (Fig. 6a). La réaction de dissolution de la silice peut être considérée d'ordre 1. En effet, dans les premiers temps la vitesse de réaction est constante et semble indépendante de la concentration en soude qui n'évolue que très peu après deux semaines (Fig. 6b). Toutefois, la concentration originale en soude, et par conséquent en ion $OH^-$, demeure le facteur limitant la réaction. Le rapport des plateaux est de l'ordre de 2, ce qui correspond au rapport des concentrations. Malheureusement, aucun échantillon n'était disponible après la 15$^e$ semaine (tous analysés), ce qui nous empêche de certifier que la réaction est bien terminée après 15 semaines. Des essais sont actuellement en cours afin de pallier à ce manque de données.

Variation de la masse des granulats : la perte de masse des granulats correspond au passage en solution de la silice des granulats. Une relation linéaire existe entre le pourcentage de perte de masse et la concentration en silice en solution telle que mesurée par absorption atomique (Fig.7). Ceci est également confirmé par le bilan des masses (masse de silice mesurée en solution = perte de masse nette des granulats). On remarque néanmoins qu'un point s'éloigne de la tendance. La perte de masse enregistrée est beaucoup trop faible, ce qui provient vraisemblablement d'une erreur de manipulation.

Variation du pH dans le temps : le pH présente une décroissance linéaire durant les sept premières semaines (Fig. 8). Le taux est similaire pour les deux solutions. Le pH semble se stabiliser à 10 semaines dans le cas de la solution à 0,5 M. La chute semble par contre se poursuivre dans la solution à 1 M. Une relation directe existe entre la baisse du pH et la quantité de silice en solution. Ceci semble normal puisque la solubilisation de la silice acidifie la solution trempage en consommant des ions $OH^-$.

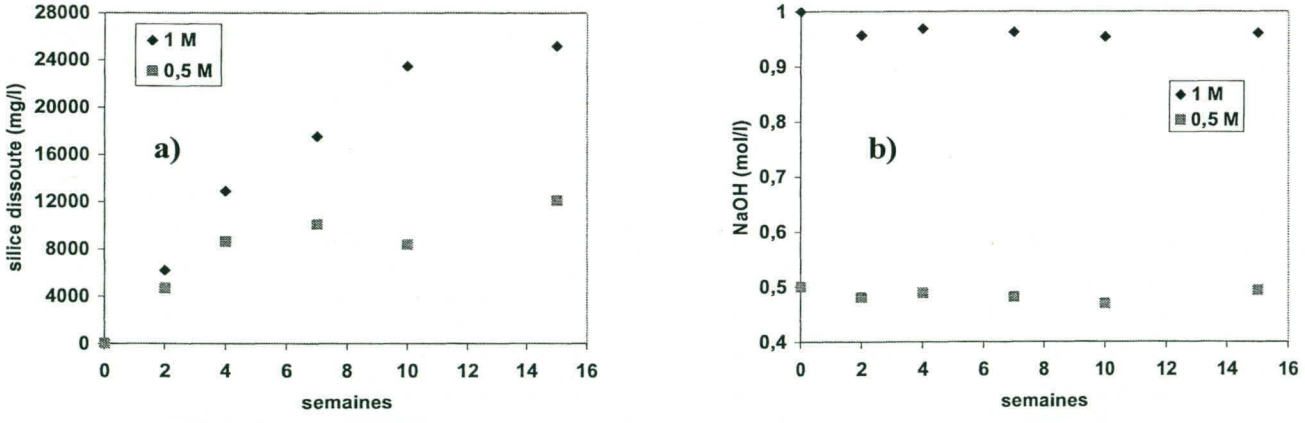



**Fig. 6 Variation dans le temps de la concentration en a) silice, b) soude**

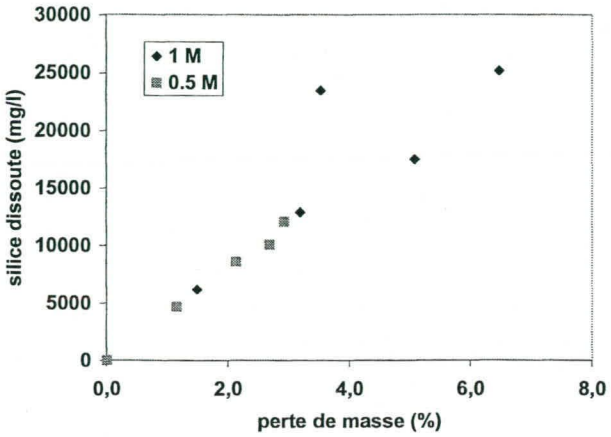



**Fig. 7 Relation entre la quantité de silice en solution et la perte de masse des granulats**

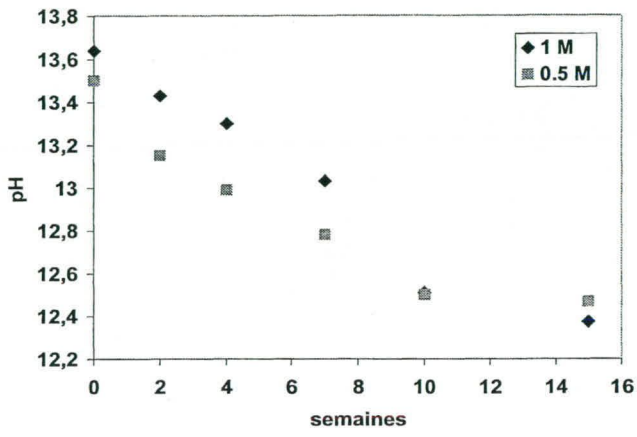



**Fig. 8 Variation dans le temps du pH**

## 5. Discussion

La composition de la solution interstitielle d'un béton normal non réactif évolue très lentement après 4 semaines de cure. Une légère croissance de l'alcalinité est observée entre 3 et 18 mois, passant de 0,65 M à 0,92 M [Duchesne et Bérubé 1994]. Des travaux ont démontré que les granulats peuvent relâcher en solution une certaine partie de leurs alcalis [Grattan-Bellew 1994, Bérubé et *al.* 2000]. Puisque le grès de Potsdam n'en contient pas (ou de façon tout à fait négligeable), la composition alcaline de la solution interstitielle ne peut être affectée par le granulat. Ce n'est pas le cas du calcaire Spratt, dont la teneur en $Na_2O_{eq}$ avoisine 0,1%. Même si cette valeur est très faible, elle peut avoir une incidence à long terme sur la composition chimique de la solution interstitielle.

Il est encore trop tôt pour conclure à l'incorporation des alcalis dans les produits de réaction à partir de nos résultats. Des travaux sont en cours sur un mélange témoin non réactif. Jusqu'à présent, la baisse d'alcalinité de la solution interstitielle semble surtout reliée au lessivage des alcalis.

La dissolution de la silice pourrait nous permettre d'évaluer la quantité de silice réactive résiduelle des granulats d'un béton atteint de RAS. Comme les essais se déroulent également à 21°C, une relation entre les températures sera mise en évidence. Les essais sur les granulats des bétons seront réalisés à 80°C et les résultats interprétés en fonction de températures maximales susceptibles d'être atteintes dans un ouvrage en service (environ 20°C).

## 6. Conclusion

Selon les résultats obtenus jusqu'à maintenant, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Une pression de 400 MPa ne semble pas suffisante pour les bétons ayant un rapport E/C de 0,40;
- les essais d'expansion réalisés conformément à la norme CSA engendrent un lessivage non négligeable des hydroxydes alcalins en solution dans les éprouvettes. La réaction pourrait s'arrêter prématurément suite à la perte de ces éléments ;
- une diminution de la concentration en NaOH conduit à 1) une baisse du taux de dissolution et de la quantité totale de silice dissoute, 2) un plateau atteint plus rapidement, la solution n'est plus assez agressive;
- dans le cas du grès de Potsdam, la variation de la masse des granulats permet de connaître la quantité de silice dissoute dans une solution de soude.

Les essais d'expansion et d'extraction par pression se poursuivent ce qui nous permettra de suivre l'évolution de la solution jusqu'au niveau d'expansion finale d'éprouvettes. Ceci pourrait nous permettre d'expliquer les comportements paradoxaux de la solution (alcalinité vs pH). L'influence du sable est également étudiée (relâchement possible d'alcalis). En outre, la mesure du contenu en portlandite, consommée au cours de la réaction, pourrait être utile afin de suivre l'évolution de la réaction. Pour ce qui est des essais de dissolution de la silice à 21°C et 38°C, les résultats préliminaires montrent que la vitesse de réaction est grandement réduite, très peu de silice étant détectée en solution après 10 semaines.

## 7. Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier tout le personnel technique du CRIB et du LMDC. La contribution d'Éric Dessureault, stagiaire au sein du Laboratoire de Mécanique des Roches et Géologie Appliquée de l'Université de Sherbrooke est également soulignée. Les granulats ont été gracieusement fournis par les carrières *Richard Capuano* de Melocheville (grès de Potsdam) et *Graymont* de Marbleton (calcaire Limeridge).

## Références

Bérubé, M.A., Dorion, J.F., Rivest, M. (2000) "Distribution of alkalis in concrete structures affected by ASR reactivity and contribution by aggregates", Comptes-rendus de la 11$^{e}$ Conférence internationale sur les RAG, Québec, juin 2000, p.139-148.

Duchesne, J., Bérubé, M.A. (1994) "Effectiveness of supplementary cementing materials in suppressing expansion due to ASR : another look at the reaction mechanisms - Part 2 : effect on the pore solution chemistry", *Cement and Concrete Research,* vol. 24, no 2, p.221-230.

Grattan-Bellew, P.E. (1994) "Alkali contribution from limestone aggregate to pore solution of old concrete", *ACI Materials Journal*, vol. 91, no 2, p.173-177.

# MESURE DE L'ADHÉSIVITÉ BARRE-BÉTON DANS UN OUVRAGE ATTEINT DE RÉACTIVITÉ ALCALIS-SILICE

Clermont Gravel, Gérard Ballivy
Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB)
Université de Sherbrooke

Vlad Gocevski
Direction Ingénierie
Hydro-Québec

**Résumé :** Des essais visant à caractériser l'adhésivité entre les barres d'armature et le béton d'une structure hydraulique atteinte de réactivité alcalis-granulats (RAG) ont été réalisés au Laboratoire de Mécanique des Roches de l'Université de Sherbrooke. Les travaux consistaient en des essais de flexion sur des poutres de grandes dimensions prélevées du barrage Beauharnois et en des essais d'arrachement des barres d'armature sur des blocs découpés des poutres. Des essais de caractérisation mécanique du béton ont aussi été effectués, tels des essais de compression uniaxiale, de résistance à la traction indirecte et directe, de module d'élasticité et de coefficient de Poisson .

Les résultats démontrent qu'aucune perte d'adhérence ne s'est produite. La RAG ne semble donc pas diminuer les propriétés d'adhérence entre les barres d'armature et le béton. Ces résultats sont importants car des réparations coûteuses et probablement non nécessaires peuvent ainsi être évitées dans certains cas où des structures en béton sont affectées par la RAG

## 1. Introduction

De nombreuses structures hydrauliques en béton au Québec sont atteintes de la réaction alcalis-granulats (RAG). Ce type de détérioration causée par l'attaque des granulats par les ions $OH^-$ du ciment se manifeste par le gonflement et la fissuration du béton. La réaction permet également le développement de contraintes importantes dans un béton confiné. Les problèmes associés à la RAG sont souvent combinés à d'autres causes de détérioration telles l'action du gel-dégel et la sulfatation du béton. Bérard et Roux (1986) identifiaient pas moins d'une vingtaine de barrages ou centrales au Québec endommagés par la RAG. Récemment, le Ministère des transports du Québec (1999) a émis des directives concernant les mesures préventives à prendre pour éviter ce type de réaction.

Le gonflement du béton atteint de RAG peut difficilement être contrôlé. En conséquence, l'évaluation de l'état du béton est nécessaire si l'on veut établir un programme de maintenance ou de réhabilitation d'une structure. Dans le cas d'un béton structural, la capacité flexionnelle du béton est une propriété importante de l'ouvrage. Elle est évaluée par des essais en flexion sur des poutres de béton armé. Cet essai permet également de vérifier la qualité de l'adhérence entre l'acier d'armature et le béton. L'adhérence peut aussi être mesurée directement à partir d'essais d'arrachement sur les barres d'armatures.

Cet article présente la méthodologie et les résultats de tels essais en flexion et en arrachement sur des poutres de béton découpées dans la centrale 1 du barrage Beauharnois. En général, les résultats d'essais de flexion sur des poutres de béton atteint de RAG montrent peu ou pas de perte de résistance en flexion, comme le rapportait, par exemple, l'étude de Fan et Hanson (1998).

## 2. Programme expérimental

Le barrage Beauharnois est situé à l'embouchure du canal Beauharnois à 32 km au sud-ouest de Montréal, Québec. Le barrage a une longueur de 865 m et est composé de trois centrales totalisant 37 groupes, encaissées à gauche et à droite de deux barrages poids en béton. Les structures ont été construites en trois étapes de 1928 à 1961. Le granulat utilisé est le grès de Potsdam réactif excavé du canal.

Les désordres structuraux causés par l'expansion du béton ont été attribués à la réaction alcalis-granulats en 1984 (ABBDL-TECSULT, 1984). Les déplacements verticaux mesurés à partir de bornes d'auscultation ont montré des taux de 60, 27 et 53 microdéformations par an ($\mu\varepsilon$/an) pour les barrages poids, centrales et prises d'eau respectivement (Gocevski et Rivest, 1993). Les trois centrales se déplacent vers l'amont, les centrales 1 et 2 de 1 mm/an et la centrale 3 de 0,5 mm/an.

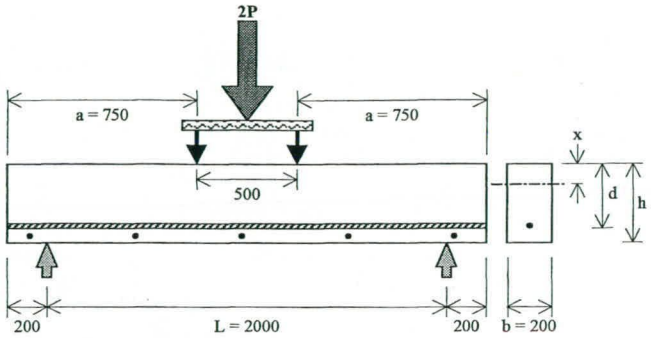
## 3. Essais de flexion

Six poutres ont fait l'objet d'essais en flexion. Les poutres sont renforcées longitudinalement par une barre d'acier crénelée de 25 mm de diamètre (ancienne barre américaine #8) et au niveau transversal par quelques barres d'acier de 19 mm de diamètre. Leur espacement est d'environ 0,5 m. La section des poutres est d'environ 200 × 300 mm pour trois poutres et de 200 × 400 mm pour les trois autres.

L'essai de flexion est aussi appelé essai des quatre points symétriques, i.e. deux points d'appui et deux points de chargement. Les poutres sont chargées par un vérin hydraulique d'une capacité de 200 kN sur une plaque d'acier posée sur deux cylindres d'acier en contact avec une mince plaque d'acier qui repose sur le béton. La distance entre les deux points de charge est de 0,5 m. Les deux appuis consistent en un support d'acier fixe à gauche du bâti et un appui mobile à droite soit un rouleau d'acier. Le chargement a été effectué en déplacement contrôlé à un taux moyen de 0,5 mm/minute. Les déflexions ont été mesurées à mi-portée à l'aide de deux LVDT. Les déformations du béton ont été mesurées avec des jauges collées sur la surface du béton. La figure 1 montre un schéma du montage de l'essai, la figure 2 une vue du montage et la figure 3 une vue de la rupture d'une poutre au cours d'un essai.

Une description du modèle de développement de la fissuration des poutres au cours des essais est la suivante: dès que le chargement atteint la résistance en tension du béton, la première fissure apparaît et est initiée à la fibre inférieure du béton dans la zone du moment maximum constant entre les deux points de charge. À ce stade, la résistance en tension du béton est transférée à l'acier. Au fur et à mesure que le chargement progresse, de nouvelles fissures verticales apparaissent et croissent en direction de la surface neutre. Les fissures près des supports s'inclinent éventuellement en diagonale vers les points de charge.

La résistance du béton au cisaillement est donné par l'effet d'imbrication des granulats du béton et des surfaces de rupture, l'effet de voûte et la résistance à l'arrachement de l'armature. Une fissure diagonale principale peut se former dans la zone de cisaillement maximum. Le développement de la fissure de cisaillement principale, ainsi que d'autres secondaires, vers la zone de compression est progressif jusqu'à ce que l'acier cède. À ce moment la résistance de la poutre est assurée par le béton en compression et le comportement de la poutre devient ductile. Ceci est mis en évidence par un long plateau du moment fléchissant en fonction de la déflexion pour certaines poutres.




Notes : distance en mm
a : portée de cisaillement
x : position de l'axe neutre
d : profondeur effective
b : largeur
h : hauteur
L : portée

Figure 1. Schéma du montage expérimental de l'essai de flexion

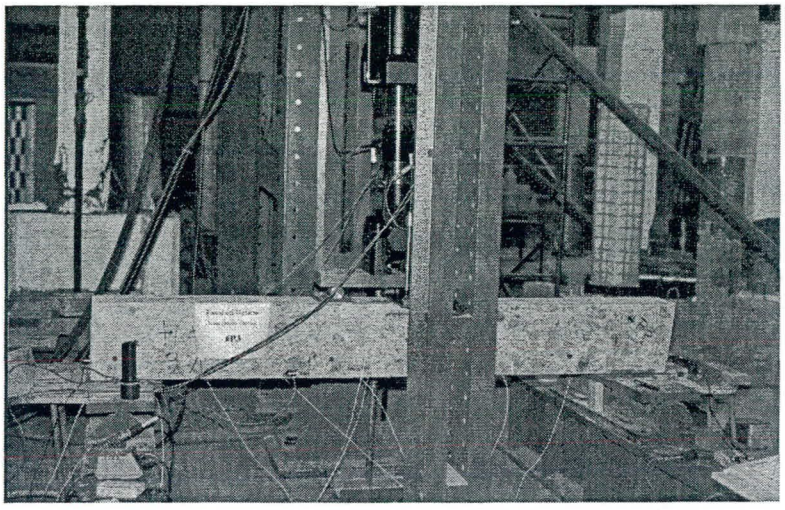


Figure 2. Vue du montage de l'essai de flexion

Les calculs de la position de l'axe neutre et de la valeur des contraintes dans l'acier et le béton sous un moment fléchissant donné sont basés sur la théorie des sections transformées où l'aire du béton en tension est remplacée par une section de béton fictive donnée par la section d'acier multipliée par le rapport de module (McCormac, 1978). On peut également comparer les valeurs de résistance du béton et de l'acier à la rupture aux critères de conception des poutres tels que présentés dans les normes CAN3-A23.3-M84 et CAN3-S6-M78 (CSA,1986). Le critère de comparaison est le moment de conception $M_r$ calculé par (Pillai et Kirk, 1988):

$$M_r = K_r b d^2 \times 10^{-6}$$

où:

$M_r$ : moment pondéré de conception
$K_r$ : facteur qui tient compte des propriétés du matériau
$b$ : largeur de la poutre, 200 mm
$d$ : profondeur effective, 300 mm

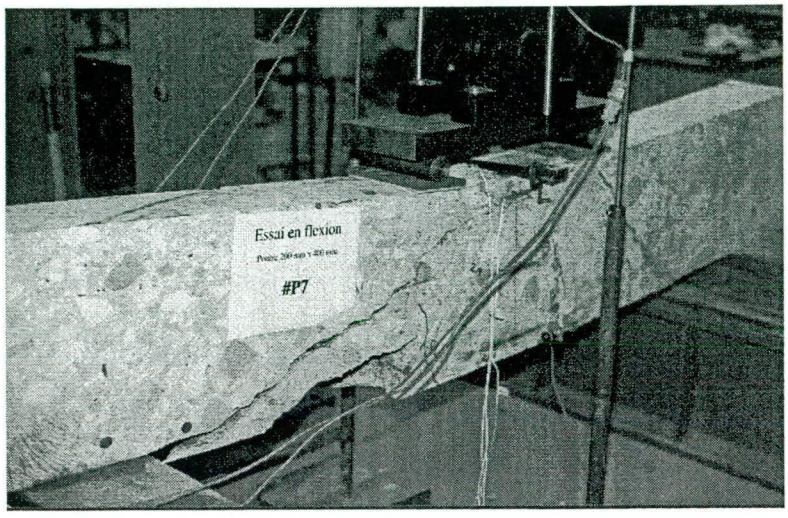



Figure 3. Vue de la rupture d'une poutre montrant deux fissures diagonales principales

Le tableau 1 présente les valeurs des moments de conception et les capacités de flexion mesurées. Bien que les valeurs mesurées soient plus faibles pour les plus petites poutres, on obtient des moments mesurés supérieurs à ceux de conception pour les plus grosses poutres. Ainsi, on peut considérer que, dans l'ensemble, les moments mesurés et ceux de conception sont semblables. Un exemple des moments mesurés en fonction des déflexions à mi-portée est illustré à la figure 4.

L'analyse précédente montre que la capacité flexionnelle des poutres n'apparaît pas diminuée par la réaction alcalis-granulat. Par conséquent, l'adhérence entre l'acier d'armature et le béton n'est pas davantage diminuée.

Tableau 1 Moments mesurés et de conception

| **Poutre** | **Largeur $b$ (mm)** | **Profondeur effective $d$ (mm)** | **Facteur du matériau $K_r$ (MPa)** | **Moment de conception $M_r$ (kN·m)** | **Moment ultime mesuré* $M$ (kN·m)** |
|---|---|---|---|---|---|
| 3 | 200 | 240 | 3,05 | 35,1 | 24,8 |
| 4 | 200 | 240 | 3,05 | 35,1 | 29,6 |
| 5 | 200 | 230 | 3,16 | 33,4 | 23,9 |
| 6 | 200 | 290 | 2,59 | 43,6 | 52,9 |
| 7 | 200 | 300 | 2,52 | 45,3 | 70,7 |

* Moment de flexion mesuré incluant le plateau de ductilité et le poids de la poutre

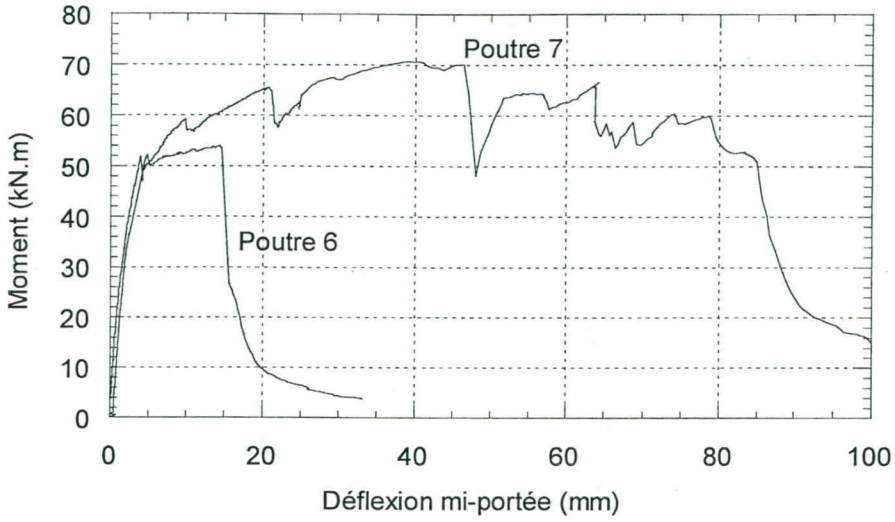



Figure 4. Moment mesuré en fonction des déflexions pour les poutres 6 et 7

## 4. Essais d'arrachement

Un total de huit essais ont été effectués, mais un des essais a été annulé parce que l'armature n'était pas continue. Le béton autour des barres d'armature a été dégagé avec une scie radiale diamantée à béton. Les échantillons ont été placés dans des sections de barils de 45 gallons. Un béton a été coulé autour de l'échantillon pour assurer la stabilité de celui-ci. La figure 5 montre une vue d'un échantillon avant bétonnage. La figure 6 montre le dispositif expérimental.

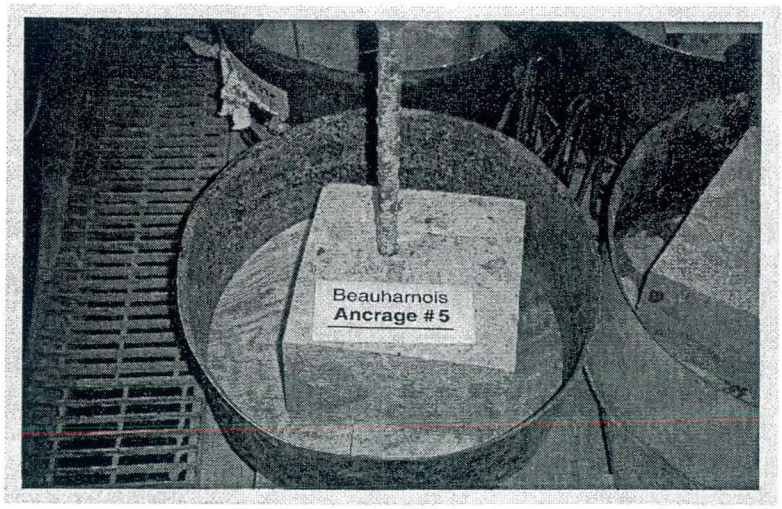



Figure 5. Vue de l'ancrage #5 de l'essai d'arrachement

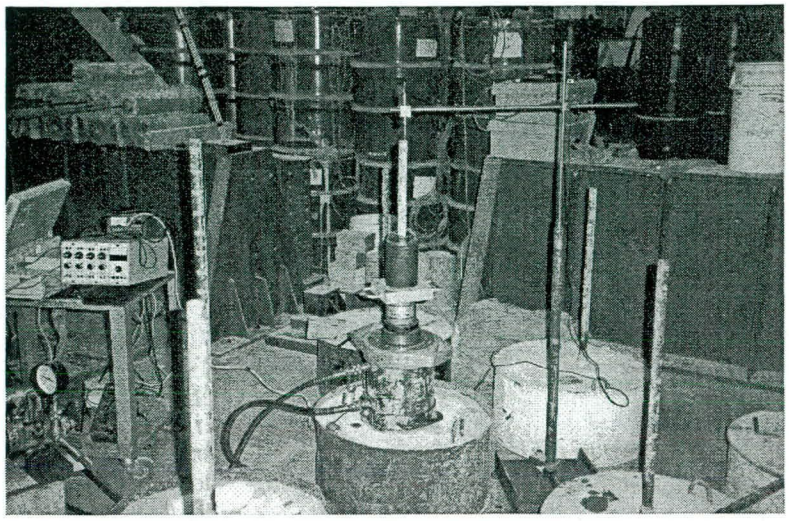


Figure 6. Vue du montage expérimental de l'essai d'arrachement

La charge est appliquée avec un vérin hydraulique de 300 kN. La barre d'armature est retenue par un cône de serrage équipé de mors d'acier. La charge est lue par une cellule de charge, les déplacements en tête d'ancrage par un LVDT et la déformation de l'acier par une jauge électrique. Le chargement a été effectué en charge contrôlée à un taux d'environ 15 kN/min. L'essai a été arrêté après qu'environ 20 mm de barre ait été arraché.

La longueur ancrée (L) varie de 135 à 215 mm avec la majorité des essais effectués autour de 200 mm. Ceci donne un rapport L/D de 8 où D est le diamètre des barres d'armature (25,4 mm). Le recouvrement du béton, qui est la plus petite distance entre la barre d'armature et un des côtés de l'échantillon, varie entre 35 et 105 mm. Le rapport de recouvrement (C/D) varie donc entre 1,4 et 4,8.

La tableau 2 présente les données de l'essai, les charges à la rupture ainsi que les contraintes de cisaillement calculées. Les charges à la rupture ont été mesurées au début du plateau des déplacements. La figure 7 montre la courbe de la charge appliquée en fonction du déplacement pour l'essai n° 1. La charge à la rupture est de 187 kN.

La résistance moyenne au cisaillement $\tau$ mobilisée à l'interface barre d'armature-béton est calculée par:

$$\tau = \frac{P_{rup}}{\pi D L}$$

où:

$\tau$ : contrainte de cisaillement (MPa)
$P_{rup}$ : charge de rupture (N)
$D$ : diamètre de la barre (mm)
$L$ : longueur ancrée (mm)

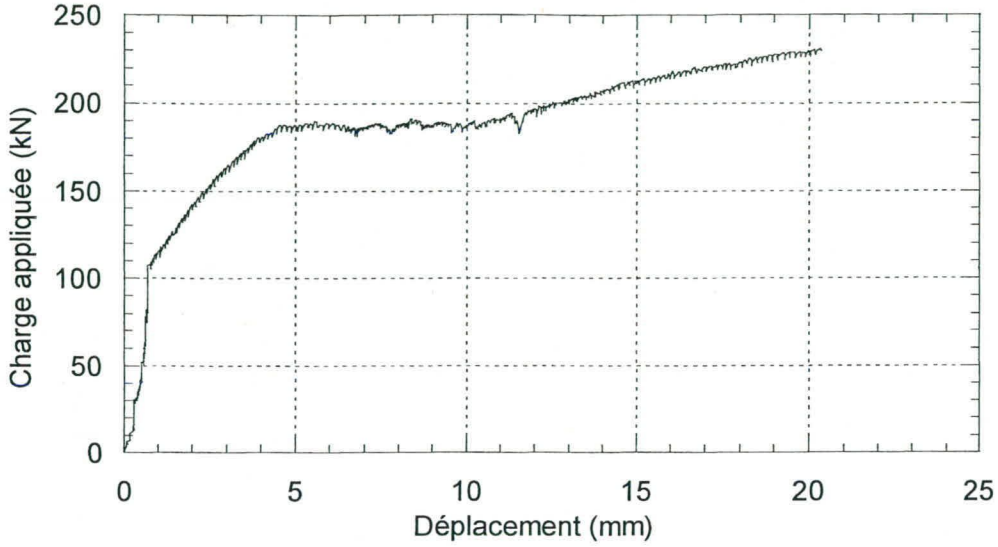



Figure 7. Charge appliquée en fonction du déplacement pour l'ancrage #1

Tableau 2 Résultat des essais d'arrachement

| N° ancrage | Longueur ancrée L (mm) | Recouvrement du béton C (mm) | Rapport L/D | Rapport C/D | Charge à la rupture (kN) | Contrainte de cisaillement moyenne à la rupture $\tau$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 205 | 35 | 8,1 | 1,4 | 187 | 11,4 |
| 2 | 145 | 75 | 5,7 | 3,0 | 218 | 18,8 |
| 4 | 215 | 70 | 8,5 | 2,8 | 207 | 12,0 |
| 5 | 200 | 105 | 7,9 | 4,1 | 197 | 12,3 |
| 6 | 205 | 95 | 8,1 | 3,7 | 210 | 12,8 |
| 7 | 135 | 35 | 5,3 | 1,4 | 174 | 16,1 |
| 8 | 215 | 70 | 8,5 | 2,8 | 220 | 12,8 |

Une valeur de contrainte de cisaillement représentative des essais est de l'ordre de 12 MPa pour des rapports L/D et C/D de 8 et 3 respectivement.

L'adhérence entre une barre d'armature et le béton dépend principalement de trois facteurs qui sont l'adhésion chimique, la friction et l'imbrication mécanique (Lutz et Gergeley, 1967; Ballivy et al., 1986). Teplers (1979) a aussi montré que les efforts d'adhérence sont transmis dans le

béton entourant les barres d'armature. En conséquence, les résistances au cisaillement obtenues dépendent aussi du recouvrement du béton. Teplers (1979) a obtenu pour des essais d'arrachement similaires aux nôtres, des rapports $\tau/f_t$ où $f_t$ est la résistance en tension du béton autour de 4 pour des rapports C/D de 3. Comme le béton montre une résistance en tension autour de 3 MPa (Gravel, 2000), on pourrait s'attendre à obtenir des résistances en cisaillement avoisinant 12 MPa, ce qui est le cas.

L'analyse des résultats précédents peut aussi être faite à partir de modèles mathématiques, (Nielsen, 1999), et qui tiennent aussi compte de la longueur ancrée. La relation est la suivante:

$$\tau = \sqrt{f'_c}\left[0{,}50 + 0{,}29\left(6\frac{C}{D} + 2\right)\sqrt{\frac{D}{L}}\right]$$

où $f'_c$ est la résistance en compression uniaxiale du béton évaluée à 37 MPa (Gravel, 2000). En prenant des rapports C/D et D/L de 3 et 0,125 respectivement, on obtient une valeur de $\tau$ autour de 15,5 MPa. Ceci est supérieur à la valeur précédente de 12 MPa, mais confirme également que les résultats obtenus lors des essais sont du même ordre de grandeur.

## 5. Conclusion

Les résultats des essais de flexion sur des poutres de béton et des essais d'arrachement sur des barres d'armatures de poutres du même béton n'ont montré aucune perte d'adhérence entre l'acier et le béton. Une explication possible étant l'effet de précontrainte chimique du béton causée par la mise en tension des barres d'armatures durant l'expansion du béton atteint de RAG.

Ceci souligne un fait important de la problématique de la RAG dans un béton structural: si celui-ci n'est pas dégradé jusqu'à une perte de performance mécanique importante, sa capacité flexionnelle et l'adhérence acier-béton pourraient très bien être conformes aux critères de conception.

## Remerciements

Cette étude a été rendue possible grâce à la participation financière du Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG), du Fonds pour la Formation de Chercheurs et l'Aide à la Recherche (FCAR) et d'Hydro-Québec. L'instrumentation des essais a été réalisée grâce à la collaboration active de MM Martin Lizotte, Georges Lalonde et Danick Charbonneau, techniciens au Laboratoire de mécanique des roches et de géologie appliquée de l'Université de Sherbrooke.

## Références

ABBDL-TECSULT (1984) "Étude structurale des anomalies de comportement de la centrale hydroélectrique de Beauharnois".

Ballivy, G., Benmokrane, B. et Aïtcin, P.-C. (1986) "Rôle du scellement dans les ancrages actifs scellés dans le rocher", Revue canadienne de géotechnique, Vol. 23, N° 4, pp. 481-489.

Bérard, J. et Roux, R. (1986) "La viabilité des bétons du Québec: le rôle des granulats", Revue canadienne de génie civil, Vol. 13, N° 1, pp. 12-24.

Canadian Standards Association (1986) "Norme CAN3-A23.3-M84- Calcul des ouvrages en béton dans les bâtiments", Rexdale (Toronto), Ontario.

Canadian Standards Association (1986) "Norme CAN3-S6-M78- Design of highway bridges", Rexdale (Toronto), Ontario.

Fan, S. et Hanson, J.M. (1998) "Effect of alkali silica reaction expansion and cracking on structural behavior of reinforced concrete beams", ACI Structural Journal, Vol. 95, N° 5, pp. 498-505.

Gocevski, V. et Rivest, M. (1993) "L'effet de la réaction alcalis-granulats (RAG) sur le comportement des structures", Compte-Rendus du ACI Progress in Concrete, Montreal, Québec, Canada, Novembre 1993, 65 p.

Gravel, C. (2000) "Rapport d'essais mécaniques du béton du barrage Beauharnois", Rapport GR-00-10-01, Université de Sherbrooke, Département de génie civil, 35 p.

Lutz, L.A. et Gergeley, P. (1967) "Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete", Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, Vol. 64, N° 11, novembre, pp. 711-721.

McCormac, J.C. (1978) "Design of reinforced concrete", Harper and Row, 507 p.

Ministère des transports du Québec (1999) "La réaction alcalis-granulats: nouveau développement", Info DLC, Bulletin d'information technique, Vol. 4, N° 12, Décembre, 2p.

Nielsen, M.P. (1999) "Limit analysis and concrete plasticity", 2$^{e}$ édition, CRC Press, 908 p.

Pillai, S.U. et Kirk, D.W. (1988) "Reinforced concrete design", McGraw-Hill, 641p.

Teplers, R. (1979) "Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars", Magazine of Concrete Research, Vol. 31, N° 106, pp. 3-12.

# Relevé de potentiel :
# Outil d'aide à l'entretien des structures

**Par : Nourredine Kadoum, M. Sc. A.**

**CPI Corrosion Ltée**

L'état actuel des structures nécessite l'entreprise de travaux de réfection et parfois même de reconstruction de nombreux ouvrages de transport. Toutefois, face à cet état de fait, et devant le fort état de dégradation de celles-ci et tenant compte de l'urgence d'intervention, il est nécessaire, voir primordial, de dégager des priorités afin de planifier objectivement les interventions de réparations tout en accordant un suivi dans le temps á ces réparations.

L'utilisation de la technique de relevé de potentiels complémentée par des tests électrochimiques et physico-chimiques, constitue une méthodologie d'évaluation de l'état de structures en béton armé qui, utilisée à bon escient, peux être un excellent outil d'aide à l'évaluation et à la gestion des structures de transports contenant des aciers d'armatures.

## POSITION DU PROBLÈME

La corrosion des aciers d'armature et son impact sur la durée de vie des structures en béton armé est connu aujourd'hui pour être un problème crucial à contrôler. D'autre part, l'approche qui consiste en l'investigation de structures en béton souffrant de corrosion des aciers d'armature a tendance à se généraliser.

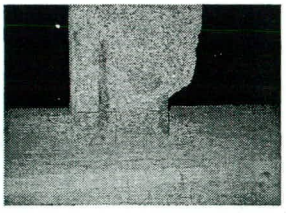
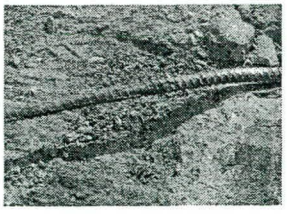
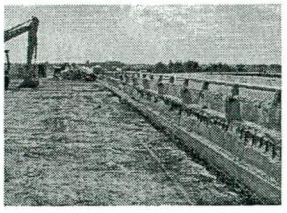
Pour cela, différentes techniques peuvent être utilisées individuellement ou en les combinant les unes aux autres dans un but d'optimisation de l'utilisation des techniques électrochimiques de contrôle et de suivi des phénomènes de corrosion.

L'une des méthodes qualitatives permettant l'évaluation de l'état d'avancement de la corrosion des aciers d'armature d'une structure ainsi que son constat n'est autre que la technique du relevé de potentiel de corrosion. Cette dernière constitue la méthode la plus utilisée correspondant à ce besoin.

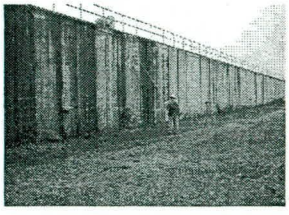
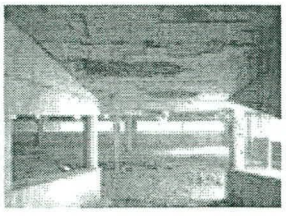
## ÉTAT ACTUEL DE L'UTILISATION DU RELEVÉ DE POTENTIEL

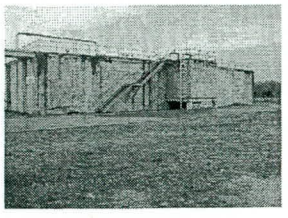
La technique de relevé de potentiel constitue une méthode d'évaluation simple, pratique et efficace pour évaluer l'état d'avancement de la corrosion de toutes structures en béton armée. Son application actuelle est très vaste et concerne de nombreux secteurs de l'industrie.

Ainsi, les travaux de recherches et développement et l'expérimentation sur le terrain auxquels CPI Corrosion à pris part durant ces deux dernières années nous ont permis d'évaluer l'état de nombreuses structures en béton armé. Rien que dans notre région, à l'échelle provinciale et fédérale, environ 30.000 m² de dalle de ponts et viaducs ont été inspectés pour le secteur des infrastructures routières.

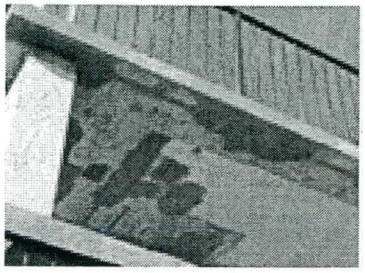
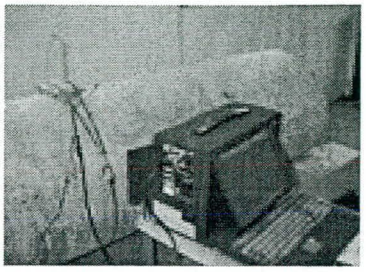
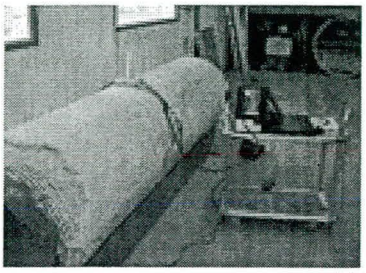





Concernant le secteur privé, quelques 8.000 m² d'expertise de surface de béton armée ont été réalisés regroupant garages de stationnement, réservoirs de stockage et conduites en béton armé et ce rien que dans la province du Québec.



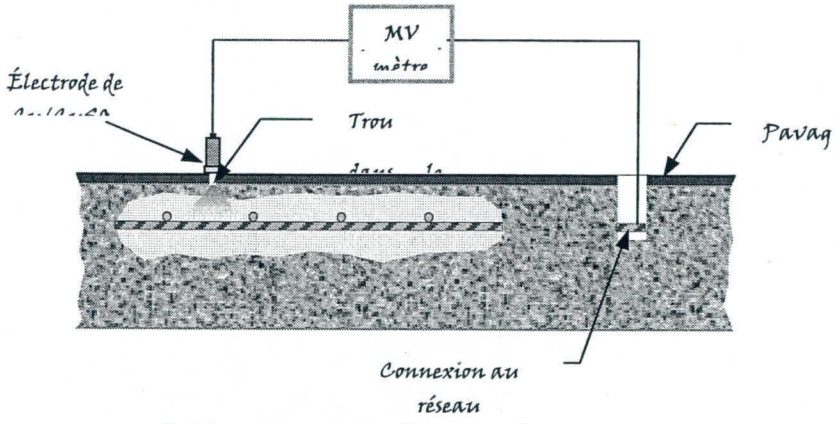
Sur un plan international, un total de 10.000 m² de surface, répartis géographiquement entre les États-Unis, la France et l'Afrique du Nord, ont été expertisée incluant des secteurs aussi varié que ceux du bâtiment, centrale nucléaire et usine de fabrication de produits chimiques.

Toutefois de part l'importance et l'âge du parc des structures du secteur des transports, le ministère des transports représente actuellement le principal utilisateur de cette technique pour l'évaluation des structures de génie civil au Québec.

## PRINCIPES DU RELEVÉ DE POTENTIELS

Les mesures de potentiel de corrosion s'effectuent en posant sur le béton une électrode de référence de cuivre / sulfate de cuivre ($Cu/CuSO_4$) reliée à une des bornes d'un appareil à mémoire de mesures des potentiels dont la seconde borne est raccordée à l'armature de la structure. La figure 1 schématise le montage:



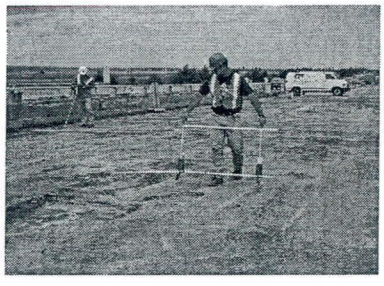
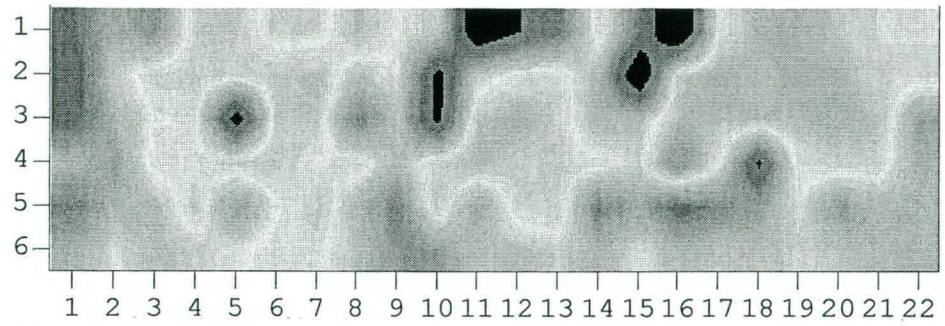



**Schéma de montage d'un relevé de potentiel et vue d'ensemble du mode de relevé**

La collecte d'un certain nombre de mesure réalisée selon un pas de mesure approprié et le traitement informatique sur la base des courbes contours permet d'obtenir comme l'indique la figure ci-dessous des informations sur l'évolution de l'activité de corrosion des aciers d'armatures. Le code de couleur indique une activité de corrosion croissante en passant du vert, au jaune, puis au rouge et enfin vers le noir.




## GESTION PROACTIVE DE L'ENTRETIEN DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ PAR L'INTÉGRATION DU RELEVÉ DE POTENTIEL.

### 1. La relation de cause à effet

Sachant qu'un gestionnaire d'un parc de structures de transport est confronté principalement aux impératifs suivants :

- Déceler les structures nécessitant des réparations
- Distinguer les structures dont les réparations envisagées sont importantes
- Dégager objectivement, suivant l'urgence de l'état des structures, des priorités d'interventions et une planification conséquente dans le temps.

Le relevé de potentiel utilisé en combinaison avec certaines méthode physico-chimique d'analyse et de méthode quantitative électrochimique, telle que le relevé par polarisation linéaire capable de mesurer la vitesse de corrosion en terme de perte de masse par unité de temps, permet de répondre à ce besoin en mettant en exergue :

- L'évaluation de l'état des structures
- Comparaison entre états de structures
- Analyse statique des détériorations des structures
- Dégager des priorités d'intervention et étaler objectivement l'ordre d'intervention dans le temps
- L'extrapolation du comportement de l'activité de corrosion dans le temps
- Cibler de façon précise les zones nécessitant des réparations.

À ce titre, pour utiliser sciemment cette technique, il est important de noter que le relevé de potentiel nous informe sur l'activité de corrosion responsable de la fissuration et du délaminage et par conséquent de la destruction partielle ou généralisée d'un ouvrage donné.

Généralement, la corrélation entre le relevé de potentiel et l'aspect physique de l'état des surfaces ayant subit une expertise par relevé de potentiel est très satisfaisante. Par contre, une attention particulière doit être considérée entre les zones de forte activité de corrosion et le relevé de délaminage et d'éviter ainsi l'utilisation du relevé de potentiel comme outil de recherche de délaminage.

En effet, la technique du relevé de potentiel permet de déceler les zones présentant des activités de corrosion importante. Toutefois, ces zones correspondent soient à des zones déjà délaminées à 100% ou à des zones non encore délaminées mais dont l'apparition de délaminages est imminent. De ce fait, le relevé de potentiel permet non seulement de déterminer les zones détériorées mais également de prévenir la détérioration du béton dans le temps.

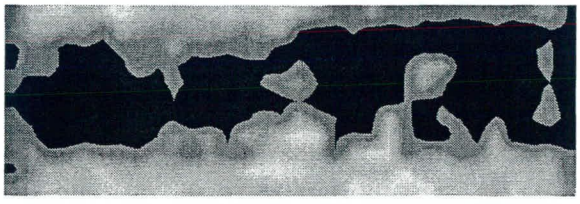
D'autre part, l'avantage du relevé de potentiel est justement de distinguer entre différents états d'avancement des causes de dégradations et donc d'aider à la mise sur pied d'un outil d'aide à la décision entrant dans un cadre de gestion proactive du parc des structures qui consiste généralement à réparer, ou reconstruire ou encore protéger les strutures.

## 2. L'entretien préventif

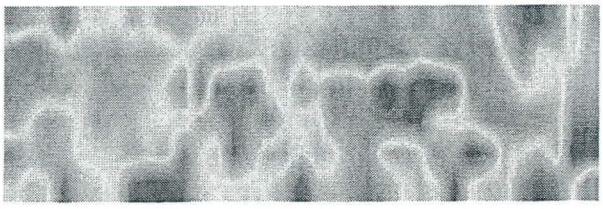
Du fait de l'expérience acquise aujourd'hui dans ce domaine et la maîtrise des éléments influençant les conditions d'opérations, il serait intéressant d'élargir l'utilisation du relevé de l'activité électrochimique des aciers d'armatures se traduisant par le potentiel de corrosion dans une perspective d'approche préventive.

En effet, les besoins de l'industrie en matière de gestion des structures du réseau routier pour la planification par priorité en utilisant des outils de planification, de simulation, et de modélisation pourrait être satisfaits en permettant d'approfondir le rapport final d'évaluation d'une structure donnée. Ceci se traduit par la mise au point d'un outil d'interrogation, de projection des données, de planification et de simulation avec considération de variables externes telles que la température, l'humidité, le temps …etc.

**Comparaison entre deux états de corrosion différents**



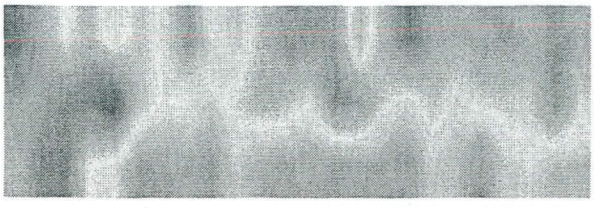
Section de dalle de tablier fortement altérée



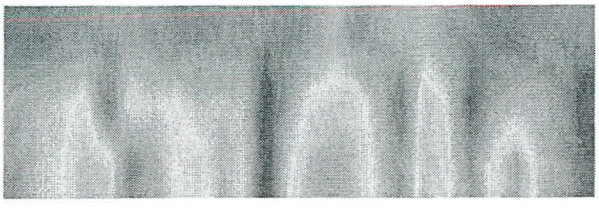
Section de dalle de tablier faiblement altérée

**Effet du temps**

**Section de dalle de tablier d'un pont dans la région de Montréal**

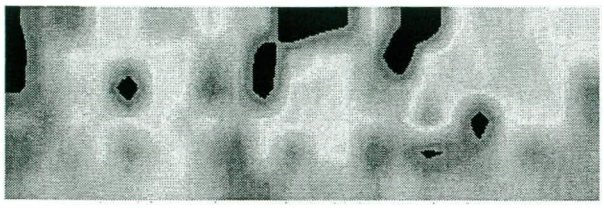


1998

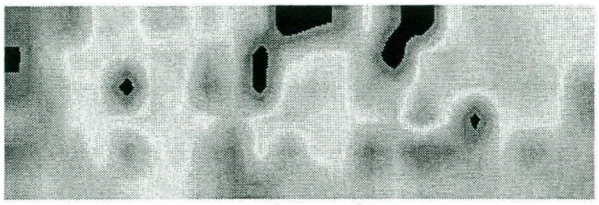


2000

**Influence des conditions de relevés sur les valeurs de potentiels**



Relevé de potentiel à 20 °C



Relevé de potentiel à -5 °C

## CONCLUSIONS

En conclusion voici quelques points importants qui nous semblent opportun de développer afin d'optimiser l'apport des différents intervenants dans le domaine.

- ✓ Standardiser la mise en forme des données et des résultats et familiariser le personnel intervenant à un seul type d'outil.
- ✓ Disposer d'une base de données de l'ensemble des relevés effectuées sur ses structures, en plus des copies papiers actuellement utilisées
- ✓ Accéder rapidement à cette base de données
- ✓ Comparer l'état de ses différentes structures en fonction des relevés de potentiels
- ✓ Prendre en considération l'influence de divers paramètres sur les données du relevé de potentiel et optimiser son utilisation
- ✓ Faire des projections dans le temps sur l'évolution de l'état d'une structure en particulier

Cette liste reste néanmoins non exhaustive et de nombreuses options d'utilisation des données du relevé de potentiel pourront être considérées.

# AUSCULTATION DE DALLES DE PONTS PAR RADAR

**Daniel Bouchard, ing., M. Sc.**
Ministère des Transports du Québec

**Martin Boucher, ing., M. Ing.**
GIE Technologies Inc.

**Jamal Rhazi, ing., D. Sc. A.**
Université de Sherbrooke

## Résumé

En 1997, le ministère des Transports du Québec a débuté un projet de recherche avec l'Université de Sherbrooke pour évaluer les aptitudes réelles des technologies radar et infrarouge thermique à déterminer l'état des dalles et préciser les conditions d'utilisation de ces technologies afin d'avoir des résultats fiables.

Dans le cadre de cette recherche, une dizaine de dalles de tabliers ont fait l'objet d'expérimentations. Différents équipements radar ont été évalués afin d'identifier celui qui est le mieux adapté à la problématique considérée. De plus, différentes procédures de traitement des données ont été confrontées. Parallèlement aux essais radar, des essais de thermographie infrarouge, acoustiques, de relevés de potentiel et de résistivité électrique ont également été réalisés sur les dalles.

Une technologie ainsi qu'une nouvelle procédure d'interprétation des relevés radar ont donc immergé de ce projet de recherche. Le Ministère a validé sa mise en œuvre dans les conditions réelles de relevé au cours de l'été 2000. Les résultats fournis par la firme qui a réalisé les relevés sont similaires à ceux du relevé de potentiel.

## Introduction

La dégradation des infrastructures est un problème mondial observé sur tous les types d'ouvrages, et en particulier sur les ponts en béton. En Amérique du Nord, les ponts souffrent principalement de la corrosion des armatures dans les dalles. Ce problème provoque l'apparition et le développement du délaminage et est la conséquence de l'infiltration des sels de déglaçage dont l'utilisation est nécessaire pour l'entretien hivernal des structures.

La détection de la délamination dans les dalles de ponts est un défi technologique très intéressant. Les dalles sont en effet recouvertes d'un revêtement bitumineux dont l'épaisseur est variable, même au sein d'un même pont. Par ailleurs, l'épaisseur des défauts recherchés (délaminage) est faible. Elle est de l'ordre de 1 à 2 mm. Plusieurs procédés de contrôle ont été développés ces dernières années pour répondre à cette problématique : l'essai de potentiel de corrosion, l'impact-écho, l'analyse spectrale des ondes de surface, le radar, la thermographie infrarouge, etc. Chaque technique a ses possibilités et ses limites propres.

Parmi la panoplie d'outils disponibles, l'essai de potentiel de corrosion est le plus utilisé pour l'évaluation de l'état des dalles. Cet essai ne permet pas la détection de la délamination mais fournit une indication sur l'activité de corrosion et donc sur la présence potentielle

d'endommagement. Toutefois, cet essai est destructif et nécessite la mobilisation des structures pendant plusieurs heures, ce qui est problématique notamment dans les zones urbaines.
Depuis plusieurs années, les technologies radar et infrarouge thermique sont utilisées à travers le monde comme méthode pour connaître l'état des tabliers. Ces technologies présentent en effet l'avantage de laisser les voies de circulation ouvertes car les relevés se font à partir d'un véhicule mobile. Malheureusement, la fiabilité de ces procédés ne fait pas l'unanimité. Dans le passé, le Ministère a utilisé ces technologies. Dans certains cas les résultats semblaient refléter les conditions réelles de la dalle alors que dans d'autres, ce n'était pas le cas.

En 1997, le ministère des Transports du Québec a démarré un projet de recherche d'une durée de 3 ans avec l'Université de Sherbrooke. Les objectifs du projet étaient les suivants:

- Évaluer les aptitudes réelles des technologies radar disponibles à travers le monde susceptibles de reconnaître l'état des dalles ;
- Évaluer la technologie infrarouge thermique à déterminer l'état des dalles ;
- Évaluer d'autres technologies ;
- Préciser les conditions d'utilisation de ces technologies afin d'avoir des résultats fiables.

Ce document est divisé en deux parties. La première partie présente une revue des étapes et des résultats du projet de recherche. Par la suite, le Ministère devait éprouver et valider la nouvelle technologie dans les conditions réelles de relevés sur des dalles de ponts. C'est ce qui a été réalisé à l'été 2000, suite au projet de recherche, et qui est présenté dans la seconde partie.

## PARTIE 1 : PROJET DE RECHERCHE

### Première phase de la recherche (année 1)

La première année du projet a permis de réaliser une recherche bibliographique exhaustive sur les différentes méthodes d'auscultation.

L'application du radar à l'auscultation des ouvrages d'art date d'une quinzaine d'années. Toutefois, la documentation concernant le sujet montre clairement que cette pratique n'est courante qu'en Amérique du Nord. Il s'en suit que les développements majeurs dans ce domaine sont attribués aux Américains et aux Canadiens.

Les deux rapports émis au cours de la première année du projet de recherche ont en particulier mis en évidence la diversité des équipements et des procédures de traitement des données développés pour l'auscultation des dalles de tabliers. Ces équipements et ces procédures de traitement ont été testés individuellement sur plusieurs structures. Toutefois, aucune confrontation directe de ces développements n'a été menée par le passé, ni aux Etats-Unis, ni ailleurs dans le monde.

**Deuxième phase de la recherche (année 2)**

Les travaux menés durant l'été 1998 dans le cadre de ce projet sont une continuité de ceux réalisés en 1997.

La performance des quatre équipements radar les plus utilisés dans le monde pour l'auscultation des dalles de tabliers a été évaluée sur deux structures devant subir des travaux de réparation. Parallèlement aux essais radar, des essais thermographiques, acoustiques et de relevés de potentiel de corrosion ont également été réalisés sur les dalles. La reconnaissance des zones délaminées à l'aide de la chaîne et du marteau a aussi été effectuée.

Les équipements radar évalués peuvent être regroupés en deux familles :

- Les radars avec des antennes couplées au sol : ce sont le radar PulseEkko 1000 avec des antennes de 1,2 GHz et le radar GSSI SIR 10H-Sol doté d'antennes de 1,5 GHz . Les relevés par le radar PulseEkko 1000 ont été traités à l'aide du logiciel RADAN commercialisé par la compagnie GSSI ainsi que les relevés avec le radar GSSI SIR 10H-Sol.

- Les radars avec des antennes aériennes disposées à une certaine distance du sol (Horn antennas) ; ce sont le Penetradar PS-24 (antennes de 1 GHz) et le radar GSSI SIR 10-Horn (antennes de 1 Ghz). Les relevés à partir du système Penetradar PS-24 ont été traités à l'aide du logiciel développé par la compagnie Penetradar ainsi que manuellement par l'opérateur. Les relevés radar à l'aide du GSSI SIR 10-Horn ont été traités selon la procédure développée par la compagnie américaine Infrasense.

Les principales conclusions tirées des travaux de la deuxième année sont :

- L'auscultation par thermographie infrarouge est tributaire des conditions climatiques, de l'état d'humidité de la chaussée et son efficacité est réduite lorsque le recouvrement bitumineux est important. Cet outil ne doit pas être écarté mais être utilisé pour apporter un complément aux relevés radar, lorsque les conditions atmosphériques sont favorables.
- Les résultats des essais acoustiques (seismic refraction) sont influençés par les variations de l'épaisseur du recouvrement d'enrobé bitumineux. Lorsque l'épaisseur de l'enrobé est faible, l'essai pourrait éventuellement donner un indice de la qualité de la dalle dans le cadre d'une étude de niveau projet
- Le radar GSSI SIR 10H-Sol (1,5GHz) est l'équipement qui offre les meilleures performances pour l'auscultation des dalles de tabliers : détection des dégradations, mesure des épaisseurs de l'enrobé et du recouvrement des armatures, ainsi que de l'espacement entre les armatures.
- Le programme RADAN mis au point par la compagnie GSSI allège considérablement le traitement des données.
- La fiabilité des approches usuelles de traitement des données radar (intensité de la réflexion des ondes radar sur les armatures, calcul de la constante diélectrique) ne s'est pas avérée satisfaisante.

Suite à ces conclusions, l'alternative proposée consiste à considérer les signaux provenant du béton. Cette approche s'appuie sur le fait que le radar est mieux adapté pour la détection des causes qui donnent naissance à la corrosion et à la délamination. En réalité, les fondements de base du radar permettent d'avancer que cet outil peut être utilisé pour avoir une information sur l'activité de corrosion et de ce fait, il peut être utilisé au même titre que l'essai de potentiel de corrosion.

La figure 1 donne les variations moyennes de potentiel de corrosion et du radar dans le cas d'une des structures auscultée. L'analyse du résultat obtenu indique clairement que l'indice de corrosion radar (ICR) et le potentiel de corrosion évoluent dans le même sens. En effet, une diminution de potentiel (augmentation de la probabilité de corrosion) se traduit par une diminution de la valeur absolue de l'ICR et vice versa. Ainsi, il apparaît possible de caractériser l'état des dalles à partir de l'analyse des ondes radar provenant du béton.

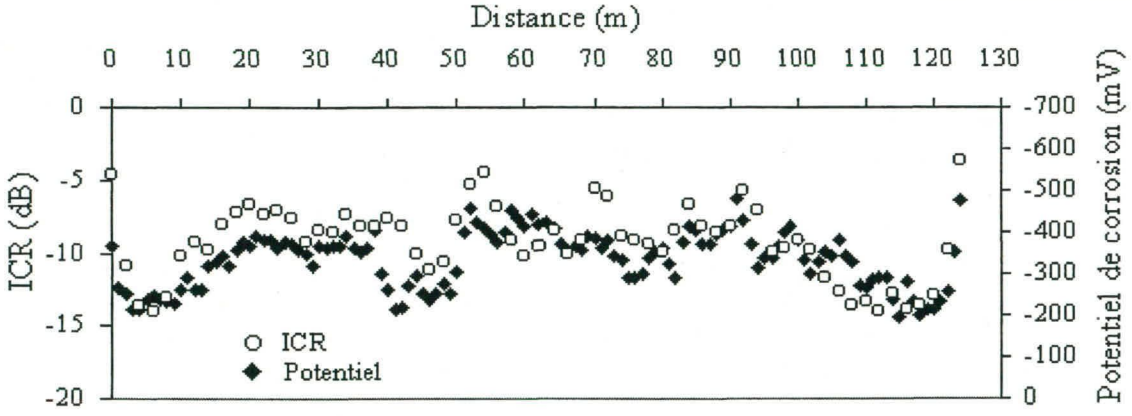



Figure 1 : Variation moyenne du potentiel et de l'ICR

**Troisième phase de la recherche (année 3)**

Comme les résultats radar obtenus à l'issu de cette étape étaient positifs et qu'une technologie en particulier semblait se distinguer des autres, nous avons procédé en 1999, à l'auscultation par radar et relevés de potentiel de six dalles de tabliers de ponts. L'objectif était l'établissement d'une corrélation entre les valeurs du potentiel de corrosion et les valeurs d'atténuation mesurées à l'aide du radar.

Le projet de recherche s'est terminé au début de l'année 2000. Il a été ainsi possible de déterminer un seuil de dégradation à partir des données radar collectées à l'aide du radar GSSI SIR 10H-Sol.

Une technologie ainsi qu'une nouvelle procédure d'interprétation des relevés radar ont donc immergées de ce projet de recherche.

## PARTIE 2 : RELEVÉS RÉALISÉS À L'ÉTÉ 2000

Le projet de recherche s'est terminé au début de l'année 2000. Le Ministère devait éprouver et valider la nouvelle technologie dans des conditions réelles de relevés sur des dalles de ponts. La firme qui avait réalisé les essais radar l'année précédente était tout désignée pour l'essai. Contrairement aux autres fois, les résultats du relevé de potentiel n'étaient pas fournis à l'entreprise. Il revenait au Ministère, par la suite, de comparer les résultats du radar au relevé de potentiel.

### Mandat

Le mandat confié à GIE Technologies à l'automne 2000 visait l'auscultation de cinq dalles de tablier de structures à l'aide de la technologie du radar. L'objectif du mandat était de détecter, pour fins de travaux de réparation, les zones de forte probabilité de corrosion ainsi que la proportion des surfaces endommagées de la dalle de béton de ces structures. Le mandat visait également à éprouver cette méthodologie dans des conditions réelles de relevé sur dalles de ponts et d'en comparer les résultats avec le relevé de potentiel. C'est dans cet esprit que GIE a effectué l'auscultation radar sur les structures dans la journée du mardi 19 septembre jusqu'au matin du mercredi 20 septembre 2000.

### Équipement utilisé

La collecte des données radar a été effectuée à l'aide d'un système radar SIR-10H manufacturé par la compagnie américaine Geophysical Survey Systems Inc. (GSSI). Le relevé est réalisé à l'aide d'une antenne de fréquence 1,5 GHz couplée au sol, également manufacturée par GSSI. L'équipement radar est relié à un dispositif d'odomètre électronique lui-même relié au véhicule de relevé, ce qui permet de connaître la position longitudinale précise de chaque signal radar.

L'antenne radar est fixée au véhicule de relevé par un assemblage spécifiquement développé pour cette application. Cet assemblage limite le mouvement transversal de l'antenne et permet d'éviter la génération de bruit dans le signal radar lors du relevé.

### Configuration et méthodologie de relevé

Conformément au devis de travail dont les exigences ont été fixées par l'Université de Sherbrooke, tous les paramètres spécifiés au système radar SIR-10H sont demeurés inchangés durant tous les relevés et ce pour l'ensemble des structures auscultées. En plus des paramètres typiques pour ce genre d'équipement et de relevé, les paramètres suivants ont été utilisés :

- amplification des signaux linéaires de 10 dB, sans saturation;
- aucun filtrage appliqué aux signaux collectés.

Les relevés radar ont été effectués selon des lignes parallèles, nommés profils, dans le sens de la dimension longitudinale de la structure. La distance typique entre les profils est de 0,50 mètres, bien que sur quelques structures cette distance ait été ajustée par le représentant du Ministère afin de concorder avec le relevé de potentiel déjà effectué.

Le pas de mesure, soit la distance entre deux points de mesure sur un même profil, a été établi à 0,0795 mètres, ce qui correspond à la collecte de 12,58 lectures radar par mètre. Le relevé est effectué à une vitesse variant de 5 à 10 km/h afin de permettre l'enregistrement de toutes ces données et de conserver un bon contact entre l'antenne et le revêtement bitumineux. Un fichier de collecte distinct a été créé pour chacun des profils.

**Structures auscultées**

Le ministère des Transports a identifié cinq structures à ausculter dans la région de Montréal. Afin de faciliter leur identification, une lettre leur a été attribuée. Lorsque la même structure est auscultée dans les deux directions, elle est considérée, pour fin de traitement, comme deux structures distinctes.

**Structure A – Bretelle de l'autoroute 720 E.**
- Localisation : échangeur Turcot, menant de l'autoroute 20 Est vers l'autoroute 720 Est, à Montréal.
- Superficie auscultée : 8,00 m x 589 m = 4 712 $m^2$

**Structure B – Bretelle De la Vérendrye N.**
- Localisation : échangeur De la Vérendrye, menant du boulevard De la Vérendrye vers l'autoroute 15 Nord, à Montréal.
- Superficie auscultée : 3,5 x 142,9 m = 500,15 $m^2$

**Structure C – Bretelle De la Vérendrye E.**
- Localisation : échangeur De la Vérendrye, menant du boulevard De la Vérendrye vers l'autoroute 15 Sud, à Montréal.
- Superficie auscultée : 5,00 m x 140,7 m = 703,5 $m^2$

**Structure Dn – Viaduc de la 1ère Avenue, direction Nord.**
- Localisation : Côté Ouest du viaduc de la 1ère Avenue qui traverse l'autoroute 20, à Lachine.
- Superficie auscultée : 5,00 m x 26,5 m = 132,5 $m^2$

**Structure Ds – Viaduc de la 1ère Avenue, direction Sud.**
- Localisation : Côté Est du viaduc de la 1ère Avenue qui traverse l'autoroute 20, à Lachine.
- Superficie auscultée : 5,00 m x 26,5 m = 132,5 $m^2$

**Structure En – Viaduc Ray-Lawson, direction Nord.**

- Localisation : Voie de droite du viaduc Ray-Lawson qui traverse l'autoroute 40, en direction Nord, à Anjou.
- Superficie auscultée : 4,25 m x 81,1 m = 344,7 $m^2$

**Structure Es – Viaduc Ray-Lawson, direction Sud.**

- Localisation : Voie de gauche du viaduc Ray-Lawson qui traverse l'autoroute 40, en direction Sud, à Anjou.
- Superficie auscultée : 3,50 m x 81,1 m = 283,9 $m^2$

## Résultats

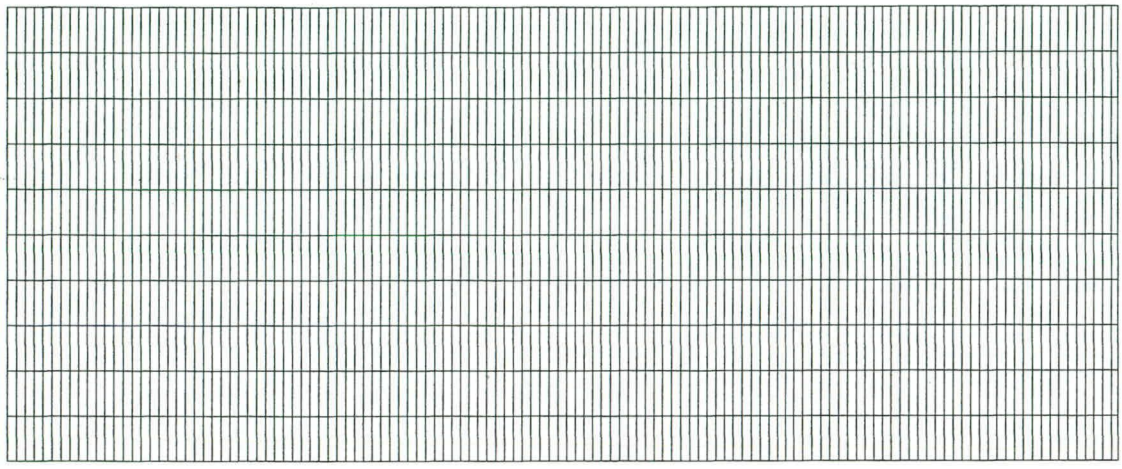
Le traitement des données radar est d'abord effectué à l'aide du module RadBridge du logiciel Radan conçu et développé par GSSI. Il s'agit ensuite de comparer l'amplitude de la réflexion de l'onde radar à la surface du revêtement avec l'amplitude de la réflexion de l'onde sur le béton pour en extraire une amplitude normalisée. Il existe en effet une forte corrélation entre la présence d'humidité et d'ions chlorure dans le béton, habituellement responsables de la corrosion des armatures puis éventuellement de la délamination de la dalle, et l'amplitude de la réflexion de l'onde radar.

## Cartographie

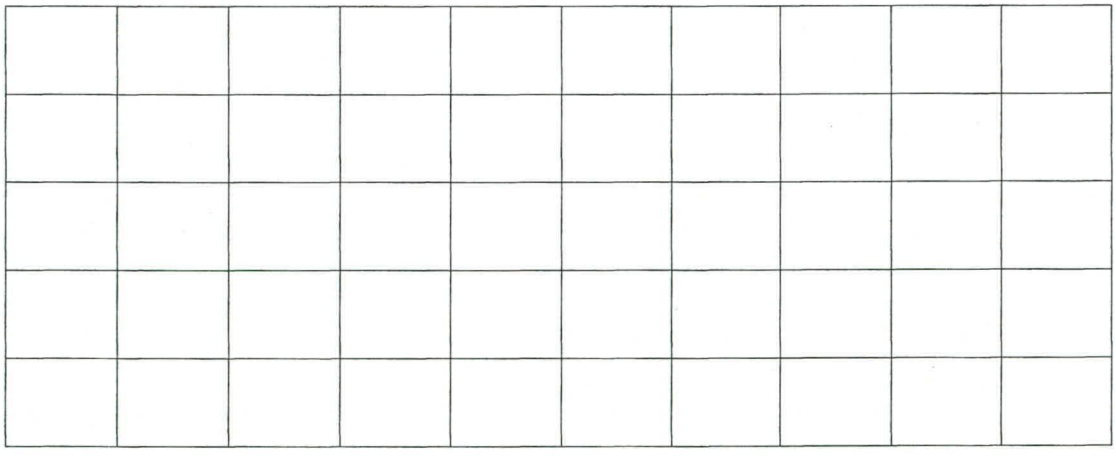
Les résultats sont ensuite traités par ordinateur afin d'obtenir une cartographie en courbes contour pour chacune des structures auscultées. Cette cartographie permet de visualiser la distribution spatiale des amplitudes normalisées. La cartographie est créée à partir de l'immense matrice constituée de toutes les mesures radar prises à tous les 0,5 mètres transversalement à une fréquence de 0,0795 mètres longitudinalement.

Afin de bien saisir la différence de résolution entre un relevé typique de potentiel et un relevé typique radar, nous présentons ci-dessous une illustration de la grille de données générée par chacun des modes de relevé pour une auscultation d'une longueur de 10 mètres par 5 mètres de largeur. Ces représentations permettent de constater qu'un relevé radar, qui comporte 1 397 mesures contre 66 mesures pour le potentiel, génère une grille dont la résolution est plus de 21 fois supérieure.

Relevé radar : mesures prises à tous les 0,5 mètres à une fréquence de 0,079507 mètres.



Relevé de potentiel : mesures prises à tous les 1 mètre à une fréquence de 1 mètre.



L'échelle reliant les couleurs des cartographies aux potentiels ou aux amplitudes normalisées passe graduellement du vert, au jaune, au rouge puis au noir selon l'ordre croissant de probabilité de corrosion. Les seuils utilisés pour illustrer le niveau d'activité électrochimique du relevé de potentiel sont les suivants :

- Potentiels supérieurs à -200 mV : Activité de corrosion faible à nulle
- Potentiels compris entre -200 mV et -350 mV : Activité de corrosion initiée
- Potentiels compris entre -350 mV et -500 mV : Activité de corrosion avancée
- Potentiels inférieurs à -500 mV : Activité de corrosion très avancée

Pour le radar, il est maintenant reconnu que les amplitudes normalisées supérieures à –10 dB correspondent habituellement aux zones de forte probabilité de corrosion, équivalant donc au seuil de potentiel inférieur à –350 mV. L'échelle de couleur du radar est présentée ci-dessous.

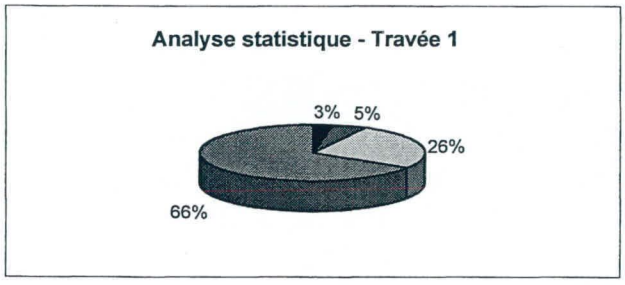
**Niveaux d'amplitudes normalisées**

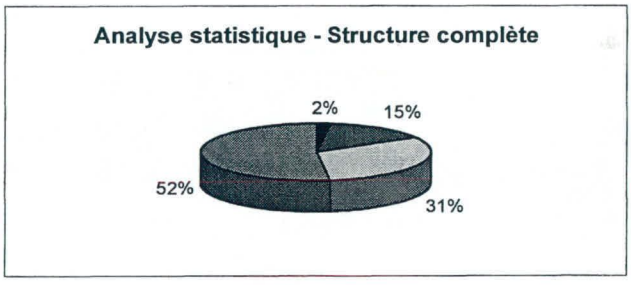
| Très faible probabilité de corrosion | Faible probabilité de corrosion | Forte probabilité de corrosion | Très forte probabilité de corrosion |
|---|---|---|---|

**- 10 dB**

## Analyses Statistiques

Ces statistiques consistent à établir, pour chacune des structures auscultées, le pourcentage de la surface correspondant à chacune des couleurs représentant les niveaux de probabilité de corrosion. Ces statistiques, déterminées pour chaque travée de la structure ainsi que pour la structure complète, sont présentées sous forme de graphiques en secteurs. Les deux figures ci-dessous illustrent les résultats de l'analyse statistique pour la structure complète et la première travée de la bretelle de l'autoroute 720 E.




## Comparaison Radar – Potentiel

La comparaison visuelle des cartographies générées à partir des données relevées par le radar et le potentiel permet de constater la similitude des résultats obtenus par ces deux méthodes. Les cartographies obtenues pour 3 des 5 structures étudiées sont présentées à la figure 2. Au stade du développement actuel, la corrélation entre le radar et le potentiel ne s'est pas avérée concluante pour l'évaluation des structures B et C, soit les deux bretelles De la Vérendrye. Des études supplémentaires seront réalisées dans le cadre de la chaire sur l'auscultation pour connaître les raisons.

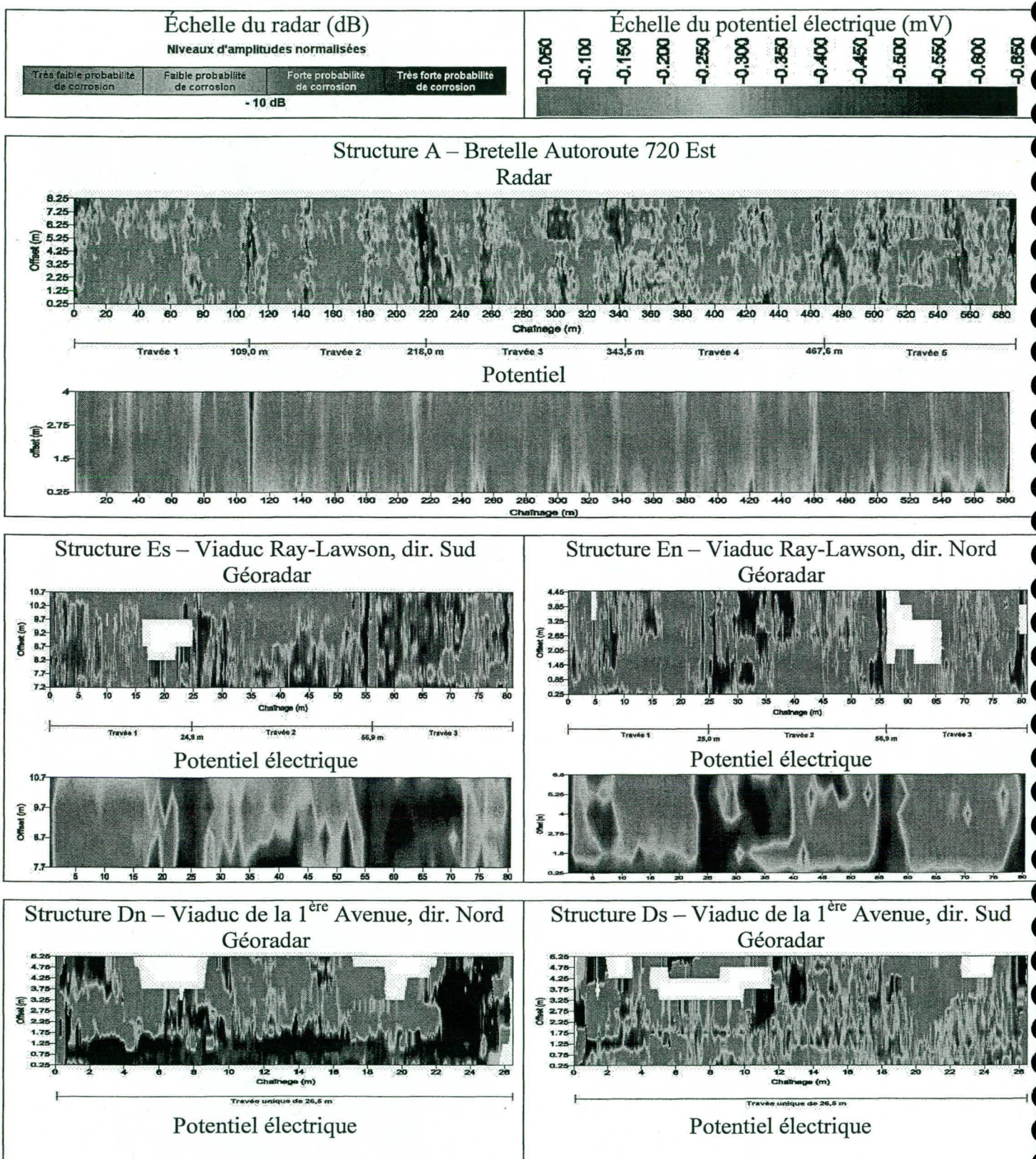



Figure 2 : Cartographies des relevés radar versus les relevés de potentiel des structures auscultées

## CONCLUSION

L'étude réalisée en collaboration avec le groupe de recherche sur l'auscultation et l'instrumentation de l'Université de Sherbrooke a permis de constater que la pratique usuelle du radar pour l'évaluation de l'état des dalles des tabliers de ponts n'est pas pertinente. Une nouvelle approche a été développée et validée. Cette approche montre que le radar peut être utilisé pour l'évaluation de l'état de corrosion des armatures. Parmi les autres avantages de cette technologie, on peut citer les suivants :

- Mesure de l'épaisseur de l'enrobé bitumineux et du recouvrement ;
- Rapidité du relevé : l'auscultation radar se fait à l'aide d'un véhicule circulant à une vitesse comprise entre 5 et 10 km/h.
- Réduction de l'impact sur la circulation : l'auscultation rapide permet d'éviter la fermeture de la voie relevée et de réduire significativement l'impact sur les usagers.
- Non destructif : évite le perçage de dizaines de trous dans le revêtement.
- Résolution accrue : le radar recueille une mesure à tous les 0,5 mètres à une fréquence de 0,0795 mètres, comparativement à une mesure de potentiel prise à tous les mètres à une fréquence de 1 mètre. Le radar offre ainsi une résolution 21 fois supérieure.
- Économique : l'évaluation de la probabilité de corrosion par radar présente une économie monétaire substantielle par rapport au relevé de potentiel.

L'utilisation de la technologie du radar est restreinte par certaines limitations :

- L'auscultation radar doit s'effectuer de préférence sur une chaussée sèche
- L'épaisseur du revêtement bitumineux doit être supérieure à 40 mm afin de pouvoir bien distinguer au radar l'interface « enrobé bitumineux / dalle de béton ».
- Bien que la fermeture de voie soit évitée, une escorte doit accompagner le véhicule d'auscultation afin de signaler adéquatement les travaux de relevé.
- Au stade du développement actuel, la corrélation entre le radar et le potentiel ne s'est pas avérée concluante pour l'évaluation des structures B et C, soit les deux bretelles De la Vérendrye. Des études supplémentaires seront réalisées dans le cadre de la chaire sur l'auscultation pour connaître les raisons.

# TÉLÉSURVEILLANCE DES PONTS

Marc Savard, Ph. D., ing.

Direction des structures
Ministère des Transports du Québec

## RÉSUMÉ

La télésurveillance des ponts routiers est possible à l'aide d'un système d'acquisition de données auquel sont reliés des capteurs permettant de suivre l'évolution des modes de rupture anticipés d'une structure. Elle nécessite au préalable une étude approfondie de l'ouvrage surveillé. L'analyse des données doit permettre de soustraire des mesures brutes les effets thermiques de manière à distinguer une tendance révélant un endommagement permanent. Cet endommagement ainsi que son taux de progression doivent être comparés à des seuils de tolérance établis en fonction de l'indice de fiabilité jugé acceptable pour la structure étudiée.

## 1. INTRODUCTION

Les infrastructures autoroutières sont soumises à des conditions d'exploitation de plus en plus exigeantes. L'intensité des charges sollicitant les ponts est de plus en plus élevée, ce qui surcharge les structures existantes dont plusieurs ont été conçues avec des charges de calcul moindre. Les effets de ces charges et la détérioration par la corrosion accélèrent l'endommagement associé à la fatigue. Enfin, d'autres causes environnementales (affouillement, glaces, etc....) contribuent à rendre inaptes les structures existantes en endommageant leurs fondations. Dans ce contexte, des ponts de plus en plus nombreux ne répondent plus aux exigences actuelles et des interventions de plus en plus nombreuses et coûteuses doivent être réalisées pour renforcer ou réhabiliter les structures et assurer la sécurité des usagers.

Pour gérer l'ensemble des structures sous sa responsabilité, le ministère a implanté un programme d'inspections périodiques de ses ouvrages. Ces inspections ont pour but de détecter le plus tôt possible les défauts pouvant affecter la vie utile ou la capacité d'une structure. Lorsque des défauts majeurs (susceptibles ou non de s'aggraver) peuvent mettre en cause la sécurité d'un ouvrage, ceux-ci sont relevés lors des inspections et sont pris en compte lors de l'évaluation théorique de la structure. Généralement, l'évaluation théorique est effectuée suivant les exigences de la norme CAN/CSA-S6 en vigueur et elle vise à déterminer la capacité portante actualisée d'une structure existante.

L'évaluation d'un pont existant suivant les prescriptions de la norme canadienne revient à calculer les résistances en flexion et en cisaillement en utilisant les mêmes règles que celles utilisées pour le dimensionnement des nouveaux ponts. Cependant, dans le cas d'une structure existante, aucune indication n'est fournie lorsque les étriers sont espacés au-delà des limites maximales permises, ni dans les cas où des barres lisses sont utilisées (longueur de scellement requise). Aucune indication n'est donnée pour dans les cas d'étriers manquants dans les zones d'arrêt des armatures de flexion. Par ailleurs, on admet dans les calculs de la résistance d'un pont en béton armé que la résistance en traction du béton est négligée, que la déformation ultime du béton est fixée à 3000 με, que le taux de travail maximum des armatures passives est fixé à $f_y$ et que les sections planes restent planes jusqu'à la rupture. De plus, après la fissuration de l'âme sous les effets des efforts de cisaillement, on assimile le comportement des poutres à celui d'un treillis plan dans les zones où coexistent un moment de flexion et un effort tranchant. Également, on simplifie l'analyse en négligeant dans l'approche théorique standardisée la redondance structurale, les conditions de retenue aux appuis, l'effet d'arc, etc.

De plus, et contrairement à l'acier, le béton armé étant un matériau hétérogène dont il est difficile d'évaluer la perte de capacité d'un élément détérioré. Cette dernière dépend de la nature de la détérioration, de sa localisation sur la pièce et de son ampleur. De plus, des fissures apparaissent sous les charges d'utilisation et peuvent s'élargir sous l'effet des changements de température. La largeur de ces fissures ainsi que leur type (flexion, cisaillement ou combinaison des deux) a une incidence sur la résistance offerte par le béton. L'importance et la localisation des défauts sont notées lors de l'inspection d'évaluation et ils doivent être pris en compte dans les calculs d'évaluation de la capacité de la structure.

***Choix de l'intervention à privilégier***

Plusieurs interventions peuvent être considérées par le gestionnaire d'une structure comportant des défauts majeurs et dont l'évaluation théorique démontre que sa capacité est insuffisante. En premier lieu, on peut procéder au renforcement ou à la reconstruction à très court terme. Dans le contexte des moyens financiers limités du Ministère, cette solution n'est envisagée que sur les structures présentant les défauts les plus aigus ou lorsque la fiabilité de l'ouvrage à très court terme est remise en cause.

En deuxième lieu, on peut restreindre l'exploitation de la structure soit en réduisant le nombre voies offertes à la circulation, en limitant la vitesse des véhicules ou en fixant l'espacement entre les véhicules lourds (limitation du nombre de véhicules lourds pouvant charger simultanément le pont). Ces mesures restrictives sont souvent inacceptables pour une structure du réseau supérieur. La fermeture complète d'un pont est également une éventualité inacceptable lorsqu'aucune voie de déviation ne peut être envisagée. Enfin, l'érection d'étaiements actifs ou passifs n'est envisageable que si les incidences environnementales sont jugées acceptables.

Dans certains cas, on peut améliorer la précision de l'évaluation théorique en procédant à l'auscultation de la structure. L'auscultation est un ensemble d'examens et de mesures spécifiques qui vise à mieux connaître l'état réel d'un ouvrage. Il existe deux types d'auscultation, à savoir la prise d'échantillons servant à déterminer les propriétés des matériaux en place et la prise de mesures *in situ* pour l'analyse du comportement réel de la structure ou d'un de ses éléments

sollicités par des charges connues (essai de chargement). Les mesures *in situ* peuvent être globales (flèches verticales, rotations aux appuis, modes de vibration, etc.) ou locales (déformations, mesure de l'ouverture d'une fissure, etc.). démontrer une réserve de capacité suffisante pour assurer l'exploitation sécuritaire de l'ouvrage. Les résultats de l'auscultation sont la plupart du temps utilisés pour la mise à jour des calculs d'évaluation de la structure.

Par ailleurs, sous certaines conditions, on peut prolonger la durée de vie utile d'une structure en la plaçant sous surveillance électronique. Un des objectifs de cette surveillance est de suivre de façon assidue l'évolution de cet ouvrage afin de connaître le rythme d'évolution du processus d'endommagement. En déterminant les variations saisonnières des paramètres mesurés (influences thermiques), on peut définir des seuils caractérisant une situation dangereuse. Le deuxième objectif de cette surveillance est de guetter l'apparition de signes faisant craindre la possibilité d'une défaillance de l'ouvrage à court terme afin de prendre les mesures de sécurité nécessaires ou requises et préalablement définies. Dès que des mesures atteignent ou dépassent le seuil établi, les mesures de sécurité préétablies sont exécutées. La télésurveillance est donc un moyen de surveiller si le pont se comporte adéquatement sous l'effet des charges spécifiques au site du pont.

L'adéquation du comportement de la structure sous surveillance tendra à confirmer les réserves de capacité anticipées et qui étaient négligées dans les calculs théoriques effectués suivant les prescriptions de la norme. On pense ici à un effet d'arc généré par le blocage des déplacements longitudinaux d'une travée simplement appuyée ou du blocage partiel de la rotation aux extrémités des poutres principales. Le comportement adéquat de la structure peut également s'expliquer par le niveau des sollicitations réelles qui seraient inférieures à celles prescrites (le chargement à l'ultime prescrit ayant une probabilité d'occurrence trop faible pour le site du pont à l'étude), ou encore par l'emploi d'un coefficient de majoration dynamique trop important.

À l'opposé, une évolution de l'importance des fissures (de leur longueur ou de leur ouverture) et de leur nombre laisse présumer un comportement inadéquat de la structure surveillée. L'apparition de fissures importantes peut être le signe d'une plastification des armatures tendues. Elle peut aussi traduire une perte d'adhérence des aciers au béton par suite d'une corrosion très avancée ou d'une dislocation interne du béton. De tels défauts nécessitent des mesures de renforcement immédiat et la télésurveillance ne peut être poursuivie sans que ceux-ci ne soient réalisés.

La télésurveillance n'est donc pratiquée que lorsque la défaillance de l'ouvrage est envisageable à court terme et qu'elle est du type ductile. Dans le cas des structures en béton armé, les poutres devront être sous-armées, c.-à-d. que l'armature en traction doit atteindre sa limite élastique avant que le béton éclate en compression. À noter que la résistance en cisaillement doit être suffisante pour garantir le comportement ductile jusqu'à l'ultime. Lorsque l'ouvrage est sujet à une rupture fragile telle qu'une rupture en cisaillement d'une poutre en béton armé ou une rupture suite à la progression d'une fissure de fatigue dans un élément d'acier, des mesures immédiates de renforcement visant à contrer cette éventualité doivent être réalisées. Dans tous les cas où une télésurveillance est envisagée, la fiabilité de la structure doit être assurée dans l'immédiat et ne peut être compromise que par une aggravation ultérieure des désordres.

L'acier étant un matériau homogène, son comportement jusqu'à l'ultime est plus simple à évaluer. À l'exception du développement de fissures de fatigue (lequel ne peut faire l'objet d'une télésurveillance), l'endommagement dans les éléments d'acier est plus facile à quantifier et à tenir compte dans les calculs d'évaluation. Les éléments en béton armé disposent d'une résistance beaucoup plus difficile à quantifier. De plus, elle évolue significativement dans le temps, en fonction de l'intensité des sollicitations et de l'agressivité des éléments environnementaux qui occasionnent la corrosion et la fissuration (interne et externe). Dans la mesure où la télésurveillance est conditionnelle au caractère ductile et évolutif des modes de rupture, elle conviendra davantage à la problématique des structures en béton armé ou précontraint.

Au cours de la durée de vie d'un ouvrage, une surveillance qui n'aurait pas décelé à temps une évolution devenant préoccupante, soit à cause du vieillissement et de défauts structuraux, soit à cause de modifications des conditions d'utilisation ou d'environnement, risquerait d'aggraver les mesures à prendre, voire de mettre en péril la fiabilité et partante, la sécurité des usagers. La télésurveillance est donc une démarche exigeante qui nécessite l'utilisation des appareils de mesure et de communication les plus performants.

## 2. DYNAMIQUE D'EXPLOITATION ET ENDOMMAGEMENT

Le choix et l'emplacement des appareils de mesure d'un programme de télésurveillance sont conditionnés par les modes de rupture anticipés. La rupture étant le résultat du processus progressif de l'endommagement, il est primordial de bien connaître la dynamique d'exploitation de l'ouvrage.

### *Causes environnementales de l'endommagement*

La présence d'efflorescences prenant naissance au-dessous de la dalle. Ces dépôts sont des indicateurs de la perméabilité de la dalle. L'eau migre à travers la dalle et dissout certains constituants du béton (comme la chaux) qui forment les tâches de couleur blanche visibles sur l'âmes de plusieurs poutres. La dissolution de constituants du béton occasionne une augmentation de la porosité du béton et, par conséquent, une diminution de la résistance du matériau et une plus grande sensibilité aux effets du gel-dégel. La plus grande porosité du béton, combinée à un réseau de fissures important, à une épaisseur de recouvrement des aciers trop faible et à la présence d'anciens drains trop courts favorisent la corrosion des barres d'armature. De plus, des chlorures (provenant des sels de déglaçage) sont présents dans l'eau de percolation et accélèrent le processus de corrosion de l'armature interne. Enfin, des fissures longitudinales larges témoignent elles aussi de la corrosion des barres d'armature sous-jacentes.

Les conséquences de cette corrosion sont le gonflement des barres induit par l'expansion de la rouille (qui provoque le décollement du béton suivi de son éclatement), la réduction de la section des barres d'armature (un phénomène d'autant plus pénalisant que le diamètre de la barre concernée est petit), la perte de l'adhérence acier-béton et la détérioration de l'ancrage des barres d'acier tendues. La réduction de la section des barres d'armature et la perte d'adhérence entre le béton et les barres d'acier ont une incidence directe sur la capacité ultime des poutres du pont puisqu'elles amènent la diminution à la fois de la section de béton comprimé et du bras de levier interne existant entre la table de compression et la centre de gravité des barres d'armature tendues.

La mauvaise adhérence le long des barres cause des déflexions plus grandes et de la fissuration plus importante. Cependant, des travaux de recherche ont démontré que la perte d'adhérence le long d'une barre d'armature a peu d'influence sur la capacité ultime en flexion de la poutre pourvu que les barres soient bien ancrées (Minor et White, 1988).

La corrosion des barres d'armature, la délamination et la fissuration longitudinale ont une incidence importante sur l'ancrage des barres d'armature de flexion. Il est peu probable qu'un ancrage adéquat soit obtenu par adhérence d'une barre corrodée avec du béton délaminé ou fissuré. L'utilisation de crochets ou d'épingles est nécessaire pour assurer l'ancrage des barres et l'absence de ces dispositifs doit être prise en considération à l'étape de l'établissement des seuils de tolérance.

Par ailleurs, la qualité de l'ancrage est davantage réduite dans le cas de barres lisses (Gaillet et Massicotte, 1997). La rouille excessive en surface d'une barre d'armature réduit très significativement la contrainte d'adhérence. De plus, Gaillet et Massicotte ont observé qu'il est possible d'atteindre la limite élastique dans une barre lisse tendue pourvu que la longueur de scellement soit suffisante. Cependant, aussitôt la limite élastique atteinte, il y a glissement de la barre dans la masse de béton, d'où l'apparente ductilité de la rupture. L'incapacité de la pièce à accroître ou même maintenir le moment résistant correspondant à l'atteinte de $f_y$ dans les barres d'armature rend le transfert d'efforts aux poutres avoisinantes irréalisable. À noter qu'à l'ultime, l'usage de barres d'armature lisses se distingue des barres crénelées par l'apparition d'une fissure unique où toutes les déformations se localisent. Gaillet et Massicotte (1997) ont rapporté que la rupture d'une poutre comportant des barres lisses est caractérisée par un glissement progressif des barres que par un étirement de celles-ci (ductilité apparente). Ce comportement confère à ces poutres une capacité moindre à redistribuer les efforts à cause de leur incapacité à accroître leur moment de résistance interne (rupture plus fragile qu'avec les poutres munies d'armature crénelées).

Pour être efficaces, les étriers doivent, eux aussi, être bien ancrés dans le béton. Sans un ancrage adéquat, il peut se produire une rupture prématurée par manque d'ancrage des étriers, une rupture prématurée par manque d'ancrage des barres longitudinales, une rupture par compression horizontale de la table de compression suite à la plastification des étriers, ou une rupture fragile par compression des «bielles» de béton. Ces modes de rupture manifestant peu de signes précurseurs ne peuvent faire l'objet d'une télésurveillance.

***Surcharges causant l'endommagement***

Le non-respect des limites de charges imposées aux structures les plus vulnérables tend à augmenter le taux de progression de l'endommagement. Il en va de même des autorisations émises pour le passage de charges exceptionnelles (permis spéciaux). La qualité de la surface de roulement des approches ainsi que sur le pont a également une incidence directe sur le taux de dégradation d'une structure. La faible amplitude des irrégularités de la chaussée cause peu de perturbation de la masse des véhicules sollicitant la structure, ce qui a pour effet de minimiser l'amplification dynamique des effets, et partants, de la progression de la fissuration ou de l'endommagement (corrosion des barres par voie de conséquence) de la structure. Ainsi, même les camions ayant une fréquence fondamentale de vibration avoisinante de celle du pont ne peuvent générer l'amplification dynamique anticipée étant donné leur faible niveau d'excitation.

## 3. INSTRUMENTATION POUR LA TÉLÉSURVEILLANCE

La réalisation de campagnes de mesure de télésurveillance est une opération exigeante du point de vue électronique. Le système d'acquisition de données utilisé doit être fiable, robuste, polyvalent, de grande précision et d'utilisation facile. Plus particulièrement, il doit :

- avoir une mémoire de taille suffisante (stocker au moins 60 000 données);
- être polyvalent (capable de lire les données de différents types de capteurs);
- pouvoir opérer dans des conditions environnementales difficiles (température élevée ou basse (de –25°C à +40°C), taux d'humidité élevé, vibrations et chocs souvent non négligeables);
- pouvoir interroger un nombre élevé de capteurs (au moins 12) et offrir une possibilité d'expansion;
- avoir un niveau de précision élevé, supérieur à 12 bits;
- être autonome (ne nécessitant pas le concours d'un ordinateur pour effectuer et enregistrer les mesures).
- permettre l'acheminement des données ou de messages d'alarme par téléphonie terrestre ou cellulaire.

Les capteurs utilisés doivent être fiables, de grande précision, capables de résister aux intempéries et faciles d'installation. Généralement, pour détecter l'ouverture et la fermeture de fissures, des capteurs de type potentiométrique ou LVDT sont utilisés. Pour mesurer les flèches, on favorisera l'utilisation d'inclinomètres de précisions en nombre suffisant. Ces capteurs utilisent comme référentiel le champ d'attraction gravitationnelle, lequel est considéré stable dans la plupart des applications. Finalement, des sondes thermiques de précision doivent être suffisamment petites pour être introduites à l'intérieur des éléments structuraux. Les sondes utilisées sont généralement des détecteurs résistifs (RTD) reconnus pour leur précision et leur stabilité à long terme.

Le système d'acquisition de données effectue une lecture de tous les capteurs à toutes les dix minutes, à l'aide desquelles une moyenne horaire est calculée et enregistrée. Cette façon de faire permet de détecter toute anomalie de fonctionnement d'un capteur Elle permet également de «suivre» le comportement de la structure au fur et à mesure que les déformations d'origine thermique se produisent. Toute irrégularité du comportement de la structure peut alors être décelée et interprétée lors de l'analyse subséquente.

## 4. INTERPRÉTATION DES MESURES DE TÉLÉSURVEILLANCE

On peut estimer la déformée induite par le gradient thermique présent sur la hauteur de la poutre et corriger les mesures expérimentales d'horizontalité de manière à ce que celles-ci ne représentent que la déformée permanente du pont. Une description complète de la démarche employée est présentée par Michaud *et al* 1998.

Pour simplifier les calculs, on suppose que la température est uniforme sur la largeur de la section ainsi que longitudinalement à une hauteur donnée. De plus, on admet que les sections planes restent planes et les matériaux ont un comportement élastique linéaire.

Si une structure isostatique est soumise à un gradient non linéaire de température variant suivant la hauteur de la section, celle-ci subira des déformations axiales, des déformations associées au changement de la courbure de la section et finalement des déformations correspondant aux contraintes autoéquilibrées. Ces dernières n'induisent aucun effort interne. Elles existent pour assurer la planéité du champ de déformation sur la hauteur de la section. La déformation totale associée aux effets thermiques $\varepsilon_{th}$ est donnée par :

$$\varepsilon_{th}(y) = \varepsilon_{thG} + \psi_{th}\, y \tag{1}$$

où $\varepsilon_{thG}$ est la déformation axiale thermique et $\psi_{th}$ est la courbure due au gradient thermique. En dénotant T(y) la fonction décrivant la variation de la température en fonction de la coordonnée y orientée verticalement et définie à partir du centre de gravité de la section, on a :

$$\varepsilon_{th} = \frac{1}{A} \int \alpha_{th}(y) T(y)\, dA \tag{2}$$

$$\psi_{th} = \frac{1}{I_z} \int \alpha_{th}(y) T(y)\, y\, dA \tag{3}$$

où $\alpha_{th}(y)$ représente le coefficient de dilatation thermique du matériau au niveau y sur la section, A est l'aire totale et $I_z$ est le moment d'inertie de la section équivalente de béton par rapport à l'axe z. Les intégrations des deux équations précédentes peuvent être approchées par les sommations suivantes :

$$\varepsilon_{th} = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^{n} \alpha_{thi}\, T_i\, A_i \tag{4}$$

$$\psi_{th} = \frac{1}{I_z} \sum_{i=1}^{n} \alpha_{thi}\, T_i\, y_i\, A_i \tag{5}$$

Dans les calculs, on utilise généralement la même valeur du coefficient de dilatation thermique $\alpha_i$ pour la dalle et la poutre. On suppose également que ce coefficient ne varie pas le long du pont, et que sa valeur est égale à 12 με/°C.

La courbure $\psi_{th}$ représente la composante linéaire du gradient thermique qui est de nature non linéaire. À noter que la courbure est la seule et unique composante du gradient thermique ayant une incidence sur les rotations mesurées ou les flèches.

On présente sur la figure 1a la variation sur une période de 166 jours de la température interne et de la flèche au centre de la travée d'un pont en béton armé. On constate la similitude des deux courbes, donnant un indice du haut niveau de corrélation entre ces données.

On peut extraire des mesures obtenues l'évolution d'un endommagement ayant un caractère permanent en soustrayant des mesures expérimentales brutes la composante «thermique». En admettant que le gradient thermique mesuré soit valide sur toute la longueur de la travée, on peut effectuer une analyse par régression linéaire de la flèche calculée (à l'aide des mesures des inclinomètres) ou mesurée comme variable dépendante et l'amplitude de la courbure comme variable indépendante. Les résultats sont montrés sur la figure 1b. L'analyse révèle un coefficient de corrélation égale à 0,90, comme en témoigne la faible dispersion des données autour de la droite de pente $\beta$.

Sur la figure 1c, on peut visualiser la tendance «permanente» de l'affaissement du centre de la travée. L'amplitude de l'affaissement est de l'ordre de 0,1 mm. À cet affaissement correspond une augmentation de la contrainte de traction dans les barres longitudinales du lit inférieur d'armature. Également, l'endommagement (par fissuration) de la matrice de béton réduit l'inertie efficace de la section et la résistance globale de la structure.

## 5. ÉTABLISSEMENT DES SEUILS DE TOLÉRANCE

L'établissement des seuils d'alarme constitue l'étape la plus délicate de l'implantation d'un programme de télésurveillance. Les défauts relevés lors des inspections ne constituent que des indices du niveau d'endommagement atteint et sont utilisés, dans les calculs courants, pour réduire de manière très approximative la résistance. Des modèles numériques non linéaires doivent être utilisés pour simuler le comportement de la structure endommagée et tenter de définir les «états limites d'exploitation». Cependant, les modèles disponibles actuellement ne peuvent représenter l'endommagement réel accumulé dans la structure depuis sa mise en service. Cette détérioration ne peut être quantifiée avec précision. Par ailleurs, lorsque des essais de chargement sont effectués pour calibrer un modèle, on doit s'interroger sur la validité jusqu'à l'ultime des particularités du comportement suggérant des réserves de capacité.

Il apparaît que la méthode la plus efficace pour établir les seuils d'alarme consiste à modéliser la structure pour identifier les modes de rupture à anticiper et définir, après un traitement statistique des mesures *in situ* obtenues durant la première année de la surveillance, les seuils de tolérance. On détermine la valeur d'un seuil (ou de son taux d'augmentation) en tenant compte de l'indice de fiabilité jugé acceptable pour la structure étudiée. L'établissement d'un programme de télésurveillance permet au gestionnaire d'être plus permissif sur la probabilité de défaillance de la structure, considérant que le mode de rupture est ductile et qu'un système électronique de surveillance assure le suivi de l'endommagement permanent se produisant dans l'ouvrage.

## 6. BIBLIOGRAPHIE


DIAS, P., TATJANA, M. et CHRYSSANTHOPOULOS, M. 1999. «Reliability-Based Assessment of Highway Bridges», PIARC Committee on Road Bridges (C11), World Road Association.

MICHAUD, M, MASSICOTTE, B. et BASTIEN, J. 1998. «Déformations différées des ponts faits de poutres préfabriquées en béton précontraint avec dalle coulée en place», Rapport No EPM/GCS-1998-04, École Polytechnique de Montréal, décembre.

1998. «Auscultation, Surveillance renforcée, Haute surveillance, Mesures de sécurité immédiate ou de Sauvegarde», Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art – deuxième partie, Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, France.

BAILEY, S. F., RADOJICIC, A. and BRÛHWILER, E. 1998. «Reducing Intervention Costs by Increasing Assessment Effort», Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering '98, CSCE.

BOUZAIENE, A. et MASSICOTTE, B. 1997. «Analyse par éléments finis du comportement en service et à l'ultime des ponts en béton armé». 4ième colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, avril.

GAILLET, O. et MASSICOTTE, B. 1997. «Détermination des longueur de développement des barres lisses pour l'évaluation des ponts existants». 4ième colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, avril.

CREMONA, C. 1997. «Probability-Based Optimisation of Inspection Intervals for Steel Bridges», IABSE Workshop on Evaluation of Existing Steel and Composite Bridges, Lausanne.

ESTES, A. C., and FRANGOPOL, D. M. 1997. «System Reliability for Condition Evaluation of Bridges», IABSE Workshop on Evaluation of Existing Steel and Composite Bridges, Lausanne.

1996. «Manuel d'inspection des structures», Direction des structures, ministère des Transports du Québec.

BAILEY, S., BRÛHWILER, E. and HIRT, M.A. 1996. «Bridge reliability experience in Switzerland», Workshop on Structural Reliability in Bridge Engineering, University of Colorado at Boulder, U.S.A.

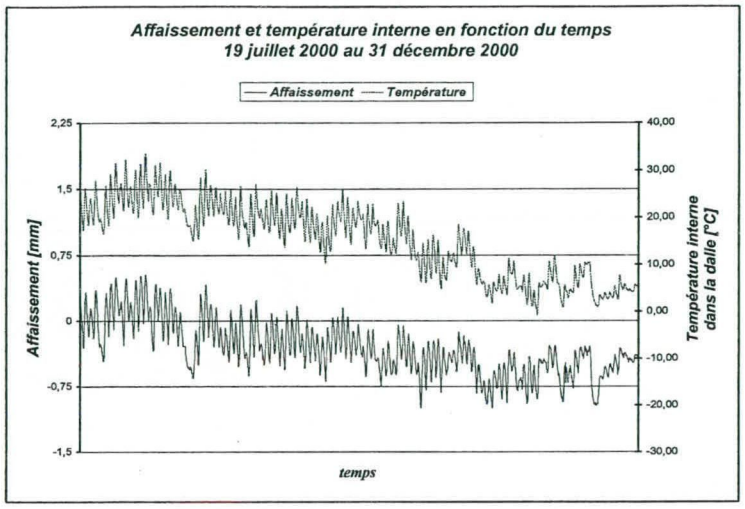
BAILEY, S., F. 1996. «Basic Principles and Load Models for the Structural Safety Evaluation of Existing Road Bridges», Thèse 1467, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

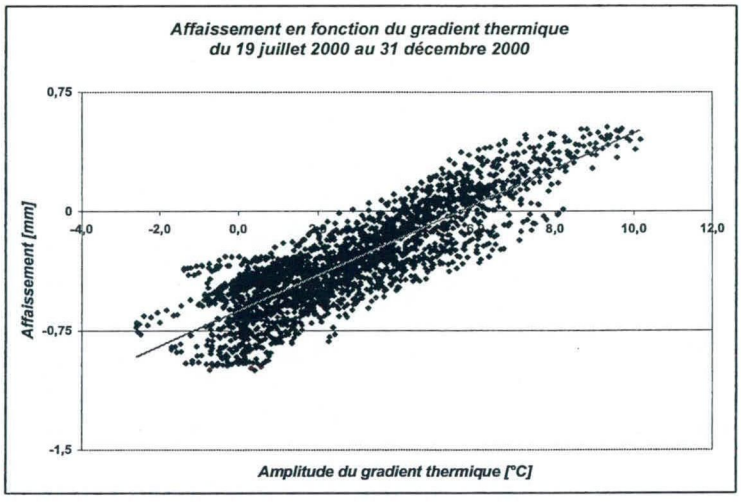
CREMONA, C. 1995. «Application de la théorie de la fiabilité à la sécurité d'éléments structuraux d'ouvrages d'art», Études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, série d'ouvrage d'art OA17, Laboratoire central des ponts et chaussées, France.

MOSES, F. 1990. «Safe Life Evaluation of Existing Bridges», IABSE Workshop on Remaining Fatigue Life of Steel Structures, Lausanne.

PILLAI, S. U. and KIRK, D. W, 1988. «Reinforced Concrete Design», 2nd edition, McGraw-Hill Ryerson Limited.

MINOR, J. and WHITE, K. R. 1988. «Condition surveys of Concrete Bridge Components – User's Manual», NCHRP report 312, Transportation Research Board, December.



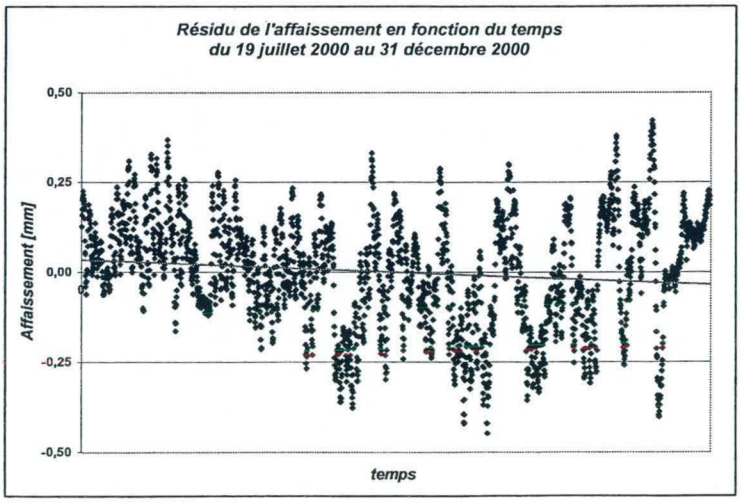




**Fig. 1 - Analyse statistique des données recueillies**

# MESURE DE LA TENSION DANS LES SUSPENTES ET LES TORONS DES CABLES PORTEURS DU PONT DE L'ILE D'ORLEANS PAR UNE METHODE D'INTERFEROMETRIE LASER.

**Martin Talbot, ing., Ph.D. et Marc Savard, ing., Ph.D.**

Direction des structures, Ministère des transports du Québec.

**RÉSUMÉ :**

Au cours de ces dernières années, une technique de mesure par interférométrie laser (basée sur la mesure de la vitesse de vibration d'un solide par effet Doppler) a fait son apparition et a déjà fait ses preuves de manière remarquable pour la mesure de tensions dans les haubans en Europe et aux États-Unis. Nous présentons ici la faisabilité de l'utilisation de cette nouvelle technique aux ouvrages suspendus. Un exemple typique d'une suspente et un exemple de toron de câble porteur du pont suspendu de l'Île d'Orléans sont décrits. La technique, les préparatifs in situ et le post traitement sont exposés et les résultats sont comparés avec la théorie.

## 1. Introduction

Lors du 7e colloque, l'an dernier, Talbot (2000) a exposé en détail les résultats expérimentaux statiques et dynamiques en les comparant au modèle par éléments finis 3-D développé dans le but d'évaluer avec précision l'état actuel de ce pont suspendu (figure 1).

Les observations in situ ont démontré que cette structure avait évoluée au cours des 65 dernières années pour s'éloigner de la structure d'origine théorique. Cependant, il est très important de noter que, loin de démontrer le caractère exceptionnel de ces résultats d'analyses numériques et expérimentales, Talbot (2000) a mis en évidence (par une étude bibliographique exhaustive reproduite ici en annexe) que ces résultats se comparaient tout à fait aux désordres normalement observés sur des ouvrages suspendus ailleurs en Amérique et en Europe.

Le pont de l'Île d'Orléans a donc subi une évolution structurale que l'on peut considéré comme normale au regard d'ouvrages suspendus similaires ailleurs dans le monde. Les méthodes expérimentales et numériques sophistiquées déployées en vue d'une connaissance précise des ces dérèglements constituent aussi une approche qui est normalement retenu ailleurs par la communauté internationale lorsque qu'arrive le temps de définir les scénarios de renforcement, de réparation et de modifications possibles de la structure.

## 2. Description du système de suspension

Parmi les éléments qu'il importe de vérifier et de tester, il y a évidemment les deux câbles porteurs qui forment une longueur totale de 1535m et qui sont constitués de 37 torons galvanisés (aire totale de 26974.0mm$^2$). Il y a aussi les suspentes (constituées de 7 petits torons galvanisés torsadés) qui sont au nombre de 118 et qui formeraient une longueur de 3528m si on les mettait bout à bout (aire totale= 2x 595.5mm$^2$= 1191.0mm$^2$).

Un des principes structuraux de base de tout pont suspendu est le suivant : toutes les suspentes ont une tension égale sous la charge permanente une fois le pont terminé. Ce sont aussi les suspentes qui reprennent la quasi totalité de la charge vive sur le tablier en l'acheminant au câble porteur (hormis la zone proche des appuis des fermes, aux tours, où une partie de cette charge vive peut être reprise par les appuis qui sont sous forme de bras articulés ou de bielles).

Les suspentes sont de conception différente des câbles porteurs et il faut en tenir compte dans le calcul de leur résistance. Les câbles porteurs sont faits de torons (*37 parallel prestressed galvanized wire strands* ; Armstrong, 1938) alors que les suspentes sont des câbles (fortement) torsadés (*galvanised wire ropes*) ce qui conduit à des différences significatives pour une section nette égale d'acier. Ainsi, les suspentes ont une résistance à la rupture inférieure aux torons (variation de 5% à 15% selon la position des fils dans la suspente car cela dépend de l'angle des fils). Leur résistance est donc généralement établie, en pratique, en terme d'effort total (kN ou kips) plutôt qu'en terme de contraintes (Mpa ou ksi). La résistance à la rupture théorique est la même pour toutes les suspentes et est ici de 1300kN. Une coupe typique d'une suspente est fournie à la figure 6.

Le choix de câbles aussi torsadés s'explique. Les suspentes sont ainsi plus flexibles et peuvent donc être courbées plus facilement (raison principale de leur utilisation pour passer autour du câble porteur). Les fils composants une suspente étant plus petit, la couche de galvanisation est aussi plus faible, d'où une plus grande vulnérabilité à la corrosion (en plus d'être dépourvu de fils de guipage). De plus, les suspentes peuvent aussi avoir un module d'élasticité apparent inférieur.

### 3. Mesure de tension dans les câbles

Au chapitre 12 (Pathologie des câbles de suspension) tiré de *« Maintenance et réparation des ponts »*, Gourmelon (1997) explique :

> « En dehors de toute considération relative à la pathologie des câbles de suspension, la connaissance de la tension réelle des câbles dans un ouvrage ainsi que le suivi de son évolution présentent un intérêt, non seulement pour les câbles eux-mêmes, mais également pour l'ensemble de la structure.
> Que ce soit pour les câbles porteurs des ponts suspendus, pour les suspentes les reliant au tablier ou pour les haubans des ponts haubanés, le réglage des tensions de façon à égaliser les contraintes de traction sous charge permanente permet d'assurer un bon fonctionnement de la structure et la pérennité des câbles mis en œuvre.
> Au cours de la vie de l'ouvrage, ce réglage peut être dégradé, soit par des défauts affectant la structure (glissement de colliers, déplacement d'appuis, fluage d'un tablier de béton, etc.), soit en raison de désordres affectant les câbles eux-mêmes ; **une vérification périodique est donc nécessaire**.
> Au moment de la construction de l'ouvrage, le réglage de la suspension est généralement réalisé par une méthode de pesée à l'aide de vérins, ceux-ci servant par ailleurs à la mise en tension des câbles. C'est une méthode nécessitant un matériel spécifique, adapté à chaque ouvrage, qui peut être utilisée pour la vérification périodique mais se révèle souvent lourde et peu pratique.
> **La méthode vibratoire offre une alternative intéressante du fait de sa simplicité et de sa rapidité de mise en œuvre.** »

Cette méthode vibratoire se base sur un principe simple (dont les équations seront présentées plus loin) à savoir que les fréquences des modes fondamentaux d'un câble tendu sont directement reliés au niveau de tension de celui-ci. C'est le principe de la corde vibrante connu depuis des millénaires puisqu'il régit aussi bien l'accord des instruments de musique à corde que la tension d'un câble d'acier tendu en génie civil.

A ce jour et depuis une quarantaine d'années, les ingénieurs ont surtout utilisé des accéléromètres (avec les difficultés connues de mise en œuvre de fixation et de filage) pour obtenir ces fréquences. Notons ainsi seulement les exemples de Drury (dès 1966), de Kenly et Wood (1997), de Talbot, M. (2000), de Savard et Talbot (1997) de Robert (1993) de Robert *et Al.* (1991).

Cependant, les développements de nouvelles technologies sans contact (« non contact sensors ») ont aussi fait leur apparition et la technique d'interférométrie laser en est un exemple.

## 4. La technique d'interférométrie laser

La technique d'interférométrie laser présenté ici est basée sur le principe de l'effet Doppler. L'appareil permet de mesurer, à distance et sans contact, la vitesse en surface d'un solide déformable. L'effet Doppler est ici du au fait que lorsqu'un faisceau de lumière cohérente est réfléchi à partir d'une surface qui se déplace, sa fréquence change. Bien que ce changement soit très faible, il peut être mesuré avec précision par interférométrie optique par un traitement électronique adéquat. La vitesse est alors directement dérivée de ce changement de fréquence.

C'est ici le VS-100 d'Ometron qui a servi pour les mesures d'interférométrie. Le VS-100 est basée sur un interféromètre de type Michelson dans lequel le faisceau laser se divise en deux partie (un de référence et un de signal). Le faisceau de signal est dirigé sur la surface vibrante qui le réfléchi. Le signal est alors combiné à nouveau avec le faisceau interne de référence. Lorsque la surface bouge, la différence de trajet parcouru pour les deux faisceaux engendre une modulation de l'intensité du signal recombiné compte tenu de l'interférence entre les deux faisceaux (Figure 2).

Le VS100 d'Ometron est un appareil portable qui peut aller à l'extérieur dans des conditions qui ne sont pas extrêmes (pas de pluie, de neige et des températures minimales de 5 à 10 C. Il peut mesurer des vitesses de 0.005 à 100mm/s, des fréquences de vibration de presque zéro à 50000Hz et travailler à des distances de 0.05m à 200m (dépend cependant aussi de la qualité de la surface vibrante). Il a des dimensions compactes de 325 x 210 x 85 mm et un poids de 7kg (figure 3). Le signal (vitesse) peut évidemment être traité de la même manière qu'un signal d'accéléromètre (FFT, notamment) mais en plus, il peut naturellement aussi être intégré directement une seule fois pour obtenir une excellente mesure de déplacement dynamique voire quasi statique.

En soi, la technique d'interférométrie laser en laboratoire n'est pas nouvelle. Celle-ci a donné naissance, depuis une quinzaine d'années, à plusieurs méthodes de mesure de précision des solides déformables (vibration, fatigue, etc.) Ainsi, on a un exemple d'interférométrie en laboratoire au MIT par Masubichi *et Al.* dès 1988.

Récemment, des ingénieurs américains et européens ont eu l'idée d'utiliser l'interférométrie laser pour mesurer la tension dans les haubans des ponts haubanés. Notons l'article de Chase et Washer (1997) qui décrit un projet subventionné par la FHWA (Federal highway Administration), et les articles de Ciolko et Yen (1999), Ciolko (1999) et Angelo (1997) qui décrivent une application à un pont haubané américain. De même, notons les travaux des chercheurs portugais Cunha, A., Caetano, E. (1999) sur le pont haubané de très grande envergure Vasco da Gama. À ce jour, il n'y a pas cependant d'applications équivalentes pour les ponts suspendus.

## 5. Acquisition de données et calcul des fréquences de vibration

Les fréquences de vibration d'une suspente peuvent être identifiées en déterminant les fréquences pour lesquelles l'énergie du signal capté par le système laser atteint un maximum. La représentation dans le domaine des fréquences d'un signal est obtenue en calculant la transformée de Fourier rapide (FFT) de celui-ci. Le module de cette fonction constituée de nombres complexes est appelé le spectre du signal et représente la distribution de l'énergie du signal en fonction de la fréquence. Ainsi, on peut déterminer les fréquences qui correspondent à certaines valeurs maximales d'énergie ou pics de la FFT. Ces fréquences approchent certaines fréquences de vibration de la suspente.

Le laser utilisé dispose d'une sortie analogique variant de ±10 volts. Le voltage est proportionnel à la grandeur de la vitesse associée au mouvement horizontal de la suspente induite lorsque celle-ci est sollicitée par des impacts répétés. Pour faire l'acquisition de la variation de la vitesse en fonction du temps, le système d'acquisition de données TEAM490 a été utilisé. Bien que très performant et facile d'utilisation, ce système d'acquisition de données est limité à 16 384 échantillons par signal. De manière à optimiser l'acuité du spectre des fréquences, la vitesse d'échantillonnage a été choisie en fonction de la longueur de la suspente. Pour les suspentes les plus longues, les premières fréquences de vibration sont inférieures à 100 Hz et la fréquence d'échantillonnage a été fixée à 300 lectures par seconde. À l'opposé, la première fréquence de vibration des plus courtes suspentes dépasse 50 Hz et la fréquence d'échantillonnage a été fixée à 1000 lectures par seconde.

La résolution des spectres, soit l'intervalle compris entre chaque point formant un spectre, est inversement proportionnelle à la durée totale de l'enregistrement. Dans le cas où la fréquence d'échantillonnage est de 500 lectures par seconde, la durée utile de l'enregistrement est de 32,768 s et la résolution du spectre est de l'ordre de 0,122 Hz en considérant que des segments de 4096 échantillons sont utilisés dans les calculs. L'analyse de segments de signaux revient à calculer un spectre moyen pour l'ensemble du signal. Cette procédure, laquelle a été implantée dans le logiciel de traitement U2 (Felber, 1994) utilisé pour l'analyse des signaux acquis, permet d'atténuer l'influence du trafic routier sur les fréquences mesurées.

Pour conditionner les signaux avant l'enregistrement des mesures, des filtres analogiques sont nécessaires pour éliminer les différentes sources de bruit (électronique) qui interfèrent avec le signal d'intérêt. De plus, dans le contexte de la numérisation des signaux analogiques, le phénomène de repliement de fréquence (Nyquist) doit être empêché, ce que permet l'utilisation de filtres analogiques programmables. Une fréquence de coupure égale à la moitié de la fréquence d'échantillonnage a été programmée dans le filtre utilisé.

## 6. Procédures expérimentales in situ

Le VS-100 d'Ometron qui a servi pour les mesures d'interférométrie était un appareil démonstrateur prêté par Intertechnology. Ce prêt nous a permis de tester l'appareil sans avoir à en assumer le coût d'achat ni même de location. Cependant, cela impliquait une absence de contrôle sur la date à laquelle nous pouvions disposer de l'appareil et la durée de ce prêt étant donné la rareté et la demande pour cet appareil.

Finalement, nous avons pu avoir l'appareil pour la dernière semaine d'octobre 2000 (après 2 délais) ce qui constituait une limite d'un point de vue climatique. Malgré tout, nous avons eu la chance de prolonger les essais pour une deuxième semaine (soit au début novembre ce qui n'était pas prévu initialement). En excluant le premier jour de remise de l'appareil, un jour de neige et le dernier jour de retour de l'appareil, nous avons pu bénéficier de sept jours intensifs de mesure.

Compte tenu du fait que le pont est l'unique voie d'accès et qu'il est très étroit, nous étions limité à des essais entre 9 et 15 heures. Malgré tout et contrairement à ce qui était prévu à l'origine, nous avons pu tester pratiquement toutes les suspentes (au nombre de 118) et la chambre d'ancrage sud amont (une trentaine de torons sur 37).

On sait que la qualité du signal dépend de la qualité de la surface qui réfléchi le faisceau laser. Or, bien qu'un signal relativement satisfaisant pouvait être obtenu de la surface brute, la qualité de celui-ci était grandement augmentée en préparant celle-ci avec une peinture blanche mate ou mieux encore avec un ruban réfléchissant (trouvé simplement dans le commerce).

La sensibilité de l'appareil permettait de viser la base (et non le milieu) de la suspente tout en captant de nombreux modes supérieurs ce qui simplifiait évidemment la technique dans le cas de suspentes mesurant des dizaines de mètres. La suspente était excitée par des coups de marteau et le signal capté à une dizaine de mètres de celle-ci (figures 3 et 4).

Compte tenu de conditions expérimentales qui certains jours étaient imparfaites (notamment le vent et le passage de camions lourds conduisant à des mouvements et des vibrations parasites importants de la structure surtout pour la partie centrale) environ 10% des résultats (une douzaine de suspentes) ne sont pas concluant ce qui reste étonnamment bon pour une expérience de faisabilité qui devait être simplement exploratoire à l'origine. Or, compte tenu des délais de prêt de l'appareil, ces mesures n'ont pu être reprises.

Les tests de torons dans une des chambres d'ancrage ont suivi un protocole similaire. La partie visée par le rayon laser se situait environ 2 mètres plus bas que la zone de l'épanouissement (figure 11). Lors de la journée de remise de l'appareil, nous avons aussi testé avec succès en laboratoire les capacités de mesure de flèches du VS-100 pour des distances allant jusqu'à 25m.

## 7. Les équations régissant les câbles

L'équation différentielle d'un poutre sous forte tension est donnée par (Bokaian, 1990 et Robert *et Al.*, 1991) :

$$T\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} - EI\frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = m\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \qquad (1)$$

L'équation aux fréquences est transcendante et il faut en général la résoudre par des méthodes numériques. Cependant pour des cas particuliers, il existe des solutions analytiques. Ainsi, lorsque EI est négligeable on obtient alors la théorie de la corde vibrante parfaite (Timoshenko *et Al.* 1974) :

$$\omega_n^2 = n^2\pi^2\frac{T}{m\ L^2} \qquad \text{avec} \quad \omega_n^2 = 4\pi^2 f_n^2 \qquad (2)$$

Pour une poutre simplement appuyée, sans effort axial (T=0), on a :

$$\omega_n^2 = n^4\pi^4\left(\frac{EI}{m\ L^4}\right) \qquad (3)$$

et pour une poutre encastrée, sans effort axial, on a :

$$\omega_n^2 = \left(\frac{(2n+1)\pi}{2}\right)^4\left(\frac{EI}{m\ L^4}\right) \qquad (4)$$

Dans le cas d'une poutre tendu simplement appuyée, la solution est (Timoshenko *et Al.* 1974) :

$$\omega_n^2 = \left[n^4\pi^4\left(\frac{EI}{m\ L^4}\right)\right] + \left[n^2\pi^2\frac{T}{m\ L^2}\right] \qquad (5)$$

avec T : tension ; m : masse linéique ; EI : module de rigidité ; L : longueur ;
et n : numéro du mode (1, 2, 3,...)

Et pour les conditions d'une poutre encastrée avec effort axial, il n'y a pas de solution analytique applicable à tous les cas (l'importance relative de la tension et de EI peuvent jouer).

## 8. Le cas d'une suspente

Contrairement aux haubans la taille des suspentes varie énormément (elle va de moins de 1.5m à 36m) ce qui conduit à une très grande différence de spectre fréquentiel. Bien que pour les longues suspentes, la théorie de la simple corde vibrante puisse être suffisante (et alors une seule fréquence suffit en théorie), il est en général souhaitable d'avoir plusieurs fréquences de manière à s'assurer de la précision de la mesure et, éventuellement, d'estimer aussi (surtout pour les courtes suspentes) l'importance de la rigidité flexionnelle de la suspente.

Nous avons choisi pour fin de démonstration une suspente de taille moyenne soit la s422m (travée sud amont) de 17.5m. Les résultats de fréquences obtenus par FFT sont présentés à la figure 9 et leur comparaison avec des valeurs numériques apparaît au tableau de la figure 8. Une quinzaine de modes ont été identifiés. La valeur de corde vibrante est calculée avec l'équation (2), la valeur de poutre rotulée avec l'équation (5) et la valeur de poutre encastrée par éléments finis.

On remarque d'emblée que pour cette longueur de suspente, la théorie de la corde vibrante est satisfaisante pour les premiers modes. Par contre, pour les derniers modes, l'importance de la rigidité flexionnelle commence à se faire sentir. En tenant compte de cette rigidité, on obtient une tension légèrement différente de la corde vibrante parfaite soit 81,3 kN au lieu de 85 kN comparée à une valeur théorique de suspension non déréglée de 94 kN. Si on tient compte que l'estimation de la précision de la méthode vibratoire dans la littérature est d'environ 5% dans les meilleures conditions, la différence peut être jugée faible ce qui n'a rien de surprenant pour un câble de 17.5m. De plus, dans ce cas particulier, la différence entre les conditions encastrées et rotulées n'est pas significative.

Pour les autres suspentes plus longues, les termes flexionnels vont encore en diminuant rapidement. Par contre, pour les suspentes plus courtes, l'importance de la rigidité flexionnelle croît progressivement pour devenir très importante avec les suspentes les plus courtes. De plus, la progression géométrique des fréquences démontrent clairement un comportement de type encastré plutôt que rotulé et ce, malgré le type d'attache (figure 5). Ne pas tenir compte de cette rigidité et de ces conditions d'attache peut conduire à une surestimation importante de la tension de la suspente. On comprend ici tout l'intérêt d'avoir plusieurs modes de vibration pour établir correctement les paramètres de la suspente qui conduiront à un calcul correct de la tension.

Aussi, l'établissement de conditions de type encastrée peut avoir son importance d'un point de vue de la fatigue. En effet, selon Steidel (1989) « la présence d'un moment de flexion alterné (positif à négatif) à la base des torons d'un câble lorsqu'il y a excitation par résonance (donc de grande amplitude) est la principale cause de rupture par fatigue de ces torons ».

De plus, dans le cas particulier du pont de l'Île d'Orléans, les deux torons de suspente étaient reliés par des barreaux (comme une échelle). Or, pour certaines suspentes des modes intermédiaires apparaissent entre ces modes de câble. Pour comprendre le phénomène et s'assurer que ces modes ne modifient pas les valeurs des modes de câble servant au calcul de la tension, il a fallu modéliser par éléments finis le système réel de certaines suspentes. Nous avons pu ainsi établir des modes transversaux et surtout torsionnels qui de fait sont parfois clairement observables expérimentalement surtout pour des suspentes plus courtes (voir exemples à la figure 7). Ces modes cependant n'affecte pas la valeur des modes flexionnels de câble. Il faut par contre veiller à ne pas les confondre entre eux.

## 9. Les torons d'un câble porteur

Les caractéristiques géométriques de la zone d'ancrage (figures 11 et 12) rendent très intéressant l'utilisation du VS-100 car l'espace restreint et difficile d'accès interdit les accéléromètres pour la plupart des torons internes. Contrairement aux suspentes, les torons sont ici d'égales longueurs. Les résultats typique du torons no. 2 dans la chambre d'ancrage sud amont sont présentés à la figure 15 et sont comparés aux différents modèles d'équations. Les mêmes remarques que celles faites pour les suspentes s'appliquent. Ici, cependant, la longueur libre du toron est de 4.8m et donc, comme on pouvait le prévoir, l'importance de la rigidité flexionnelle se fait sentir davantage. De plus, on voit clairement que le modèle encastré a une progression géométrique qui suit de plus près les valeurs expérimentales. Pour les modes supérieurs, le modèle de type corde vibrante est simplement inadéquat. À titre comparatif, la valeur théorique de tension est de 284 kN.

Il est intéressant de noter qu'un premier pic important apparaît autour de 12,3 Hz. Vraisemblablement, il nous a semblé dès le départ qu'il s'agissait d'un pic de fréquence du pont. Or, son importance dans le spectre (et sa valeur en apparence harmonique soit environ la moitié de 24,1 Hz) nous a forcé à rechercher sa provenance. Le fait que les premiers modes fondamentaux globaux de l'ouvrage se situent bien en deçà d'un Hertz laissait penser que c'est la vibration du câble porteur libre entre le portique et son ancrage qui pouvait en être la cause (figure 10). En modélisant cette partie du câble porteur, nous avons obtenus une fréquence de 12,3 Hz pour un des modes de vibration. Or, pour ce mode, la zone d'amplitude maximum d'un demi sinus avant l'ancrage correspond à la zone visée par l'interféromètre laser ce qui explique de manière plausible l'importance du pic.

## 9. Conclusion

Malgré les difficultés de mise en œuvre de l'expérience dues aux problèmes climatiques et à l'impossibilité de fermer le pont à la circulation pour obtenir des conditions les plus favorables de même que les problèmes de logistiques dues à l'absence de choix des dates et de durée des essais, l'expérience peut être qualifiée de franc succès.

Nous avons pu clairement identifier les fréquences de vibrations pour plus d'une centaine de suspentes de même que les fréquences d'une trentaine de torons dans une chambre d'ancrage ce qui allait bien au delà des objectifs que nous nous étions fixés à l'origine.

Mais les possibilités offertes par cet appareil sont multiples et pourraient s'étendrent à la mesure de la tension dans les haubans et dans les câbles de précontraintes extérieures. De plus, il pourrait très bien être testé in situ pour la mesure sans contact de flèches quasi statiques et dynamiques de petite et grande amplitude et ce, mesurées à des dizaines de mètres de distance. Cette dernière application, si elle s'avérait concluante, pourrait servir pour une grande variété de structures et non pas seulement les ouvrages suspendus.

## Remerciements

Nous tenons à remercier tout d'abord Mr François Forcier d'Intertechnology pour le prêt (plus long que prévu !) d'un VS-100. C'est d'abord son excellente collaboration qui a rendu possible cette expérimentation. Nous tenons aussi à remercier tous les responsables de la DT de Québec de même que Mr Michel Ricard, André Godbout, François Ménard. Nous tenons enfin à remercier Mr Claude Leclerc, chef de la section entretien et Guy Richard, directeur aux structures pour avoir accepté le principe de ce projet.

## Références

Akoussah, K. E., Fafard, M., Talbot, M., Beaulieu, D. (1997). « Étude paramétrique du facteur d'amplification dynamique des charges pour des ponts à travée simple en béton armé. » *Can. J. Civ. Eng.*, Vol. 24, 313-322.

Angelo, W. J. (1997). "Lasers ensure Stay cable safety." Engineering News-Record, Vol. 239(4), July 28, 10-11.

Armstrong, D.B. (1938). "The Island of Orleans suspension Bridge; prestressing and erection." *The Engineering Journal*, Vol. 21(7), 315-325.

Bégin, T. (1995). « Étude expérimentale et analytique du comportement dynamique du pont suspendu de Beauharnois. » *Mémoire de maîtrise, Génie civil, Université de Sherbrooke*, Québec, Canada.

Bergeron, M. (1982). « Rapport d'inspection du système de suspension du pont de l'Île d'Orléans. »

Birdsall, B. (1991). « Brooklyn bridge rehabilitation : Installation and adjustment of suspenders and stays. » *Suspension Bridge Operators' Conference*, Poughkeepsie, New York, 1-7.

Bokaian, A. (1990). "Natural frequencies of beams under tensile axial loads" .» *Journal of Sound and Vibration*, 142(1), 481-498.

Brignon, M., Gourmelon, J.-P. (1989). *Les ponts suspendus en France.* LCPC-SETRA.

Brownjohn, J. M. W., Dumanoglu, A. A., Severn, R. T., Blakeborough, A. (1989). « Ambiant vibration survey of the Bosporus suspension bridge . » *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 18, 263-283.

Buckland, P. G. , Hooley, R., Morgenstern, B. D., Rainer, J. H., van Selst, A. M. (1979). « Suspension bridge vibrations: computed and measured.» *Journal of the Structural Division*, ASCE, 105( ST5), 859-874.

Buckland, P. G. (1981a). "The Lions' Gate Bridge-investigation." *Can. J. Civ. Eng.*, Vol. 8(2), 241-256.

Buckland, P. G. (1981b). "The Lions' Gate Bridge-renovation." *Can. J. Civ. Eng.*, Vol. 8(4), 484-508.

Buckland, P. G. (1990). "Assessment and Rehabilitation of suspension bridges." *The First International Conference on Bridge Management*, Guildford, U.K., March 28-30, 475-487.

Chase, S. B., Washer, G. (1997). "Non destructive Evaluation for Bridge Management in the Next Century." *Public Roads*, July-August, 16-25.

Ciolko, A. T., Yen, W. P. (1999). "An immediate payoff." *Public Roads*, May-June, 10-17.

Ciolko, A. T. (1999). "Cable Vision." *Bridge design & engineering*, First Quarter, 46-47.

Cunha, A., Caetano, E. (1999). "Dynamic measurements on stay cables of cable-stayed bridges using an interferometry laser system." *Experimental Techniques*, May-June, 38-43.

Chatterjee, S. (1992) « Strengthening and refurbishment of the Severn Crossing. Part 1 : introduction. » *Proc. Instn Civ. Engrs Civ. Engng, Structures and Buildings*, 94, Paper 9845, Feb., 1-5.

Cuninghame, J. R., Beales, C. (1992). « Strengthening and refurbishment of the Severn Crossing. Part 4 : TRRL research on Severn Crossing. » *Proc. Instn Civ. Engrs Civ. Engng*, Structures and Buildings, 94, Paper 9848, Feb., 37-49.

Deveau, M. L., O'Halloran, D. P. (1998). "Angus L. Macdonald Bridge-Third lane Project." *Annual Conf. of the Canadian Society for Civil Engineering,* Halifax, Canada, 723-732.

Drury, J. C. (1966). "Measurement of loads in hanger cables of suspension bridges." *International Symposium on Suspension Bridges*, Lisboa, Portugal, 557-562.

Evans, J. E. (1992). « Strengthening and refurbishment of the Severn Crossing. Part 3 : construction. » *Proc. Instn Civ. Engrs Civ. Engng, Structures and Buildings*, 94, Paper 9847, Feb., 23-36.

Felber, A., J. (1994). *U2, V2 et P2 Manual*, Experimental Dynamics Investigations, EDI, Ltd., Vancouver, B.C.

Flint, A. R., Smith, B. W. (1992a). « Strengthening and refurbishment of the Severn Crossing. Part 5 : other background research and development. » *Proc. Instn Civ. Engrs Civ. Engng, Structures and Buildings*, 94, Paper 9849, Feb., 51-60.

Flint, A. R. (1992b). « Strengthening and refurbishment of the Severn Crossing. » *Proc. Instn Civ. Engrs Civ. Engng, Structures and Buildings*, 92, May, 57-65.

Gimsing, N. J. (1983). *Cable Supported Bridges, Concept and Design*. John Wiley & Sons.

Gourmelon, J.-P. (1985). « Méthodologie d'auscultation et de surveillance des câbles de ponts suspendus.» *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 125, sept.-oct., Réf. 3017, 85-91.

Gourmelon, J.-P. (1986). *Ponts suspendus et ponts à haubans*. Fascicule 34 tiré de « Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art. », LCPC-SETRA.

Gourmelon, J.-P. (1997). « Pathologie des câbles de suspension .» Chapitre 12 tiré de *« Maintenance et réparation des ponts »*, Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.

Henchi, K. (1995). « Analyse des ponts par éléments finis sous la sollicitation des véhicules mobiles. » Thèse de Doctorat, Université de Technologie de Compiègne, France.

Henchi, K., Hoorpah, W., Dhatt, G., Talbot, M. (1996). « Calcul dynamique des structures sous charges roulantes par la méthode des éléments finis.» *4e Colloque National AFPS. Génie parasismique et aspect vibratoire dans le génie civil*, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France, 10-12 avril, 283-292.

Henchi, K., Fafard, M., Talbot, M., Langis, D. (1997a). « L'application des réseaux neuronaux artificiels pour l'identification et la détection de l'endommagement dans les ponts. » Revue européenne des éléments finis. Actes du troisième colloque national en calcul des structures, 20-23 mai, Giens, France, 831-836.

Henchi, K., Fafard, M., Talbot, M., Dhatt, G. (1997b). « Dynamic behaviour of multi-span beams under moving loads.» *Journal of Sound and Vibration*, 199(1), 33-45.

Henchi, K., Dhatt, G., Talbot, M., Fafard, M. (1997c). « Comportement dynamique des poutres continues sollicitées par des charges mobiles : approches semi-analytiques et éléments finis. » *Revue européenne des éléments finis*. Vol. 6(2), 165-195.

Henchi, K., Fafard, M., Talbot, M., Dhatt, G. (1998a). « An efficient algorithm for dynamic analysis of bridges under moving vehicles using a coupled modal and physical components approach .» *Journal of Sound and Vibration*, 212(4), 663-683.

Henchi, K., Fafard, M., Talbot, M. (1998b). « Analyse dynamique de l'interaction pont-véhicules pour les ponts routiers. I. Aspects numériques. » *Can. J. Civ. Eng.*, Vol. 25, 161-173.

Henchi, K., Talbot, M., Fafard, M. (1998c). « Analyse dynamique de l'interaction pont-véhicules pour les ponts routiers. II. Aspects numériques. » *Can. J. Civ. Eng.*, Vol. 25, 174-187.

Henchi, K., Fafard, M., Talbot, M., Langis, D. (1998d). « L'application des réseaux neuronaux artificiels pour l'identification et la détection de l'endommagement dans les ponts. » *Revue européenne des éléments finis*. Vol. 7(1-2-3), 257-272.

Kenly, M., Wood, R. (1997). "Monitoring bridge performance." *Bridge design & engineering*, February, 37-39.

Kumarasena, T., Scalan, R. H., Morris, G. R. (1989a). « Deer Isle Bridge: efficacy of stiffening systems. » *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 115( 9), 2297-2312.

Kumarasena, T., Scalan, R. H., Morris, G. R. (1989b). « Deer Isle Bridge: field and computed vibrations. » *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 115( 9), 2313-2328.

Labbé, J. (1994). *Rapport d'inspection du pont de l'Île d'Orléans*. Direction des Structures, Ministère des Transports du Québec.

Labbé, J. (1998). *Rapport d'inspection du pont de l'Île d'Orléans*. Direction des Structures, Ministère des Transports du Québec

Lafuente, R. (1983). « Mesure de la tension dans les câbles : application au réglage des ponts suspendus. » *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 125, mai-juin, Réf. 2809, 31-36.

Masubichi, K., Luebke, W. H., Itoh, H. (1988). « Novel techniques and their applications for measuring out-of-plane distorsion of welded structures. » *Journal of Ship Production*, Vol. 4 (2), 73-80.

Paultre, P., Proulx, J., Talbot, M. (1995). « Dynamic testing procedures for highway bridges using traffic loads .» *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 121( 2), 362-376.

Paultre, P., Proulx, J. (1997). « Dynamic testing of Large-Scale Structures .» *Structural Engineering International Journal*, IABSE, 1, 29-34.

Pratley, P. L. (1936). "The Island of Orleans Bridge." *The Engineering Journal*, 322-327.

Pugsley, A. (1968). *The Theory of Suspension Bridges*. Edward Arnold Publishers, London.

Robert, J.-L., Bruhat, D., Gervais, J.-P. (1991). « Mesure de la tension des câbles par méthode vibratoire .» *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 173, mai-juin, Réf. 3572, 109-114.

Robert, J.-L. (1993). « Mesure de la tension des câbles par vibration.», Méthode d'essai LPC no. 35, Laboratoire central des ponts et chaussées, France.

Savard, M. (1992). « Étude par éléments finis du facteur d'amplification dynamique des charges dans les ponts sollicités par des véhicules routiers. » Thèse de Doctorat (Ph.D), Université Laval, Québec, Canada.

Savard, M., Talbot, M. (1997). « Evaluation for a rope-strand suspension bridge » *Proceedings of the International Road Federation's XIIIth World Meeting*, Toronto, Ontario, Canada.

Savard, M. (1999), *Résultats expérimentaux du pont de l'Île d'Orléans*. Direction des Structures, Ministère des Transports du Québec.

Stahl, F. L., Gagnon, C. P. (1996). *Cable corrosion in bridges and structures*. ASCE Press, New York.

Steidel, R. F. (1989). *An introduction to mechanical vibrations*. Third edition. John Wiley & Sons, New York.

Steinman, D.B. (1957). *A Practical Treatise on Suspension Bridges*. John Wiley & Sons, New York.

Talbot, M. (1990). "Analyse dynamique linéaire et non linéaire des structures élancées et son application aux structures immergées." Thèse de Doctorat (Ph.D), Université Laval, Québec, Canada.

Talbot, M., Dhatt, G., Henchi, K. (1992). "Un nouvel élément de coque applicable à l'analyse 3-D de structures de pont." *Proceedings of the Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*, Quebec, Canada, Volume 4, 385-394.

Talbot, M., Halchini, C., Savard, M. (1993). « Load testing and numerical modeling of Quebec bridges. » *Proceedings of the IABSE colloquium on Remaining Structural Capacity*, Copenhagen, 283-290.

Talbot, M. (2000). « Évaluation des ponts suspendus au Québec : le cas du pont de l'Île d'Orléans .» *7e colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*, Université Laval, Québec, Canada, 8-1 à 8-20.

Taylor, P. R., Demers, J.-G. (1972). "Design, fabrication and erection of the Papineau-Leblanc Bridge." *Canadian Structural Engineering Conference*, 1-18.

Timoshenko, S., Young, D. H., Weaver Jr. (1974) "Vibration problems in engineering." John Wiley & Sons.

Virlogeux, M. (1999). "Replacement of the suspension system of the Tancarville bridge." *Transportation Research Record* 1654, Paper No. 99-0604, 113-120.

VS 100/VS 1000 Operators's Manual, Ometron, England.

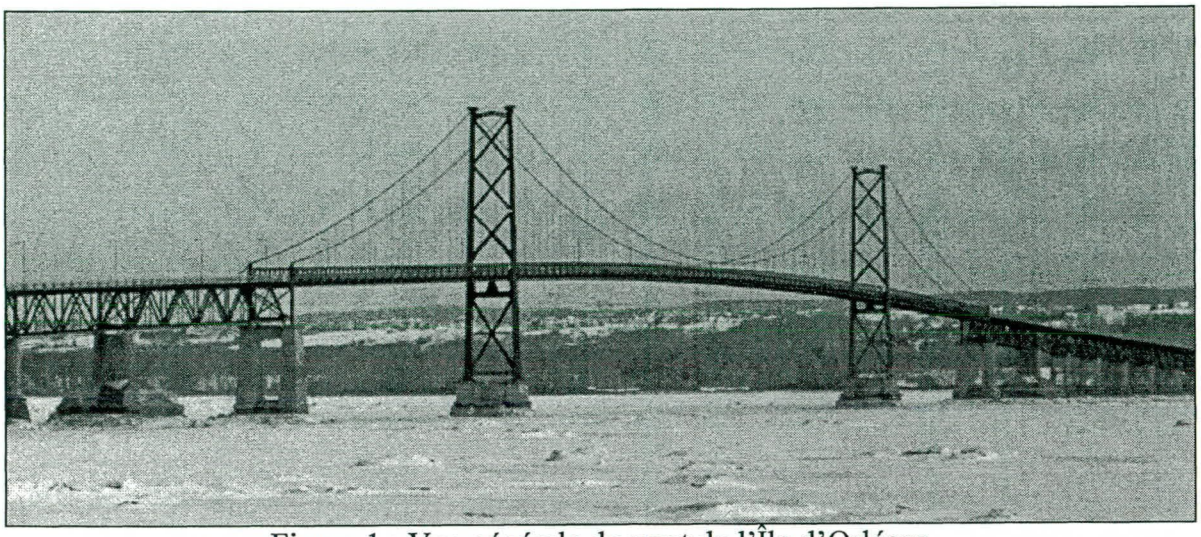


Figure 1 : Vue générale du pont de l'Île d'Orléans.

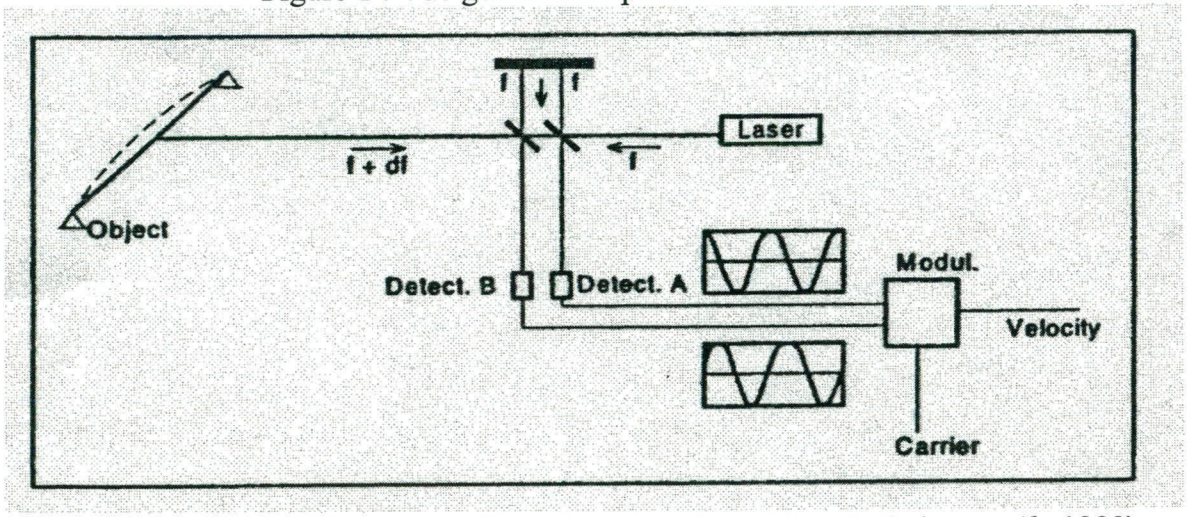



Figure 2 : Schéma théorique de l'interférométrie laser (d'après Cuhna *et Al.*, 1999).

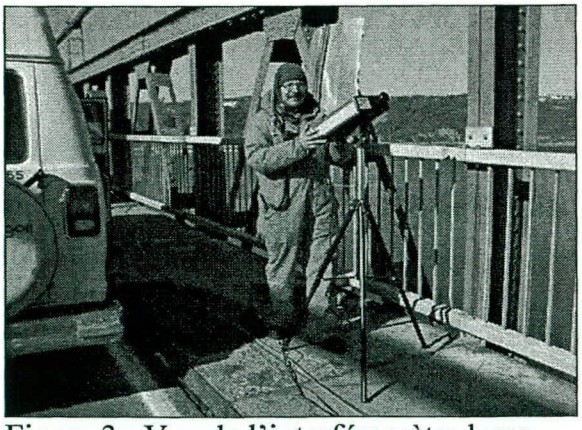


Figure 3 : Vue de l'interféromètre laser.



Figure 4 : Procédure d'essai typique de suspente.

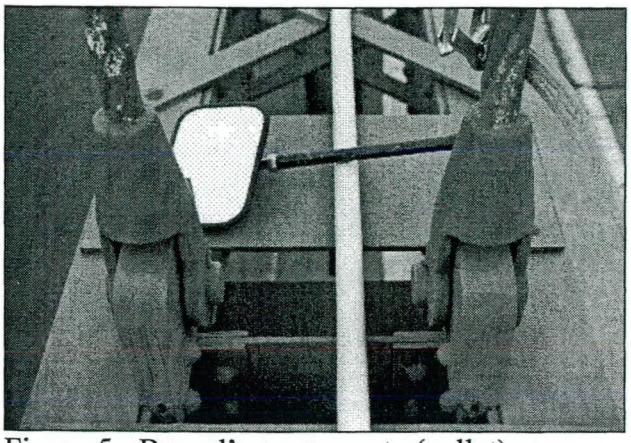


Figure 5 : Base d'une suspente (collet).

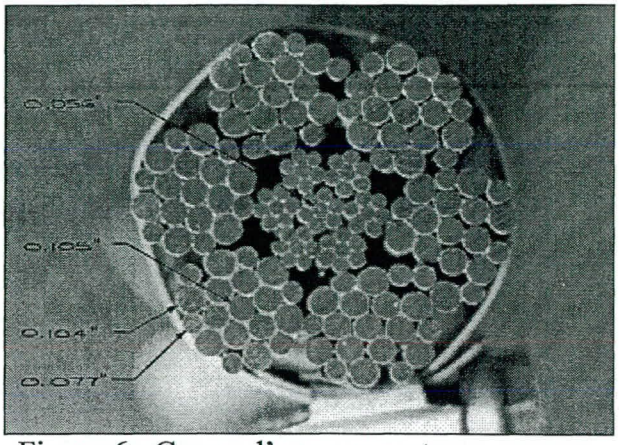
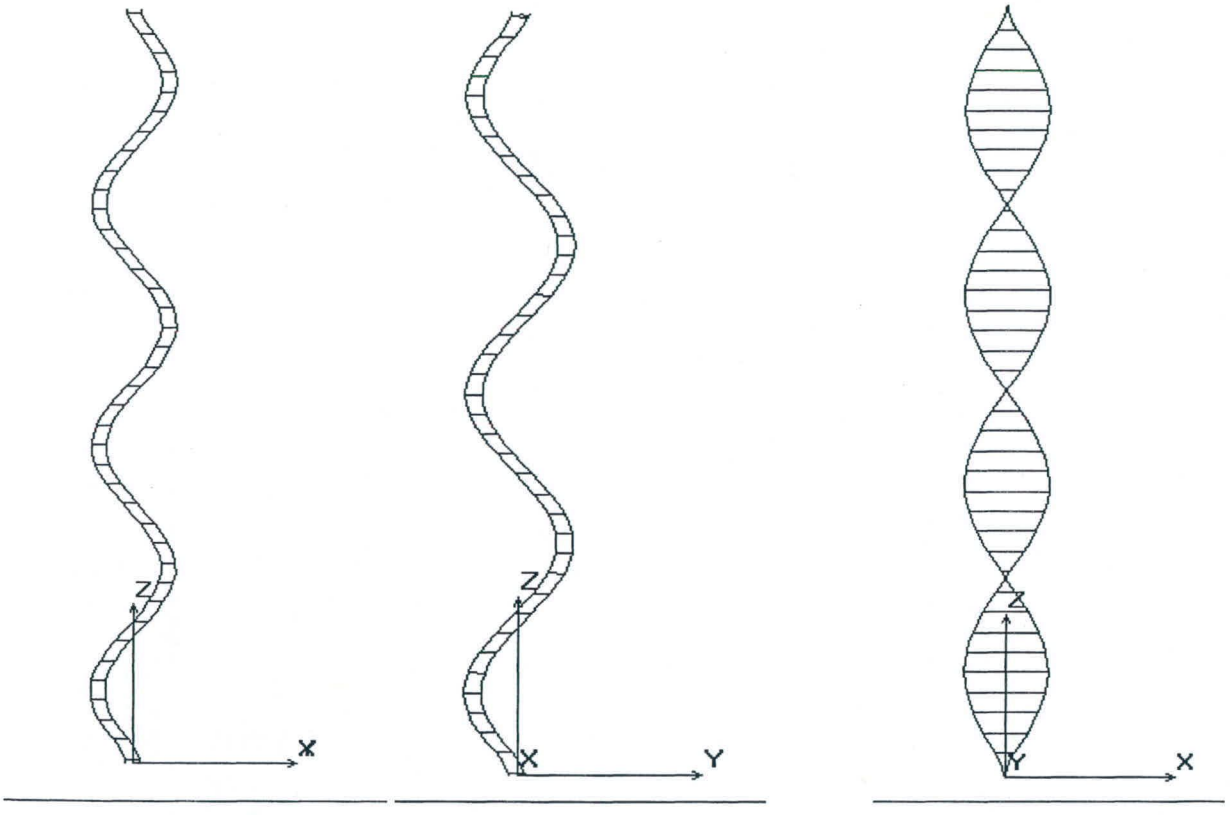



Figure 6 : Coupe d'une suspente.




a : mode de câble 22.00 Hz b : mode transversal 21.79 Hz c : mode torsionnel 13.93 Hz

Figure 7 : différents modes typiques des suspentes.

| fréquences No. | fréquences corde vibrante T= 85 kN | fréquences poutre rotulée T=81,3 kN | fréquences poutre encastrée T=81,3 kN | fréquences valeurs expérimentales |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 3,5 | 3,5 | 3,5 | 3,5 |
| 2 | 7,0 | 7,0 | 7,1 | 7,1 |
| 3 | 10,5 | 10,6 | 10,7 | 10,7 |
| 4 | 14,0 | 14,3 | 14,4 | 14,3 |
| 5 | 17,5 | 18,0 | 18,1 | 18,0 |
| 6 | 21,0 | 21,9 | 22,0 | 22,0 |
| 7 | 24,5 | 25,8 | 26,0 | 25,8 |
| 8 | 28,0 | 30,0 | 30,0 | 29,9 |
| 9 | 31,5 | 34,3 | 34,4 | 34,1 |
| 10 | 35,0 | 38,8 | 38,9 | 38,6 |
| 11 | 38,5 | 43,4 | 43,5 | 43,2 |
| 12 | 42,0 | 48,3 | 48,3 | 48,3 |
| 13 | 45,6 | 53,5 | 53,4 | 53,2 |
| 14 | 49,1 | 58,8 | 58,6 | 58,1 |
| 15 | 52,6 | 64,4 | 64,1 | 64,4 |

Figure 8 :Valeurs des modes de vibration expérimentales et selon les différentes théories pour la suspente 422 amont Sud.

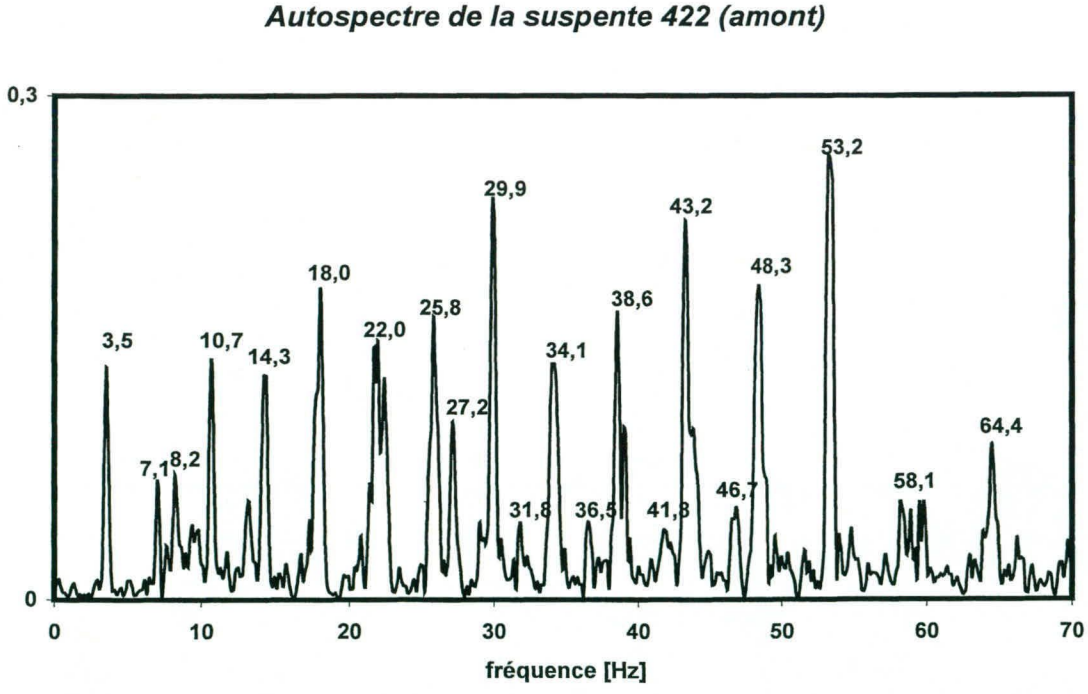



Figure 9: valeurs expérimentales des fréquences de vibration de la suspente 422 amont sud.

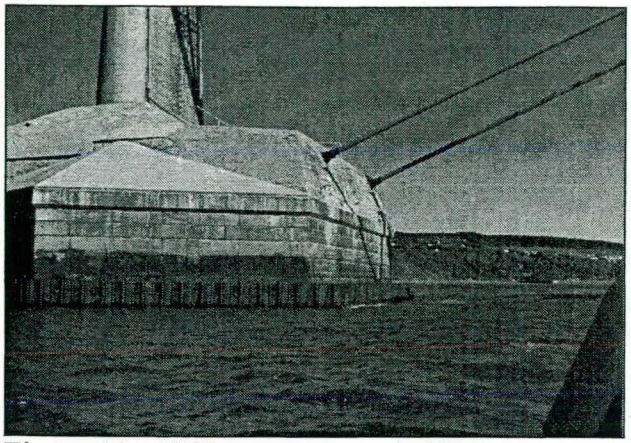


Figure 10 : Câble porteur partie libre.

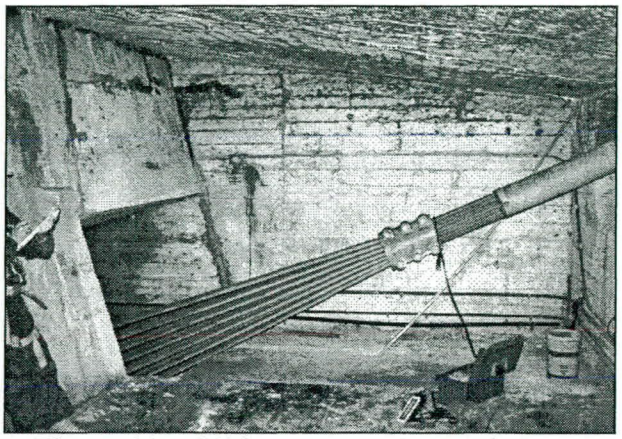


Figure 11 : Câble porteur : épanouissement.

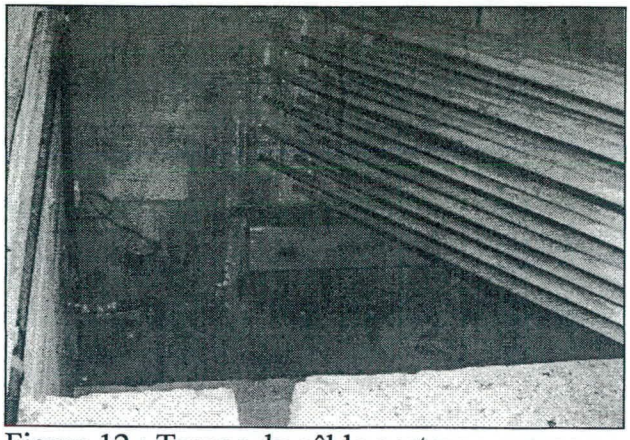


Figure 12 : Torons du câble porteur : ancrage.

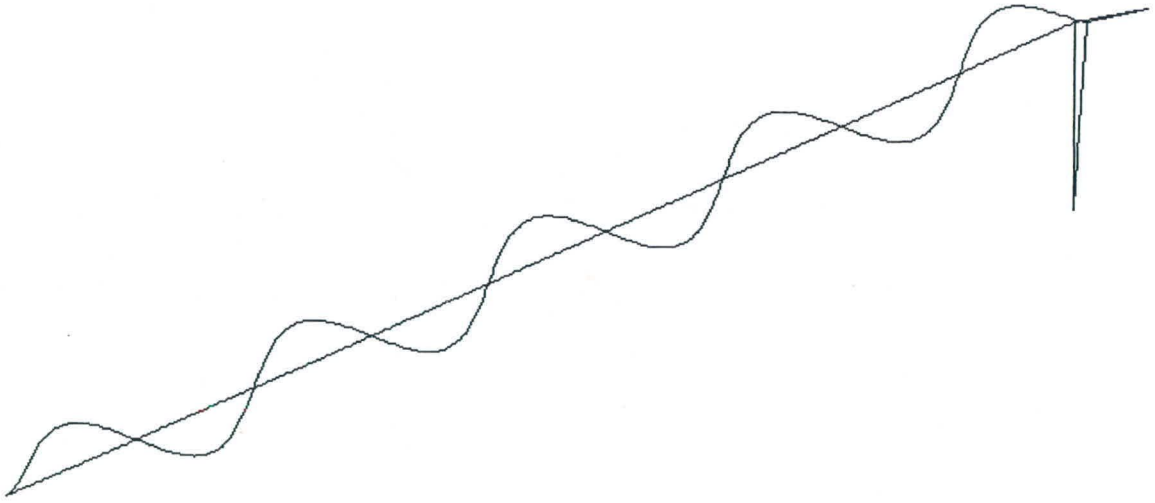


Figure 13 : mode 11 du câble porteur entre le portique et l'ancrage avec une longueur libre de 78.4m; fréquence= 12.34 Hz.

| fréquences No. | fréquences corde vibrante T= 310 kN | fréquences poutre rotulée T=306 kN | fréquences poutre encastrée T=271 kN | fréquences valeurs expérimentales |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 24,1 | 24,1 | 24,3 | 24,1 |
| 2 | 48,3 | 49,0 | 49,6 | 49,0 |
| 3 | 72,4 | 75,3 | 76,4 | 76,1 |
| 4 | 96,6 | 103,8 | 105,5 | 106,5 |
| 5 | 120,7 | 134,9 | 137,5 | 138,5 |
| 6 | 144,9 | 169,1 | 172,7 | 174,6 |
| 7 | 169,0 | 206,9 | 211,5 | 217,6 |

Figure 14 :Valeurs des modes de vibration expérimentales et selon les différentes théories pour le toron no. 2 à l'ancrage sud amont.

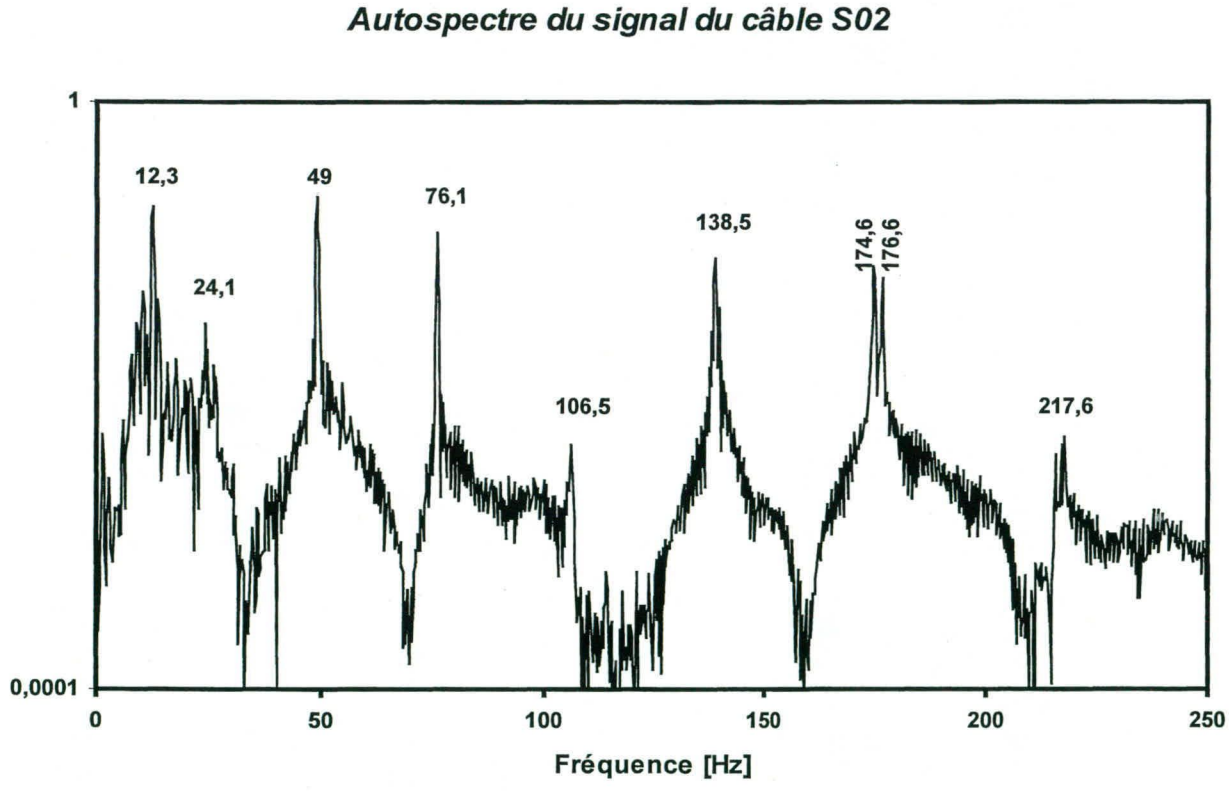



Figure 15: valeurs expérimentales des fréquences de vibration du toron no. 2 à l'ancrage sud amont.

# QUALITÉ À LONG TERME DES RÉPARATIONS EN BÉTON

par

Maxim Morency[1], Marc Jolin et Michel Pigeon

[1] Maxim Morency, professionnel de recherche, département de génie civil, Université Laval

*Résumé*

La Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton, au département de génie civil de l'Université Laval, en est à sa septième année d'activités. Un des principaux objectifs établis dès le début des travaux est de faire des liens entre les techniques de réparation et la qualité à long terme de ces réparations. Cet objectif impose, entre autres, la documentation et la consignation d'informations sur les réparations en chantier. Dans cette optique, plusieurs projets ont été effectués en collaboration avec le Ministère des transports.

Pour les cas étudiés, la qualité d'une réparation se décrit en termes d'esthétique, de durabilité et de coûts. Afin de faire ressortir les tendances importantes en fonction des techniques utilisées, des matériaux et de la méthode de préparation des surfaces, une base de données a été créée. La base de données existe sous forme de fiches où sont consignées, par thèmes, les différentes informations (qualitatives et quantitatives) et les résultats des divers essais effectués en chantier et en laboratoire. De plus, un lien photo est disponible afin de permettre une bonne visualisation des lieux de la réparation (envergure, dimension, orientation, etc.). Récemment, des retours en chantier ont été faits afin de constater l'état des réparations effectuées il y a plus de quatre ans. À l'aide des informations recueillies, il est maintenant possible de procéder à une analyse afin de mettre en relief les qualités des différentes techniques de réparation et des différents matériaux de construction utilisés. Certaines tendances et conclusions peuvent être tirées en fonction de ces deux critères en ce qui a trait à la qualité d'une réparation.

## *Introduction*

La Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton, au département de génie civil de l'Université Laval, en est à sa septième année d'activités. Un des principaux objectifs établis dès le début des travaux est de faire des liens entre les techniques de réparation et la qualité à long terme de ces réparations. Cet objectif impose, entre autres, la documentation et la consignation d'informations sur les réparations en chantier.

Au cours des quatre dernières années, plusieurs chantiers ont été visités afin de recueillir l'information pertinente. Les chantiers visités mettaient en cause des bétons projetés (voie sèche et humide), des bétons au latex et des bétons autonivelants.

## *Les réparations en béton*

Afin de disposer d'un maximum d'informations, plusieurs renseignements d'ordre qualitatif et quantitatif ont été recueillis, tels que les équipements utilisés, la dimension des boyaux (projeté), la provenance des matériaux, le fournisseur de béton, bref tout ce qui était possible de trouver. Pour ce qui est de l'information quantitative, les essais usuels sur béton frais ont été effectués (teneur en air, affaissement, température, etc.) et des essais sur béton durci ont aussi été faits.

Sur les bétons de réparation durcis, les essais visant à bien caractériser le mélange en place ont été réalisés au laboratoire de béton à l'Université Laval. Voici la liste des essais qui ont été généralement réalisés :

- Résistance à la compression à 7d et 28d (ASTM C39 et ASTM C42)
- Retrait axial (ASTM C157)
- Retrait flexionnel
- Facteur d'espacement des vides d'air (ASTM C457)
- Résistance à l'écaillage dû au gel en présence de sels fondants (ASTM C672)
- Absorption (ASTM C642)

En plus des échantillons physiques et des notes manuscrites, des photos et des extraits vidéos ont été recueillis.

Afin de consigner les résultats obtenus, une base de données complète a été créée. Cette base de données permet entre autres choses de mettre ensemble toutes les informations reliées à chacun des chantiers échantillonnés. Les résultats y sont consignés sous forme de fiches qui sont remplies dès que les renseignements sont disponibles. Chaque fiche est divisée par thèmes et des zones de texte servent à noter les observations. La base de données inclut aussi un lien photo afin de pouvoir bien visualiser le chantier auquel les données se rapportent (ampleur des travaux, orientation, contexte, pièce structurale visée ...).

Afin qu'une réparation puisse être qualifiée de durable, elle doit pouvoir résister aux conditions d'expositions sévères auxquelles elle est soumise, et ce pour une durée relativement longue et en fonction du type d'intervention effectuée. Au cours des dernières années, le Ministère des transports, en s'appuyant sur les recherches effectuées en laboratoire et sur les résultats de projets expérimentaux, a grandement raffiné et resserré les normes entourant les matériaux de réparation. Le programme d'échantillonnage de la chaire industrielle vient confirmer qu'à court et moyen terme (0 à 4 ans), les réparations en béton peuvent être durables. En effet au cours des retours en chantier effectués à l'été 2000, aucune réparation échantillonnée en 1996 et 1997 n'a révélé de problèmes majeurs pouvant nécessiter une seconde intervention. Les surfaces réparées accessibles ont été sondées avec un marteau de géologue pour s'assurer qu'il n'y avait pas de décollement.

Voici, en fonction des techniques d'application, les résultats obtenus pour divers essais de caractérisation. Ces résultats sont extraits de la base de données et sont, pour chacun des essais de caractérisation, la valeur moyenne et la valeur extrême obtenue. La valeur extrême est la valeur qui est considérée comme étant la moins bonne du point de vue durabilité.

*Béton projeté*

Les mélanges de béton projeté ont fait leurs preuves au cours des dernières années, que ce soit avec le procédé sec ou le procédé humide. En effet, les résistances en compression sont satisfaisantes, le réseau de bulles d'air ainsi que la résistance à l'écaillage démontrent que les bétons sont en mesure de bien résister aux cycles de gel / dégel. Le retrait demeure dans les limites des valeurs acceptables. Le seul problème rencontré avec les bétons projetés est la fissuration. En effet, ce type de béton est plus sensible à la fissuration. Nous verrons au cours des prochaines années quelle sera l'incidence de cette fissuration sur la durabilité à long terme

des réparations qui ont été faites en béton projeté. Les résultats des essais de caractérisation présentés dans le tableau 1 sont tirés des chantiers échantillonnés en 1996 et 1997, car ce sont eux qui ont fait l'objet d'une inspection récemment. Les deux photos de la figure 1 présentent le même ouvrage, avant sa réparation, et quatre années après l'intervention.

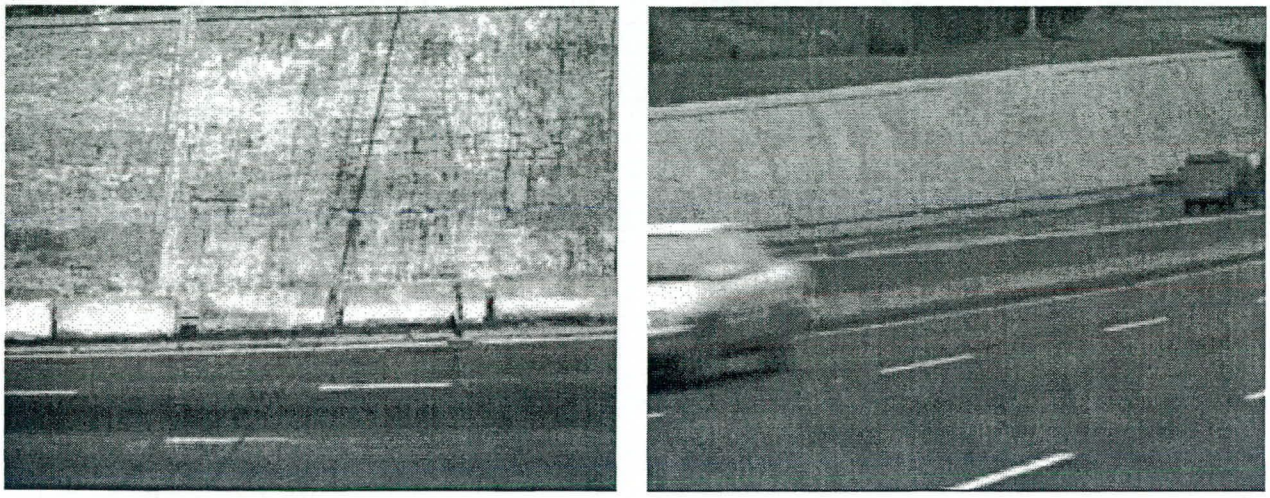


**Figure 1 Mur de soutènement avant les réparations (gauche) et après les réparations (droite)**

*Béton latex*

Les bétons au latex sont surtout utilisés pour les chapes en béton et les réfections de tabliers de ponts. La diminution de la perméabilité ainsi qu'une certaine réduction de la rigidité de ce matériau en justifient l'utilisation pour des applications particulières. Il est cependant plus difficile d'effectuer des inspections sur ces bétons car bien souvent ils sont recouverts d'un béton bitumineux. Le tableau 1 présente les caractéristiques des bétons au latex. Aucun problème majeur n'a été répertorié au cours des quatre dernières années avec leur utilisation. Les valeurs moyennes et extrêmes des essais effectués en laboratoire sur le béton durci sont présentées dans le tableau 1.

*Béton autonivelant*

Les bétons autonivelants démontrent de très bonnes caractéristiques à l'égard de la fissuration. Des projets ont été réalisés avec le ministère des transports et la ville de Montréal. Bien que cette technique nécessite l'utilisation de coffrages, elle sera probablement de plus en plus utilisée, principalement dû à son bon comportement en service. Le retrait axial moyen observé sur les bétons autonivelants est plus élevé que dans les bétons projetés ou au latex, mais sa faible propension à la fissuration en fait un matériau de réparation fort intéressant. Certaines études effectuées au laboratoire de béton de l'Université Laval tendent à démontrer que ces bétons ont un fluage spécifique plus important que les bétons projetés, un aspect positif quant à la fissuration. Un exemple de réparation à l'aide de béton autonivelant est montré aux figures 2 et 3.



**Figure 2 Mise en place de béton autonivelant**

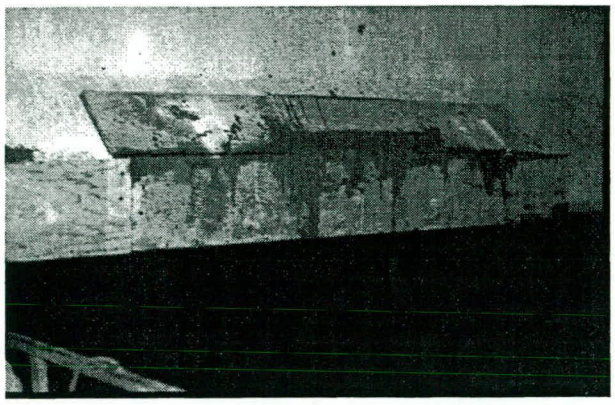


**Figure 3 Après la mise en place du béton**

**Tableau 1 Caractérisation des bétons (étés 1996 et 1997)**

| Procédé | $\mathbf{f_{c\ Moy}}$ **(MPa)** | $f_{c\ Min}$ *(MPa)* | $\overline{L}_{\mathbf{Moy}}$ **(µm)** | $\overline{L}_{Max}$ *(µm)* | $\mathbf{Écaill_{Moy}}$ **(kg/m²)** | $Écaill_{Max}$ *(kg/m²)* |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Projeté Sec | **44.8** | *36.6* | **200** | *270* | **1.60** | *2.78* |
| Projeté Humide | **43.9** | *36.5* | **190** | *270* | **0.64** | *1.14* |
| Latex | **38.0** | *41.5* | **ND** | *ND* | **1.71** | *2.28* |
| Autonivelant* | **42.0** | *42.0* | **ND** | *ND* | **1.30** | *1.75* |

* Un seul mélange a été échantillonné

Les résultats présentés dans le tableau 1 sont tous très satisfaisants, et suggèrent de bons comportements en service des bétons de réparation. Les valeurs du facteur d'espacement ainsi que la résistance à l'écaillage permettent de dire que les bétons utilisés devraient être en mesure de résister aux cycles de gel / dégel (avec et sans sels fondants).

*Conclusion*

Les bétons de réparation ont grandement été améliorés au cours des dernières années. Les formulations se sont perfectionnées, à la fois par leurs performances et leur robustesse. Ceci est l'un des points importants dans la réalisation de réparations durables. Cependant, la préparation des surfaces joue aussi un rôle important dans l'adhésion d'un béton de réparation sur un substrat. Le ministère des transports inclut des directives strictes dans les devis en ce qui concerne la méthode de préparation des surfaces à réparer. Dans le domaine du béton projeté par voie sèche, le MTQ est utilise un mélange qui a fait ses preuves et qui est maintenant « standardisé » dans les devis du ministère.

Voilà autant de facteurs qui ont aidé au développement de méthodes efficaces de réparation des structures en béton. Il est donc possible de dire que le domaine des réparations est sur la bonne voie et que les réparations tiennent le coup jusqu'à présent. Lorsqu'il y a un problème majeur avec une intervention, les signes apparaissent très rapidement.

Au cours de l'été 2000, de nouveaux types de ciments, les ciments ternaires, ont été testés. Leur potentiel semble très intéressant, mais il faudra tout de même encore quelques années avant que des conclusions définitives puissent être tirées en ce qui a trait à la durabilité à long terme des réparations effectuées avec ces nouveaux liants.

# ÉVALUATION DE L'ENROBAGE DES ARMATURES ET DE SON INFLUENCE SUR LA QUALITÉ DES BÉTONS PROJETÉS PAR VOIE SÈCHE

Jérémie Émond, Denis Beaupré et Marc Jolin
CRIB, Département de génie civil, Université Laval, Québec, Canada
tél.: 418-656-2131, # 6688; téléc.: 418-656-3355; courriel: jemond@gci.ulaval.ca

## RÉSUMÉ

Les travaux en béton projeté sont de plus en plus fréquents au Québec et en Amérique du Nord, notamment pour la réparation d'ouvrages d'art. Un problème inhérent à cette méthode de mise en place est la possibilité d'obtenir un enrobage des armatures d'acier qui ne soit pas parfait. À ce jour, aucune étude n'a été réalisée sur les effets d'un mauvais enrobage sur le comportement d'un ouvrage d'art neuf ou réparé. Le présent article propose une méthode quantitative pour évaluer l'enrobage des armatures d'acier et expose les liens possibles avec certaines propriétés telles la résistance au gel-dégel, la résistance à l'initiation et à la propagation de la corrosion, la résistance à la flexion et la résistance à l'arrachement. L'objectif est de fournir au donneur d'ouvrage des critères d'acceptation ainsi qu'une méthode efficace de contrôle de la qualité de l'enrobage des armatures d'acier.

## INTRODUCTION

La qualité de l'enrobage des armatures d'acier est un point critique du contrôle de la qualité lors d'une réparation de béton projeté. Malheureusement, l'évaluation de cette qualité d'enrobage est problématique et ses effets réels sur la réparation sont pratiquement inconnus. Présentement, la seule méthode d'évaluation de l'enrobage disponible est proposée par le comité 506 de l'*American Concrete Institute* (ACI). Le *Core grading system* offre une cote qualitative de la qualité d'un enrobage et revêt une certaine subjectivité de la part de l'évaluateur. D'un commun accord, les comités 506 et C660 ainsi que les partenaires de la Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton, dont le ministère des Transports du Québec fait partie, ont décidé de développer une méthode objective et quantitative pour mesurer l'enrobage des armatures, ce qui permettra d'évaluer la qualité de la mise en place du béton projeté autour de l'armature.

L'objectif de cette recherche est donc double : d'une part, permettre l'évaluation quantitative de la qualité du placement du béton projeté autour des armatures et, d'autre part, fournir des critères d'acceptation basés sur les performances des réparations, tant au point de vue structural qu'au point de vue de la durabilité.

## MÉTHODOLOGIE

La recherche est séparée en deux volets, le premier portant sur l'évaluation de l'enrobage des armatures et le second portant sur les effets de la qualité de l'enrobage sur le comportement structural et la durabilité. Cet article présente l'état d'avancement de ces deux volets. Aucun n'est totalement complété, mais l'information disponible devrait intéresser plusieurs intervenants dans le domaine des réparations.

## Évaluation de l'enrobage

La méthode d'évaluation de l'enrobage qui sera proposée doit être quantitative, simple et reproductible. La méthode choisie est de nature destructive puisqu'elle nécessite le carottage de l'ouvrage (ou du panneau d'essai). Il s'agit d'une mesure de déplacement d'eau derrière l'armature d'acier. La figure 1 montre de manière schématique le déroulement de l'essai.

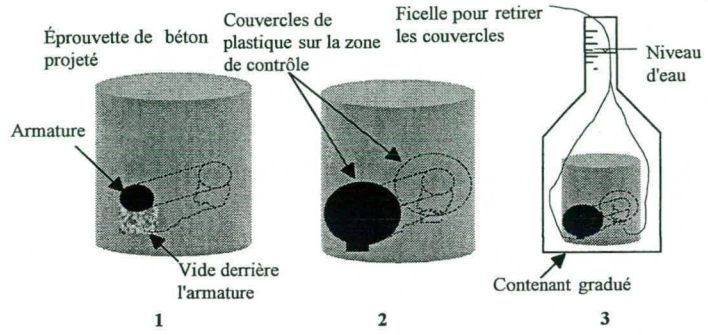



**Figure 1 Déroulement de l'essai d'évaluation de l'enrobage des armatures**

Il faut d'abord carotter la réparation (ou le panneau d'essai) vis-à-vis l'armature qui a été enrobée (carotte de 75 mm de diamètre et 150 mm de longueur, avec au moins 25 mm de béton au-dessus et en dessous de la barre). Les extrémités de l'éprouvette doivent ensuite être scellées à l'aide de cire ou de silicone (voir figure 2) tout en conservant 50 mm intact de part et d'autre de l'armature. Cette bande est nécessaire afin de tenir compte des lentilles de sable ou du béton faiblement lié.

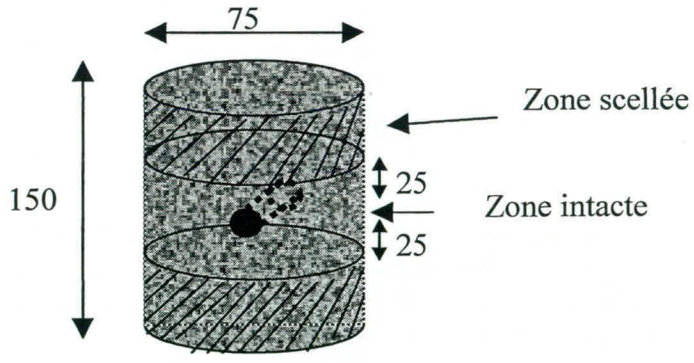



**Figure 2 Éprouvette utilisée pour l'évaluation de l'enrobage des armatures**

La figure 3 montre une coupe transversale d'une carotte. Le lancier se tenait au bas de la figure; on remarque aisément la différence de texture entre les deux côtés de l'armature. La zone intacte est faite de béton durci normalement, c'est-à-dire de béton structural ordinaire. La zone du défaut est constituée principalement de béton très faiblement lié, qui se brise facilement. Cette zone possède de très faibles propriétés mécaniques.

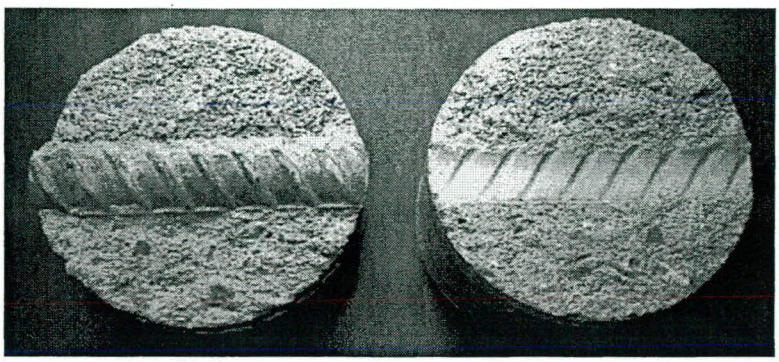



**Figure 3 Coupe transversale d'une carotte montrant une zone de défaut derrière l'armature d'acier**

Une fois la zone scellée par le silicone ou la cire, une bande plastique est apposée sur la zone intacte qui contient la barre d'acier. Du ruban adhésif est appliqué afin de tenir la bande de plastique. L'éprouvette est déposée dans un contenant rempli d'eau et gradué au millimètre et la mesure du niveau d'eau est alors prise. À la suite de la conformité de l'étanchéité de l'éprouvette, les ficelles sont tirées et une mesure finale du niveau d'eau est prise après 60 secondes d'attente.

Les éprouvettes sont ainsi testées trois fois à 24 heures d'intervalle et la moyenne des trois résultats est utilisée comme valeur finale. Le résultat est obtenu en millilitres d'eau qui ont pénétré à l'intérieur de l'éprouvette. À ce jour, l'essai a été fait près de 20 fois sur 20 éprouvettes et les résultats montrent une excellente reproductibilité.

## Effet de la qualité de l'enrobage des armatures

Puisque l'évaluation de l'enrobage des barres d'acier est possible grâce à la méthode de déplacement d'eau, il est primordial de relier les résultats obtenus à leurs effets sur le comportement structural et la durabilité à long terme des réparations. Pour ce faire, ce deuxième volet de la recherche a été séparé en deux parties : la résistance structurale et la durabilité.

Le mélange de béton projeté par voie sèche utilisé pour ces essais est la formule du ministère des Transports sans fibre de polypropylène ni agent entraîneur d'air. Douze séances de projection ont été réalisées. Les variables étudiées sont: l'expérience et les techniques du lancier (aucune à très bonne), la consistance initiale du mélanges (mouillée (0,6 MPa) à sèche (4,2 MPa)) et le diamètre des armatures d'acier d'armatures (#15 et #20). Pour chaque séance de projection, une caractérisation des mélanges a été effectuée (granulométrie, teneur en eau, consistance, résistance à la compression). Pour chaque séance, le lancier fabriquait 5 poutres de résistance à la flexion, 10 blocs pour l'essai d'arrachement, 8 prismes pour la résistance au gel-dégel et un panneau pour y prélever des carottes pour l'essai de résistance à la compression.

Dans la première partie, la résistance à la flexion des poutres ainsi que la résistance à l'arrachement des barres sont étudiées. Pour la résistance à la flexion, des poutres de 1000 mm de longueur ont été fabriquées. Une barre d'armature passe au centre de la poutre. La figure 4 montre les poutres qui ont été utilisées dans un essai de résistance à la flexion 3 points. Chaque poutre a été fabriquée entièrement en béton projeté par voie sèche et préparée selon les dimensions présentées à la figure 4. Dans chaque extrémité, une carotte a été prélevée afin de lui

faire subir l'essai de déplacement d'eau. Lors de l'essai, 2 poutres sont testées en ayant les défauts d'enrobage vers le haut (zone comprimée) et 2 poutres sont testées en ayant les défauts d'enrobage vers le bas (zone tendue)

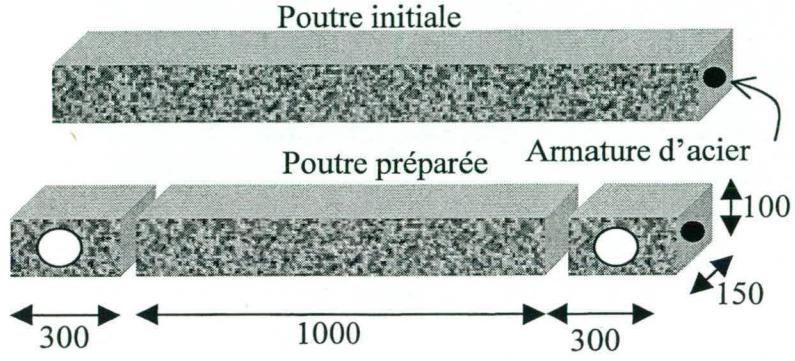



**Figure 4 Éprouvettes utilisées pour l'essai de la résistance à la flexion**

La figure 5 montre l'appareillage qui a été utilisé afin de faire les essais. Il s'agit d'une presse hydraulique d'une capacité de 250 kN munie d'un système d'acquisition permettant d'enregistrer la charge appliquée ainsi que le déplacement de la poutre.

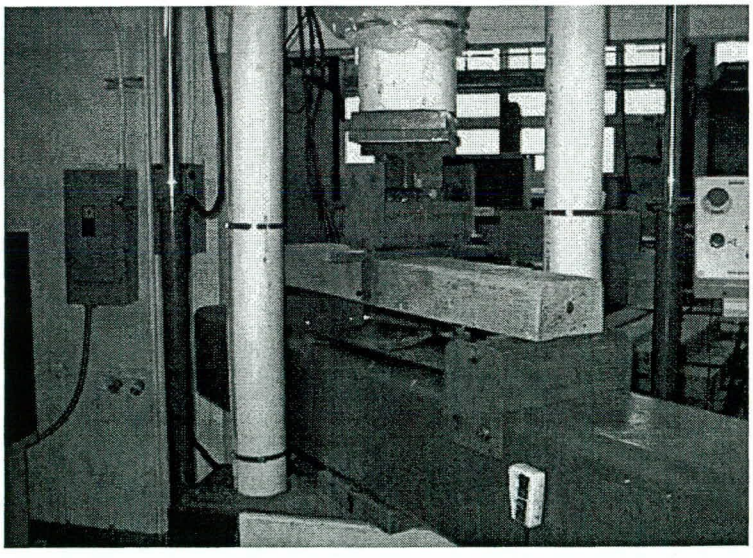


**Figure 5 Montage utilisé pour faire de la flexion 3 points**

Le deuxième essai réalisé dans le cadre du volet structural est l'essai de résistance à l'arrachement. La figure 6 montre un schéma du bloc d'essai. Il est à noter que le contact entre le béton et la barre d'acier n'est que de 100 mm, afin d'éviter la plastification de la barre.

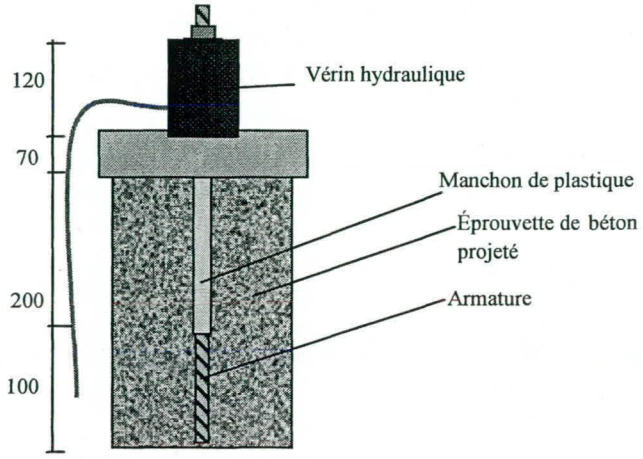



**Figure 6 Appareillage utilisé pour l'essai de résistance à l'arrachement**

La deuxième partie de l'étude concerne l'aspect durabilité des réparations. Ce deuxième volet se sépare en deux parties : la résistance à l'initiation à la propagation de la corrosion et la résistance au gel-dégel. Le premier aspect n'ayant que peu avancé, il ne sera pas traité dans cet article. Le deuxième volet concerne la résistance au gel-dégel. Pour étudier cet aspect, une version modifiée de l'essai de résistance au gel-dégel ASTM C 666 a été faite. Des prismes de 400 mm de longueur ont été fabriqués avec une armature d'acier placée au centre de chaque prisme. Un total de 8 prismes a été fabriqué à chaque séance de projection. Fabriqués deux par deux, le premier prisme sert à l'essai de résistance au gel-dégel et l'autre sert à l'essai d'évaluation d'enrobage. La figure 7 montre un schéma des prismes utilisés.

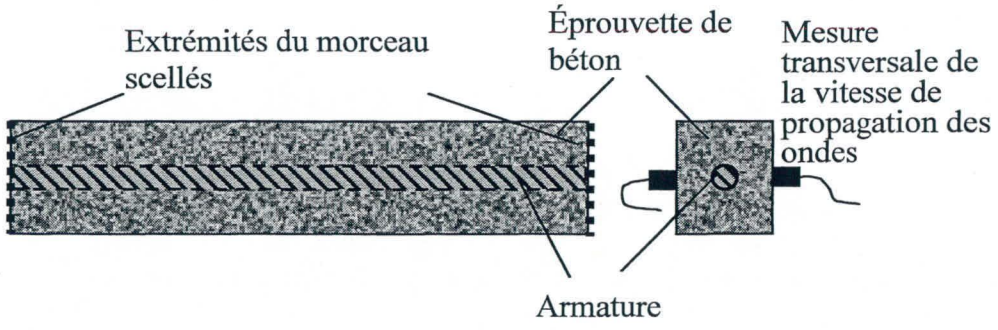



**Figure 7 Prismes utilisés pour l'essai de résistance au gel-dégel**

Avant d'être mis dans les tombeaux de gel-dégel, les extrémités des prismes ont été scellées pour prévenir la pénétration de l'eau par les extrémités. Quatre prismes sont ainsi placés dans les tombeaux de gel-dégel pour y être testés, deux prismes avec les défauts d'enrobage vers le haut et deux prismes avec les défauts d'enrobage vers le bas. Afin de suivre l'évolution de la dégradation des prismes, des mesures de masse et de propagation d'onde dans le sens transversal de l'éprouvette sont faites au cours de l'essai.

## OBSERVATIONS

Bien que les résultats finaux ne soient pas disponibles, plusieurs observations sont dignes de mention. Premièrement, la présence de la barre d'armature crée pratiquement toujours une discontinuité dans la masse de béton: il y a présence d'un plan de faiblesse dans l'axe de la projection derrière l'armature. Comme le montre la figure 8, lorsque la poutre rupture en flexion, il y a un effet de fendage dans la zone comprimée (défaut vers le haut). Cette zone est constituée de mortier faiblement lié.

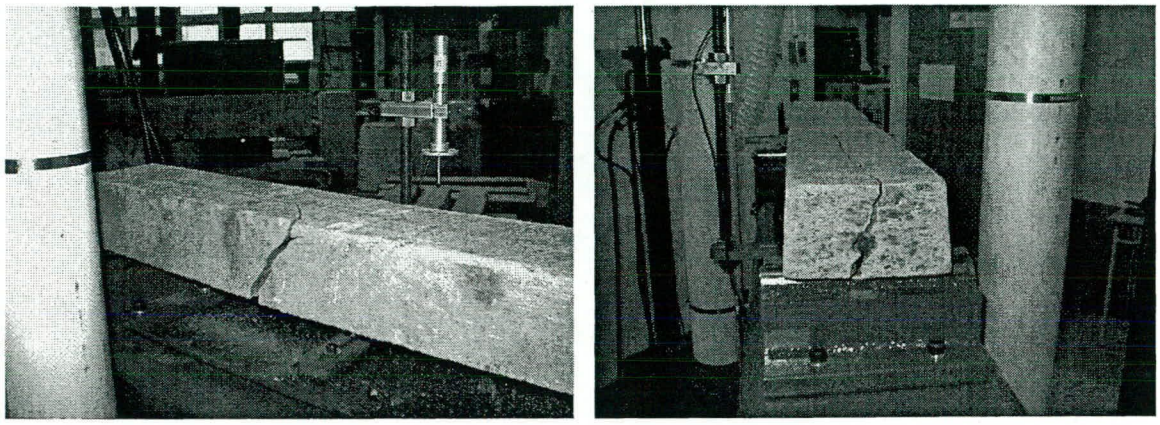


**Figure 8 Effet de fendage sur un essai de résistance à la flexion à 3 points**

Deuxièmement, les prismes de gel-dégel résistent bien et ne subissent qu'une très faible dégradation (mesure de *pundit* transversale). Il y a un décollement de la couche de pâte sur la surface du prisme, ce qui cause une légère perte de masse initiale. Pour les prismes comportant de gros défauts d'enrobage, il y a apparition de bulle d'air à la surface de l'eau lors de l'immersion, ce qui démontre que le défaut d'enrobage agit comme un gros réservoir d'eau.

## CONCLUSION

À la lumière des résultats partiels obtenus et des essais en cours, l'enrobage des armatures est un facteur qui influence la qualité des réparations et doit être vérifié afin de s'assurer de la qualité des travaux. Il est important de s'assurer que les travaux sont effectués par du personnel qualifié afin d'éviter la présence des défauts d'enrobage et leurs conséquences potentiellement négatives.

## REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) pour son support financier de la *Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton*. Les membres de cette chaire sont le ministère des Transports du Québec, la Ville de Québec, la Ville de Montréal, Master Builders Technologies Ltd, Béton Mobile du Québec inc., King Package Materials and Co., Ciment St-Laurent inc., Lafarge Canada inc, Rhodia, Grace et Hydro-Québec. Ils remercient également l'*American Shotcrete Association (ASA)* et le *Concrete Research Council* de l'*ACI (CRC-ACI)* pour leur soutien financier.

# INFLUENCE DE LA CONSISTANCE DE PROJECTION DU BÉTON PROJETÉ ET DE L'EXPÉRIENCE DU LANCIER SUR LA QUALITÉ DE L'ENROBAGE DES ARMATURES

**par Marc Jolin et Denis Beaupré**
Département de génie civil, Université Laval, Québec, Canada
tél.: 418-656-3163; téléc.: 418-656-3355; courriel: mjolin@gci.ulaval.ca

## RÉSUMÉ

Cet article présente les résultats d'un programme de recherche entrepris afin d'évaluer l'influence de la consistance de projection du béton projeté et de l'expérience du lancier sur la qualité de l'enrobage des aciers d'armature. Pour ce faire, plusieurs panneaux d'essai servant à la certification de lanciers ont été remplis par trois opérateurs possédant différents degrés d'expérience en tant que lancier de béton projeté. Chaque lancier devait projeter plusieurs panneaux en utilisant le même mélange de béton projeté de base et le même équipement, mais en faisant varier la consistance de projection. Comme prévu, la qualité de l'enrobage de l'acier d'armature est très variable. Le *Core Grading System* (ACI506.2-95), adapté pour les surfaces sciées, a été utilisé pour évaluer la qualité de l'enrobage de l'armature. Les résultats montrent que la consistance de projection est un des paramètres principaux influençant la qualité de l'enrobage. Ils montrent également que l'expérience du lancier (plus particulièrement en ce qui concerne la technique de projection) est également essentielle à la production d'un bon enrobage des armatures.

## 1. INTRODUCTION

L'enrobage des armatures lors d'une application de béton projeté revêt une importance cruciale en ce qui concerne la qualité et la durabilité de l'ouvrage construit ou réparé. Pour s'en convaincre, il suffit de consulter les récents programmes de formation de lanciers («ASA Nozzleman Training Session» et le cours Projection de béton) ou, plus récemment, le programme de certification des lanciers de l'American Concrete Institute (ACI C660). Bien que plusieurs inquiétudes aient été émises, la plupart du temps par les propriétaires d'ouvrages, sur la présence de vides derrière les armatures et sur leurs effets potentiels sur la performance de la structure, aucune donnée technique n'est malheureusement disponible pour appuyer l'industrie du béton projeté sur ce problème.

Les publications Studebaker (1939) et Zynda (1965), de même que les cours de formation de lanciers suggèrent que la façon la plus efficace d'appliquer le béton projeté par voie sèche[1] est d'adopter la consistance la plus humide possible, qui est définie comme "la consistance à laquelle la teneur en humidité est maximale, le maximum étant déterminé par la stabilité du béton projeté à l'état frais, *wettest stable consistency*". Toutefois, des observations faites sur certains chantiers et lors de la formation de lanciers montrent que plusieurs appliquent le béton projeté à une consistance de projection relativement sèche, ce qui peut nuire à l'enrobage des armatures.

La Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton de l'Université Laval a mis sur pied une vaste étude sur l'évaluation de la qualité de l'enrobage des armatures et sur ses effets sur la qualité du béton projeté. Ce programme de recherche est financé par des partenaires industriels, par le Conseil de recherche en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG),

[1] Bien que les problèmes d'enrobage des armatures puissent être rencontrés avec les deux procédés, cet article s'attarde uniquement au procédé sec.

par le *Concrete Research Council* de l'ACI de même que par l'*American Shotcrete Association* (ASA). Le programme poursuit plusieurs objectifs dont :

1) élaborer une méthode d'essai pour évaluer de façon *quantitative* la qualité de l'enrobage des armatures;
2) identifier le mélange le plus efficace et les paramètres liés à la technique de projection afin d'assurer un enrobage adéquat des armatures;
3) évaluer l'influence de la qualité de l'enrobage des armatures sur le comportement structural;
4) évaluer l'influence de la qualité de l'enrobage des armatures sur la durabilité, en particulier sur la corrosion des armatures.

Cet article présente les résultats préliminaires du deuxième objectif. On présente d'abord le programme expérimental visant à évaluer l'influence de la consistance, telle que mesurée par un essai de pénétration (Armelin et coll., 1997; Jolin, 1999 et Jolin et coll., 2000), et l'expérience du lancier sur la qualité de l'enrobage des armatures. L'essai de pénétration qui a permis d'évaluer la consistance de projection est aussi décrit. Enfin, à partir de photographies éloquentes, on présente les résultats de cette étude. Puisque le premier objectif de ce programme de recherche n'est pas encore totalement complété, le «Core Grading System» (ACI 506.2-95), adapté pour des anneaux sciés, a été utilisé pour évaluer la qualité de l'enrobage des armatures.

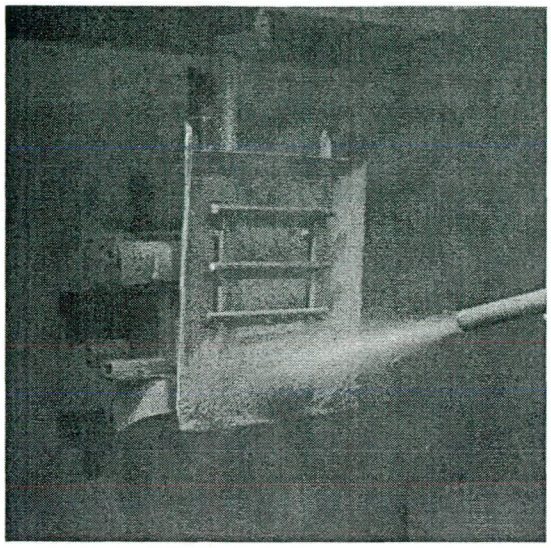
## 2. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Au total, 16 panneaux de certification ont été remplis avec le *même* béton projeté par voie sèche (la composition du béton est celle du mélange standard du ministère des transports). Les paramètres évalués étaient l'expérience du lancier et la consistance de projection. L'expérience des lanciers variait considérablement : le premier était un lancier d'expérience, le deuxième était un chercheur universitaire (Ph. D. dans le domaine de la technologie du béton projeté) cumulant moins de 500 heures d'expérience et le dernier n'avait jamais participé à des activités de projection. Le panneau utilisé est présenté à la Figure 1.

Chacun des lanciers devait remplir plusieurs panneaux avec quatre consistances de projection différentes. Pour le lancier sans expérience, la consistance de projection a été ajustée avant l'application. La méthode utilisée pour évaluer la consistance de projection est décrite dans le prochain paragraphe.

### 2.1 Évaluation de la consistance

La consistance de projection, ou maniabilité, d'un béton projeté par voie sèche est habituellement définie de manière qualitative. Powers (1968) a défini la consistance comme étant la résistance d'un matériau à la déformation, faisant souvent référence à une consistance "sèche" ou "humide". Cette définition de la consistance est bien adaptée au béton projeté. Tous ceux qui ont travaillé avec du béton projeté ont entendu dire qu'un mélange était projeté "trop raide" ou qu'un mélange coulait parce qu'il était projeté "trop humide".



Panneau : 600 × 600 mm² (24 × 24 po²) de fond, et 100 mm (4 po) d'épaisseur
Espacement à l'arrière de l'armature : environ 32 mm (1¼ po)
Type d'armatures (équidistantes) de haut en bas : une #25M, une #20M, une #15M et deux #15M adjacentes

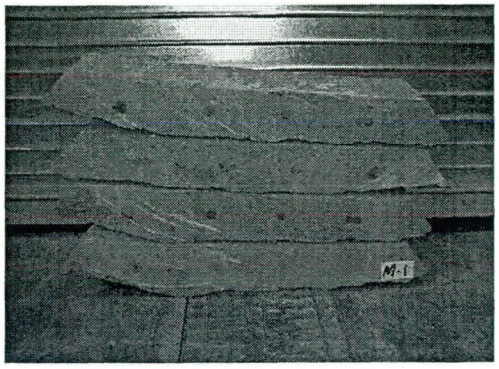



**Figure 1** – Panneau de certification utilisé et éprouvettes sciées

Dans le présent projet, la consistance a été déterminée par un essai de pénétration. La mesure se fait en enfonçant une aiguille cylindrique à tête plate dans le béton frais. La résistance à la pénétration est considérée comme une mesure de la consistance. Cette méthode, utilisée dans plusieurs projets de recherche (Prudêcio et coll., 1996; Figueiro et Helene, 1996; Armelin et coll., 1997; Jolin, 1999), est considérée comme le seul moyen fiable pour décrire la maniabilité du matériau frais. La figure 2 présente le montage utilisé. Des résultats typiques et leur interprétation sont présentés dans Jolin et coll. (2000). Le lecteur doit simplement retenir que, après une courte pénétration initiale, le matériau se déforme et s'écoule autour de l'aiguille sous une pression constante; cette pression est définie comme la consistance.

## 3. RÉSULTATS

Trois jours après la projection, les 16 panneaux d'essai ont été sciés perpendiculairement aux armatures pour analyser la qualité de l'enrobage des armatures. Deux examinateurs reconnus par l'ACI ont procédé à l'examen visuel des panneaux sciés, selon la méthode suggérée par le «Core Grading System» (ACI 506.2-95). La Figure 1 montre un panneau d'essai et un exemple des éprouvettes servant à l'évaluation de l'enrobage des armatures (16 mesures par panneaux). La Figure 3 montre les résultats obtenus; chaque point représente donc la moyenne des 16 cotes obtenues pour un panneau.

## 3.1 Qualité de l'enrobage

La Figure 3 présente des résultats auxquels tous s'attendaient: l'expérience du lancier est de première importance pour produire un enrobage de qualité. La deuxième observation tirée de cette figure est que la consistance de projection revêt une aussi grande importance que l'expérience du lancier. Il y a donc deux éléments importants[2] pour obtenir un enrobage des barres d'armature de qualité: une technique de projection adéquate (reflétée ici par l'expérience du lancier) et un état suffisamment plastique du béton frais (reflété par une faible consistance de projection[3]). La figure 3 montre clairement qu'un lancier débutant aura beaucoup de difficulté à bien enrober les armatures même si la consistance de projection est adéquate. De même, un lancier d'expérience éprouvera de la difficulté à enrober les armatures si la consistance de projection n'est pas adéquatement ajustée.

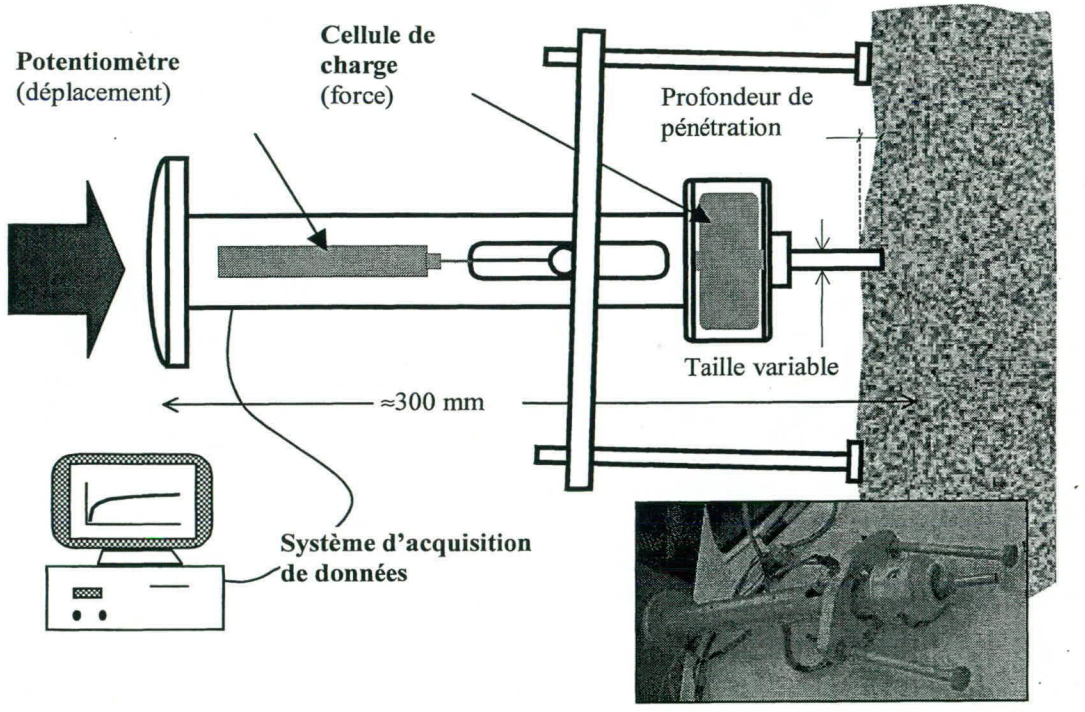



**Figure 2** – Représentation schématique du pénétromètre électronique

Ayant maintenant ces deux considérations en tête en ce qui a trait à la qualité de l'enrobage des armatures, consistance de projection et expérience du lancier, d'autres observations ont été faites sur les panneaux d'essai pour vérifier si le type de défauts pouvait être relié à ces paramètres. Même si cette étape s'est faite par observation visuelle, une tendance intéressante se dégage et est présentée dans la section suivante.

---

[2] Assumant évidemment un équipement adéquat installé et opéré par une équipe d'expérience.

[3] Attention, il existe cependant une limite minimale de consistance de projection qui est fonction du type de mélange et du type d'équipement de projection et de mise en place (Jolin et coll., 2001).

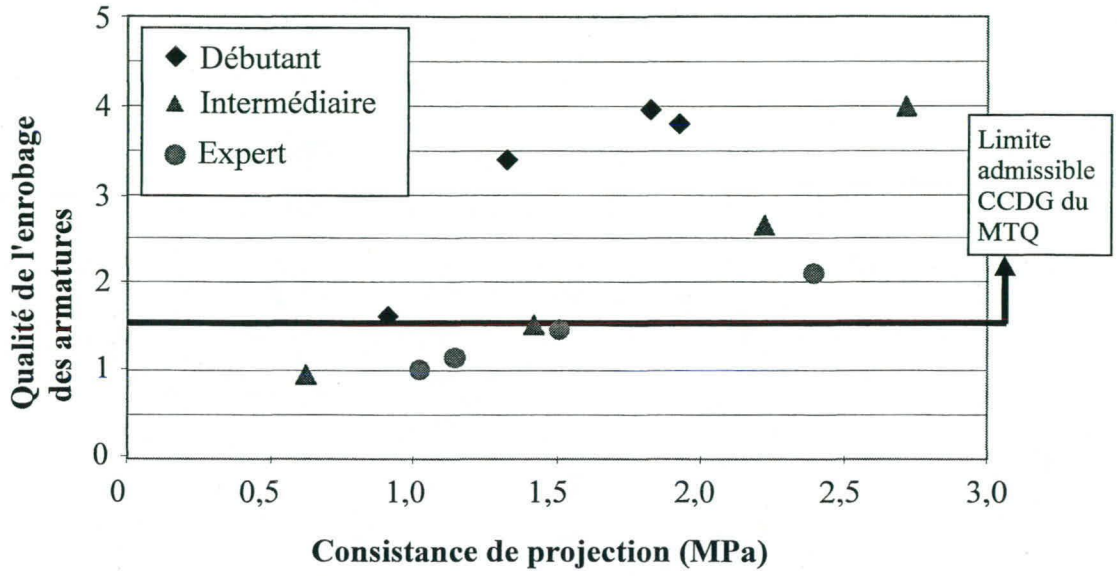



**Figure 3** – Qualité de l'enrobage en fonction de la consistance de projection et de l'expérience du lancier

### 3.2 Types de défaut et enrobage des armatures

Un examen minutieux de la qualité de l'enrobage directement derrière l'armature a permis d'identifier deux types de défauts principaux possibles: la présence de vides ou la présence de rebonds piégés derrière les barres.

Au début de ce projet, une des hypothèses était qu'une mauvaise technique de projection de la part du lancier (même avec une bonne consistance de projection) se traduirait probablement par une majorité d'armatures où des rebonds seraient piégés à l'arrière des armatures (Figure 4). La deuxième hypothèse était qu'une mauvaise consistance de projection (même si le béton était projeté par un lancier d'expérience) amènerait la présence de vides derrière les armatures par suite du manque de plasticité du mélange (Figure 4 et Jolin et coll., 2001). Les observations globales faites sur les 16 panneaux semblent confirmer ces hypothèses. Évidemment, d'autres types de défaut ont été détectés, mais la tendance générale est claire. La Figure 4 montre des exemples provenant de 4 panneaux. Sur chacune des photographies, on indique l'expérience du lancier et la consistance de projection. Le lecteur devrait comparer ces images avec la Figure 3 pour apprécier l'impact de la consistance de projection sur la qualité de l'enrobage.

## 4. DISCUSSION ET CONCLUSION

Certains résultats du projet de recherche sur l'enrobage des armatures présentés dans cet article sont extrêmement intéressants. Bien que ceux-ci confirment une intuition commune sur l'influence de l'expérience du lancier et de la consistance de projection sur la qualité de l'enrobage des armatures, il est maintenant possible de l'appuyer sur des données scientifiques. Il a été montré que, peu importe la qualité du matériau à projeter, un lancier sans expérience aura de la difficulté à bien enrober les armatures. Il a aussi été montré que l'expérience seule ne suffit pas

à garantir la qualité de l'enrobage et qu'il faut pouvoir compter sur une bonne consistance du béton durant la projection.

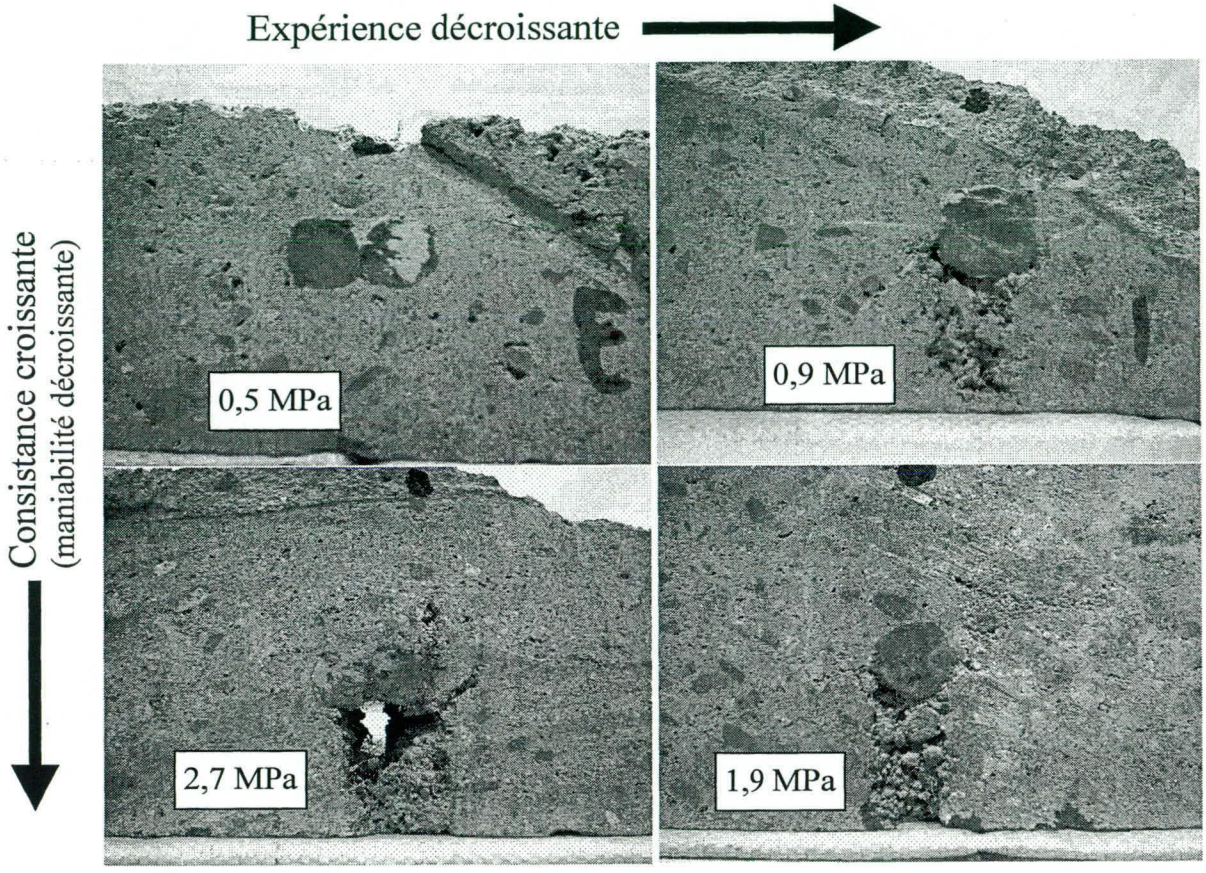



**Figure 4** – Exemples de la qualité de l'enrobage des armatures en fonction de la consistance de projection et de l'expérience du lancier

Ce dernier élément du paragraphe précédent est important et peut être lourd de conséquence. En effet, il reste maintenant à vérifier si tous les mélanges de béton projeté par voie sèche peuvent être projetés à une consistance appropriée pour garantir un bon enrobage des armatures. La réponse est malheureusement négative, c'est-à-dire que la conception du mélange est extrêmement importante lorsque l'on veut atteindre des consistances de projection correspondant à un mélange très plastique (consistance faible est synonyme de plasticité et maniabilité accrues). Jolin et coll. (2001) ont rapporté qu'un béton projeté incorporant fumée de silice, granulat de 10 mm et agent entraîneur d'air permet d'*atteindre* la consistance de projection la plus faible et la plus stable, ce qui en fait donc le mélange présentant les meilleures chances de réaliser un bon enrobage des armatures.

## 5. REMERCIEMENT

Les auteurs tiennent à remercier le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) pour son support financier de la *Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton*. Les membres de cette chaire sont le Ministère des transports du Québec, la Ville de Québec, la Ville de Montréal, Master Builders Technologies Ltd, Béton Mobile du Québec Inc., King Package Materials and Co., Ciment St-Laurent Inc., Lafarge Canada Inc, Rhodia et Hydro Québec.

## 6. REFÉRENCES

*ASA Nozzleman Training Session*, cours théorique et pratique offert par l'American Shotcrete Association, Farmington Hills, Michigan, États-Unis.

*Cours – Projection de béton*, cours offert par l'École des métiers et des occupations reliés à l'industrie de la construction du Québec, Québec, Canada.

*Nozzlemen Certification Policies*, document produit par le comité C660, Nozzlemen Certification, ACI, Farmington Hills, Michigan, États-Unis.

*Shotcrete for the Craftsman*, publication CC4 de l'ACI, Farmington Hills, Michigan, États-Unis.

*Specification for shotcrete*, publication ACI 506.2-95 de l'ACI, Farmington Hills, Michigan, États-Unis.

Armelin, H., Banthia, N., Morgan, D.R., Steeves, C., (1997), *Rebound in Dry-mix Shotcrete*, ACI Concrete International, vol. 19, no 9, p. 54-60.

Figueiro, A.D., Helene, P.R.L., (1996), *Evolution of Strength and Toughness in Steel Fiber Reinforced Shotcrete*, Proceedings of "Sprayed Concrete Technology for the 21st Century", Edinburg University, 10-11 septembre 1996, ACI et SCA, éd. S.A. Austin.

Jolin, M., (1999), *Mechanism of placement and stability of dry process shotcrete*, Thèse de doctorat, Université de la Colombie-Britannique.

Jolin, M., Beaupré, D., Pigeon, M., (2000), *Contrôle de la qualité du béton projeté par voie sèche en chantier: innovation récente*, 7e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, 8 - 9 mai, Québec.

Jolin, M., Beaupré, D., Mindess, S., (2001), *Rheology of dry-mix shotcrete*, soumis au Scientific Journal of Concrete Science and Engineering.

Powers, T.C., (1968), *The Properties of Fresh Concrete*, John Wiley & Sons inc., New York, 664 p.

Prudêncio, L.R., Armelin, H., Helene, P., (1996), *Interaction between Accelerator-admixtures and Portland Cement for Shotcrete: the Influence of the Admixture's Chemical Base and the Correspondence between Paste-tests and Shotcrete Performance,* ACI Materials Journal, vol. 93, no. 6, p. 619-628.

Studebaker, C.H., (1939), *Report on Gunite at Arrowrock Dam*, U.S. Bureau of Reclamation Memorandum, March 10th, 66 p.

Zynda, S.G., (1965), *Properties of Sand-mix Shotcrete*, ACI, SP-14, San Francisco, p. 155-164.

# Contrôle de la corrosion des aciers d'armature dans le béton par l'application de la Protection Cathodique

M. Yves Girouard
Directeur Régional
Corrpro Canada Inc.
1985, 55 ième Avenue Dorval, Québec H9P 1G9
Tel : 514-636-0085 Fax :515-636-8671

Resumé

Les ouvrages d'art existants en béton armé sont entre autres sujets à une détérioration causée par la corrosion des aciers d'armature. Cet article fait état des principales causes entraînant la corrosion des aciers d'armature et présente les principes de la Protection Cathodique et les types de systèmes disponibles.

## Causes et mécanismes de la corrosion

Les causes

Les aciers d'armature dans le béton, sont généralement non sujets à la corrosion en raison de la nature du béton conférant un environnement alcalin de pH de 12 à 13.5. Dans ce milieu, les aciers d'armature ne corrodent pas grâce au maintien d'une couche d'oxyde passif formé au moment de la coulée initiale.

Par contre, plusieurs causes et facteurs extérieurs particuliers à l'environnement d'un ouvrage d'art en béton armé existant auront une incidence directe sur la détérioration de son intégrité structurale du à la corrosion et entraîneront des travaux de réhabilitation ou sa désuétude. Ces principales causes et facteurs sont entre autres, le trop faible recouvrement des aciers d'armatures, les vices de construction, la carbonatation du béton et la contamination du béton par ions chlorures. Les vices de construction étant généralement associés à un béton pauvre et perméable, un mauvais drainage, le faible recouvrement des aciers alors que la carbonatation du béton dans le temps résulte de la réaction du dioxyde de carbone et autres polluants avec les hydroxydes alcalins du béton. Bien que tous ces facteurs contribuent à la corrosion des aciers d'armature, *la présence d'ions chlorures dans le béton en demeure la principale cause.* La provenance des ions de chlorures pouvant être de source telle que : les agrégats ou le sable utilisé, d'adjuvants accélérateurs de prise, d'antigel, de provenance atmosphérique ou en milieu marin mais provient principalement des sels de déglaçage utilisés dans les régions nordiques.

Mécanisme de la corrosion

La présence et la migration d'ions chlorures dans le béton entraîne la rupture du film passif présent sur l'acier dans un béton alcalin. Des études conduites par le Federal Highway Administration (FHWA) indique que cette rupture du film passif entraînant une corrosion active peut survenir à partir d'une concentration en ions de chlorure égale ou supérieur à 1.2 Kg / m³ ou 0.20% en poids de chlorures par rapport au ciment. [1] Ce bris du film passif se produit au travers une réaction chimique complexe impliquant la formation d'ions chlorhydrique ferreux réagissant avec des ions d'hydroxyles pour former en présence d'oxygène et d'humidité, un produit de corrosion. *Cette réaction anodique acidifie localement le béton alcalin et contribue à accroître la tendance à la corrosion.* [2] Ainsi, une fois ce processus initié, l'activé de corrosion aura tendance à s'amplifier dans le temps.

Pour une structure de béton existante, la corrosion active des aciers d'armature se présente ainsi :

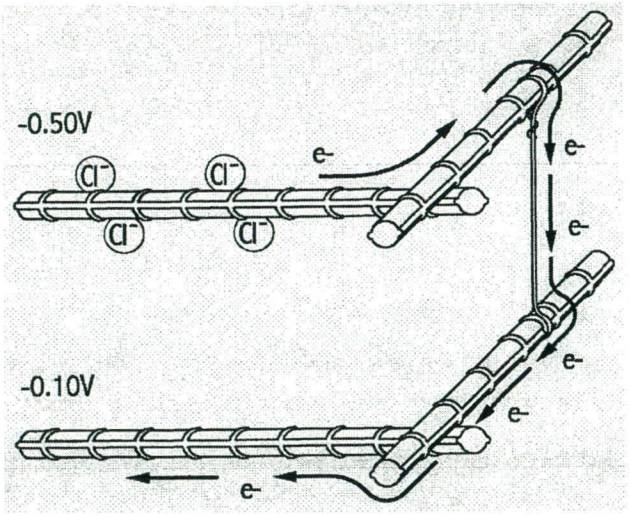



Fig. 1
Corrosion due a une différence de concentration en Ions chlorures créant une différence du Potentiel

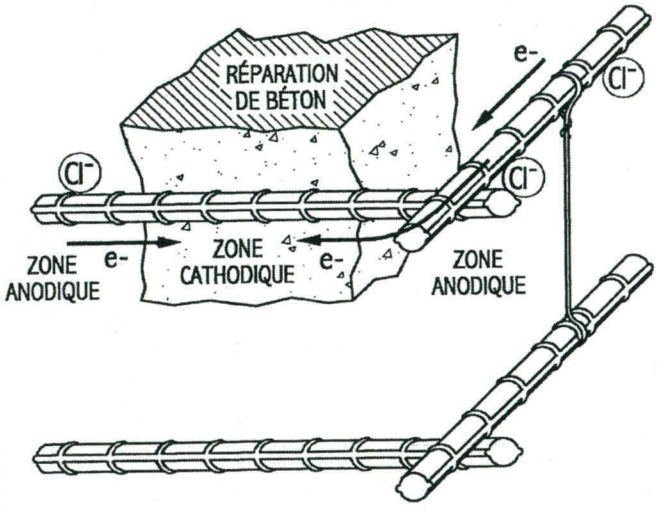



Fig.2
Corrosion 'Macro-Cellule'
Réparation Ponctuelle du Béton
Béton sein Vs Béton Contaminé

Chacune de ces représentations fait appel au principe électrochimique de la corrosion. Là où le potentiel de l'acier est électronégativement plus élevé, ce site dit anodique est sujet a la corrosion, là où le potentiel de l'acier est électronégativement moins élevé, ce site dit cathodique ne corrode pas.

Le standard ASTM C-876 définie que la probabilité de corrosion active des aciers d'armature d'une structure en béton armé peut être établie en effectuant un relevé de leurs potentiels électriques par rapport à une électrode de référence portative de cuivre : sulfate de cuivre. Plus le potentiel des aciers est électronégatif, plus la probabilité que cette structure est sujette à une corrosion active est grande. Ces essais sont fréquemment effectués sur des tabliers de pont et des

poutres en béton. Les résultats obtenus lorsque cartographiés permettent de visualiser la probabilité de l'activité de corrosion. La figure 3 montre un exemple de relevé de potentiel effectué sur un tablier de pont et l'interprétation des résultats selon le standard ASTM C-876.

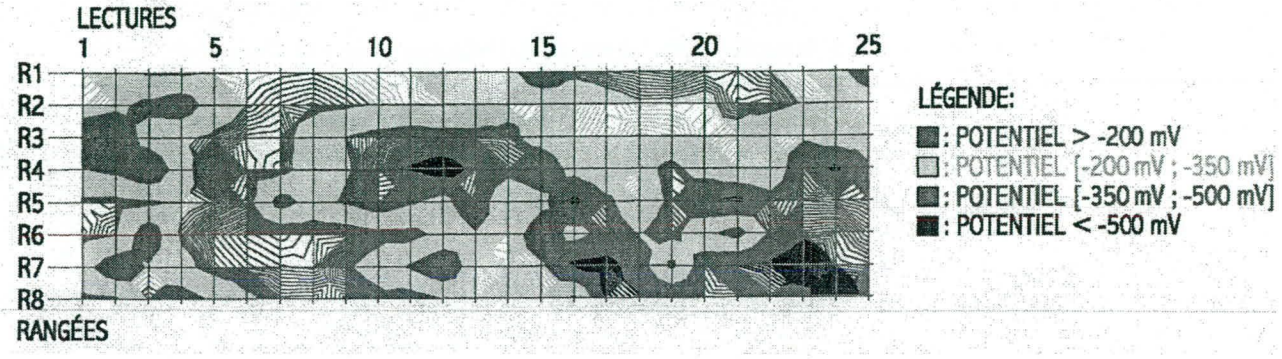



Figure 3
Relevé de Potentiel des aciers d'armature par rapport à une électrode de référence Cu/CuSo4
Selon le standard ASTM C-876

## La Protection Cathodique

Protection Cathodique

Le principe de la protection cathodique consiste en l'application d'un courant continu de faible intensité provenant d'une source externe et migrant depuis l'électrolyte vers l'acier devant être protégé. Ceci, de façon à s'assurer qu'en tous points la structure d'acier à protéger bénéficie de courant rentrant ainsi éliminant toutes zones de courant sortant. Une fois cela accompli, l'acier atteint un état d'immunité. De plus, les réactions à la surface de l'acier produisent une élévation du pH et aident à restaurer un environnement alcalin autour des aciers.

Les applications de la protection cathodique sont nombreuses et reconnues dans les domaines pétrochimiques, naval, aqueduc, structures marines et plusieurs autres domaines. Elle est entre autre obligatoire en Amérique du Nord pour le contrôle de la corrosion des réservoirs d'hydrocarbures souterrains en acier et pour les oléoducs de gaz naturel haute pression. En ce qui a trait aux structures de béton armé, les premières applications datent du milieu des années 1970 et sont assez courantes pour les structures contaminées par les ions chlorures.

Particularité reliée aux systèmes de Protection Cathodique pour les structures en béton armé

La principale particularité des systèmes de protection cathodique pour les structures de béton armé, est que l'électrolyte au lieu d'être le sol ou l'eau (tel pour le cas des conduites ou réservoirs souterrains) est le béton. Alors que par exemple, pour protéger une conduite souterraine, il est possible d'installer des anodes sacrificielles dans le sol à tous les 10 mètres ou un système à courant imposé ponctuel à tous les 10 kilomètres, *la protection cathodique des aciers d'armature dans le béton requiert la mise en place d'une anode sur la totalité de la surface a protéger*. Les raisons en sont les suivantes :

- La haute résistance électrique du béton.
- La faible épaisseur de recouvrement des acier d'armature par du béton limite le rayonnement du courant de protection cathodique émis à l'anode. Le courant émis ne protégera que l'acier d'armature présent dans un court rayon de 100 à 150 mm.
- La limitation du courant c.c. à une densité maximale de 108 millièmes d'ampère / $m^2$ de surface d'anode de façon à limiter la formation d'acide à l'anode pouvant engendrer une détérioration du béton. Cela tel qu'établi par la FHWA (American Federal Highway Administration).

Malgré cette particularité et limitation, plusieurs systèmes de protection cathodique soit de type à courant imposé ou de type dit sacrificiel / galvanique furent développé et sont disponibles pour le contrôle de la corrosion des aciers d'armature dans le béton. Le choix du système de protection cathodique dépendra du type de structure, colonne, tablier, poutre post-contrainte ou précontrainte, des modes de réhabilitations choisis et de la disponibilité d'une source d'alimentation électrique à proximité.

Pour être apte à recevoir un système de protection cathodique la structure devra :

- Être structurellement saine
- Démontrer une continuité électrique des aciers d'armature
- Être réparée de ses délaminations

La structure candidate à la protection cathodique aura normalement :

- Des valeurs de potentiels supérieures à –200 mV / électrode de référence Cu:CuSo4, cela montrant une activité de corrosion dite incertaine ou certaine a 90% pour des valeurs de potentiels supérieures a –350 mV / Cu/CuSo4
- Un contenu en chlorures supérieur à 0.026 % du poids du béton

<u>Critères de Protection Cathodique</u>

Les critères utilisés pour l'évaluation de l'opération d'un système de protection pour une structure en béton armé sont tel que définit au Standard RP0290-90 de NACE (National Association of Corrosion Engineers) International. Ces critères sont basés sur les variations de potentiels mesurées pour les aciers d'armature suite à leurs polarisation sous l'effet d'un système de protection cathodique.

Le critère de protection cathodique le plus fréquemment utilisé prévoit :

L'obtention d'une polarisation minimale de 100mV au site anodique. Le potentiel utilisé pour vérifier cette polarisation de l'acier doit être enregistré par rapport à une électrode de référence stable immédiatement suite à l'interruption temporaire du redresseur de courant. La variation de potentiel entre la mesure enregistrée immédiatement suite à l'interruption du redresseur de courant et la mesure enregistrée suite à la dépolarisation complète de l'acier doivent être utilisées pour ce critère.

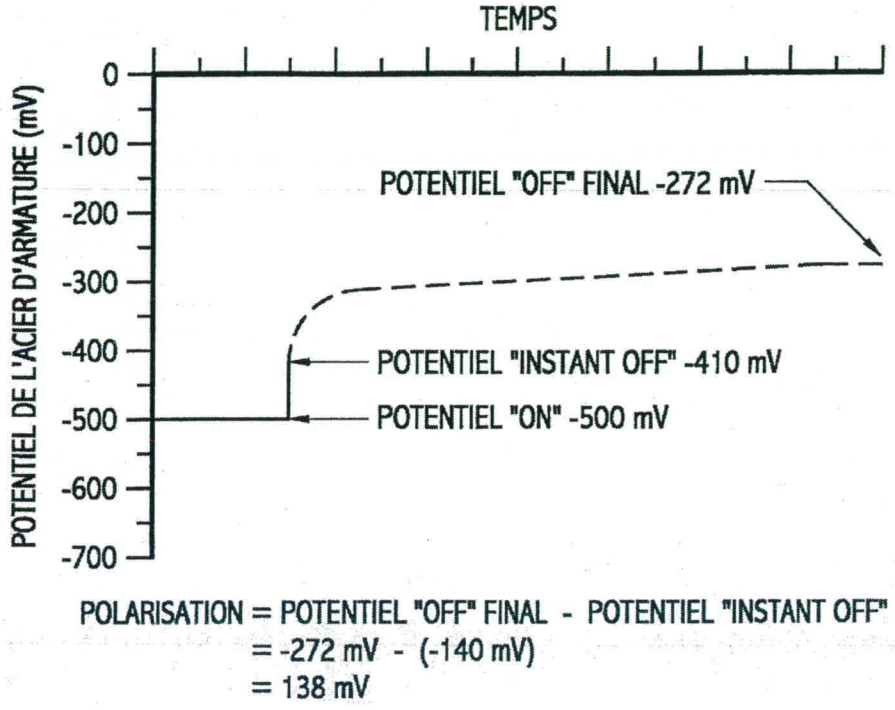



Figure 4
Critères de protection Cathodique
Variation de potentiels / Polarisation de – 100 mV [3]

## Type de Système de Protection Cathodique

**Système de protection Cathodique à courant Imposé**

Les systèmes de protection cathodique dit à courant imposé, sont composés d'anodes alimentées par une source de courant continu externe (redresseur de courant). L'anode où les anodes sont reliées à la borne positive et les aciers d'armature sont reliés à la borne négative du redresseur de courant. Le courant continu migre de l'anode à l'acier au travers le béton et complète son circuit par le biais d'un câble relié à l'acier d'armature.

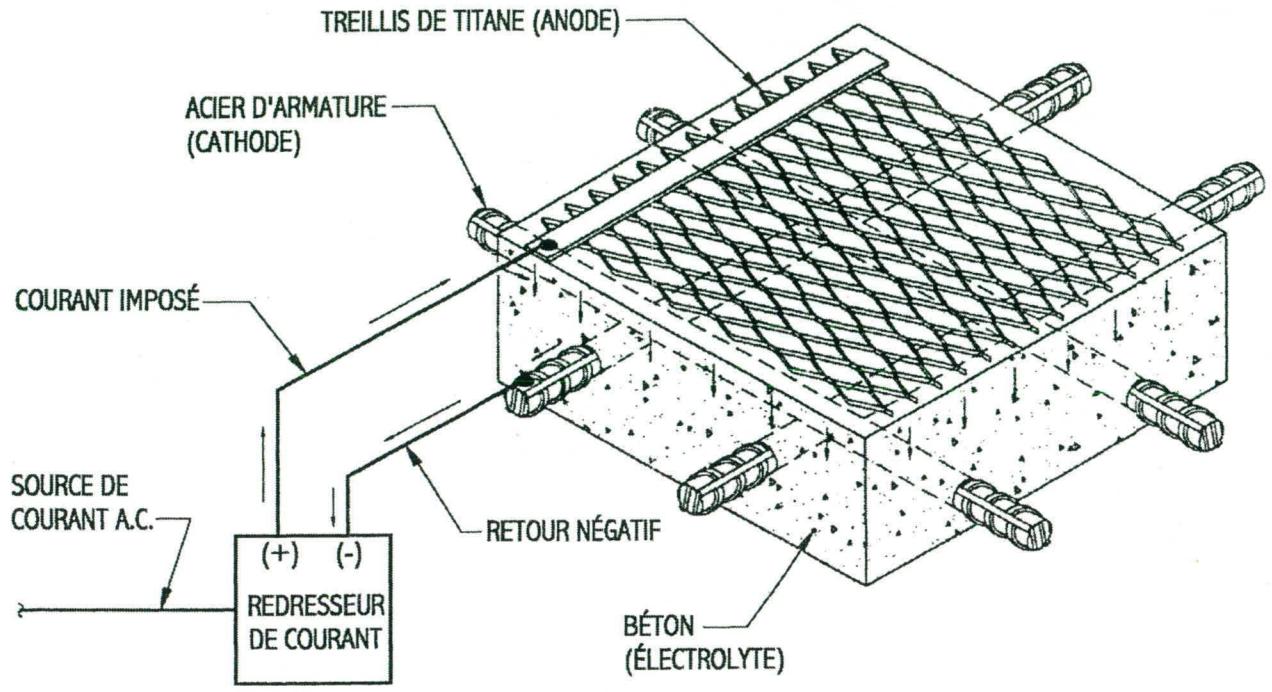



Figure 5
Système de protection cathodique à courant imposé

Pour fin de vérification et d'ajustement du système de protection cathodique, celui-ci comporte également des électrodes de référence permanentes installées dans le béton à proximité des armatures et parfois des sondes et coupons de corrosion.

Les redresseurs de courant peuvent être de type ;

Conventionnel : Ce qui permet un ajustement de la tension de sortie selon des plages établies, ''mode voltage constant''.

À courant constant : Ce qui permet de maintenir un débit en courant constant, ''mode courant constant''.

À ajustement automatique du potentiel : Ce qui permet de maintenir un potentiel constant des aciers d'armature par rapport aux électrodes de référence permanentes installées à des endroits stratégiques dans la structure, ''mode auto-potentiel''.

Il est à noter que ce dernier type a généralement la capacité d'opérer dans chacun de ces trois modes. Il est également à noter que les redresseurs de courant permettant une opération en mode 'courant constant' et en ''mode auto-potentiel'' comportent plusieurs composantes électroniques nécessitant une protection accrue contre les surtensions et requiert un cabinet étanche.

L'opération des systèmes de protection cathodique peut être suivie à distance par l'emploi de systèmes d'acquisition de données à distance. Les paramètres les plus importants à vérifier étant l'alimentation A.C. des redresseurs, leurs débits, leurs voltages et le potentiel des aciers d'armature par rapport aux électrodes permanentes.

Mise en Garde

L'emploi de systèmes de protection cathodique à courant imposé pour la protection cathodique d'éléments structuraux sous post ou prétention telles les poutres doit faire l'objet de précaution et d'une surveillance particulière. Cela en raison des fragilisations dû à l'évolution d'hydrogène à la surfaces des aciers sous haute tension. Ce phénomène peut survenir lorsque le potentiel vrai à l'acier atteint ou avoisine –1000 mV par rapport à une électrode de référence portative de Cuivre :Sulfate de cuivre. L'application de système de protection cathodique dit sacrificiel et présenté ci-après ne pose généralement pas ce problème.

Plusieurs systèmes de protection cathodique à courant continu furent développés. Les plus fréquemment utilisés sont présentés ci-dessous :

Béton Asphaltique Conducteur

Utilisé au cours des années 1980, ce système est composé d'anodes ponctuelles de type ferro silice (FeSi) disposées en damier à même un recouvrement de béton asphaltique conducteur. Les anodes FeSi agissent comme anode primaire et alimentent le béton asphaltique chargé de carbone. Ce système requiert une épaisseur de 50 mm d'asphalte conductrice et doit être protégé par une surface de roulement de 50mm. Compte tenu de la résistance élevée de l'asphalte conductrice, ce système requiert de nombreux points d'alimentation de façon à limiter les chutes de tension le long de l'anode.

Ce système est rarement utilisé de nos jours et son application limitée aux tabliers de ponts et viaducs.

Peinture Conductrice

Fréquemment utilisée au cours des années 1980 pour la protection cathodique des dalles de stationnement, ce système est composé d'une peinture conductrice à base d'eau ou de solvant chargé de pigments de carbone. Afin de promouvoir une distribution uniforme du courant de protection cathodique et compte tenu de la résistance élevée de la peinture conductrice une fois appliquée, celle-ci doit être alimentée par une anode de niobium platiné continue imbibée dans la peinture à environ tous les 5 mètres. Les peintures conductrices doivent être appliquées avec une grande précaution car elle sont susceptibles d'entrer en contact avec des éléments métalliques continus avec l'armature tel des broches, chaises ou autres accessoires. Cela crée des courts circuits locaux causant des points de décharge indésirables du courant de protection cathodique.

Les peintures conductrices ont un fini de couleur noire et requirent généralement l'application d'un revêtement architectural.

A ce jour, les peintures conductrices sont rarement utilisées pour des structures a l'air ambiant et ne sont pas applicables pour la protection de tabliers de pont ou de viaduc.

Anode de Titane Recouverte d'Oxyde de Métaux Précieux

Principalement connu sous la désignation 'Elgard Mesh' ou 'Elgard Ribbon', les premiers systèmes de protection cathodique utilisant du titane recouvert d'oxyde de métaux précieux firent leur apparition au cours des années 1980. Ces systèmes utilisent comme anode un support en titane pur recouvert d'oxyde de métaux précieux tel le platine, le ruthénium, l'iridium ou le cobalt. Le support de titane peut prendre plusieurs formes, notamment la forme de treillis, de bande ajourée ou de ruban fin.

Treillis anodique

Sous la forme de treillis, les anodes de titane activées sont disponibles en largeurs de 1100 mm et 1200 mm. Le choix sera en fonction du courant requis pour la protection cathodique de la structure. Le courant requis étant lui directement proportionnel à la quantité d'acier à protéger.
Les treillis anodiques en titane recouverts d'oxyde de métaux précieux sont principalement utilisés pour la protection cathodique des tabliers de ponts ou de viaduc. Ils sont également à moindre échelle utilisés pour la protection cathodique d'éléments structuraux verticaux mais doivent dans ces cas être recouverts de béton projeté.

Pour des tabliers de ponts, les bandes de treillis sont déployées et fixées à l'aide de chevilles de plastique sur la dalle une fois celle-ci scarifiée et suite à l'enlèvement du béton délaminé. Par la suite, des bandes d'alimentation en titane non activé sont installées perpendiculairement au treillis et soudées à chacune des intersections avec les membrures du treillis. Des câbles d'alimentation sont finalement reliés aux bandes de titane et terminés sur la borne positive du / des redresseurs de courant. Une fois la mise en place des composantes du système de protection cathodique terminée, le treillis doit être recouvert d'une chape de béton de 30 à 40mm.

Sous forme de treillis, le titane recouvert d'oxyde de métaux précieux a l'avantage de permettre un enrobage complet de l'anode par la chape de béton puisque les membrures sont très fines (1.415 mm) et sont posées à la diagonale sur le béton. Également, la résistance électrique du treillis est faible (0.085 ohm/m) ce qui réduit les chutes de tension et favorise une distribution uniforme du courant de protection cathodique.

La conception de ces systèmes prévoit généralement le morcellement de la structure en zones et en sous zones de façon à pouvoir contrôler le débit en courant protecteur selon les densités de courant requises. La vie utile de ces systèmes est fonction de la capacité du treillis et peut atteindre de 30 à 50 années.

Plus d'un million de mètres- carrés de tablier et/ou de dalles de béton armé sont protégées.

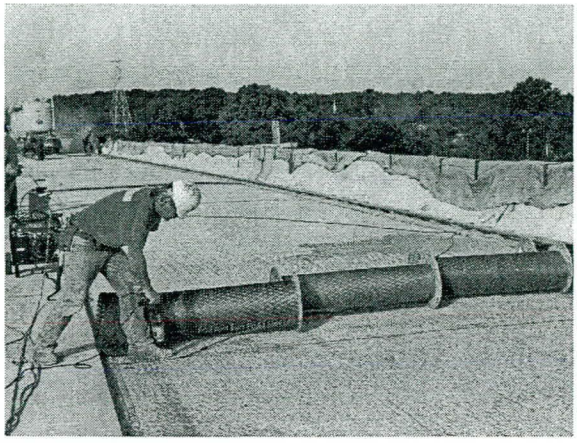


Figure 6
Installation de treillis anodique
sur un tablier de béton

Ruban ajouré

Sous forme de ruban ajouré d'environ 12 mm de large et de 1.3 mm d'épaisseur pour des raisons structurales, les anodes de titane recouvert d'oxyde de métaux précieux sont insérées dans des traits de scie et sont par la suite remplies d'un coulis de ciment ou d'un ciment conducteur. Ce type d'application est utilisé pour des dalles de stationnement, des tabliers de pont où il n'est pas possible de prévoir la mise en place de chape de béton et pour les balcons des immeubles situés en bordure de mer.

L'espacement des bandes d'anodes est dicté par la quantité de courant requis mais n'excède que rarement 250mm en raison des limitations de distribution de courant.

Ruban Plein

Sous forme de ruban plein, le titane activé est également parfois utilisé pour la protection cathodique de tablier de béton. Tout comme pour le treillis, ce système requiert la mise en place d'une chape de béton.

## Système de Protection Cathodique Sacrificiel

Les systèmes de protection cathodique sacrificiels utilisent une anode externe d'un métal moins noble que l'acier à protéger. Typiquement, ces anodes sont soit de Zinc pur ou d'un alliage Aluminium-Zinc-Indium.

L'anode est projetée à l'aide d'équipements de métallisation soit à la flamme ou préférablement à l'arc sur la structure à protéger.

Des raccordements entre l'anode appliquée sur la surface à protéger et l'acier d'armature doivent être prévus. Des électrodes de référence permanentes et des coupons de corrosion permettent le suivi et la vérification des niveaux de protection cathodique.

Ces systèmes sont particulièrement adaptés pour la protection de poutres et de colonnes. Entre autre, ceux-ci ne risquent pas de générer des potentiels pouvant engendrer la fragilisation par l'hydrogène des aciers sous tension des poutres post ou précontraintes.

Alliage Aluminium-Zinc-Indium

Commercialisé depuis peu suite à plusieurs années d'essais commandées par le FHWA (Federal Highway Administration) dossier FHWA-RD-98-059, l'alliage Aluminium $^{79.8\%\ (70\%)}$ Zinc $^{(20\%)}$ Indium $^{(0.2\%)}$ a démontré des caractéristiques appréciables comme anode sacrificielle.

Entre autre, les résultats d'expérimentation [4] démontrent plusieurs avantages de l'alliage Al-Zn-In comparativement au zinc pur. Ces avantages incluent :

- Capacité de débit en courant supérieur.
- Maintien d'un débit supérieur en courant de protection cathodique à des températures froides
- Maintien d'un débit supérieur en courant de protection cathodique par faible humidité relative

L'alliage Al-Zn-In une fois appliqué est de couleur gris ''béton'' et ne requiert pas de couches de revêtement supplémentaires.

Appliqué à une épaisseur de 305 microns (12 millièmes de pouces), l'alliage Al-Zn-In aura une vie utile de 10 à 15 années. [4]

Les graphiques ci-dessous présentent les résultats obtenus

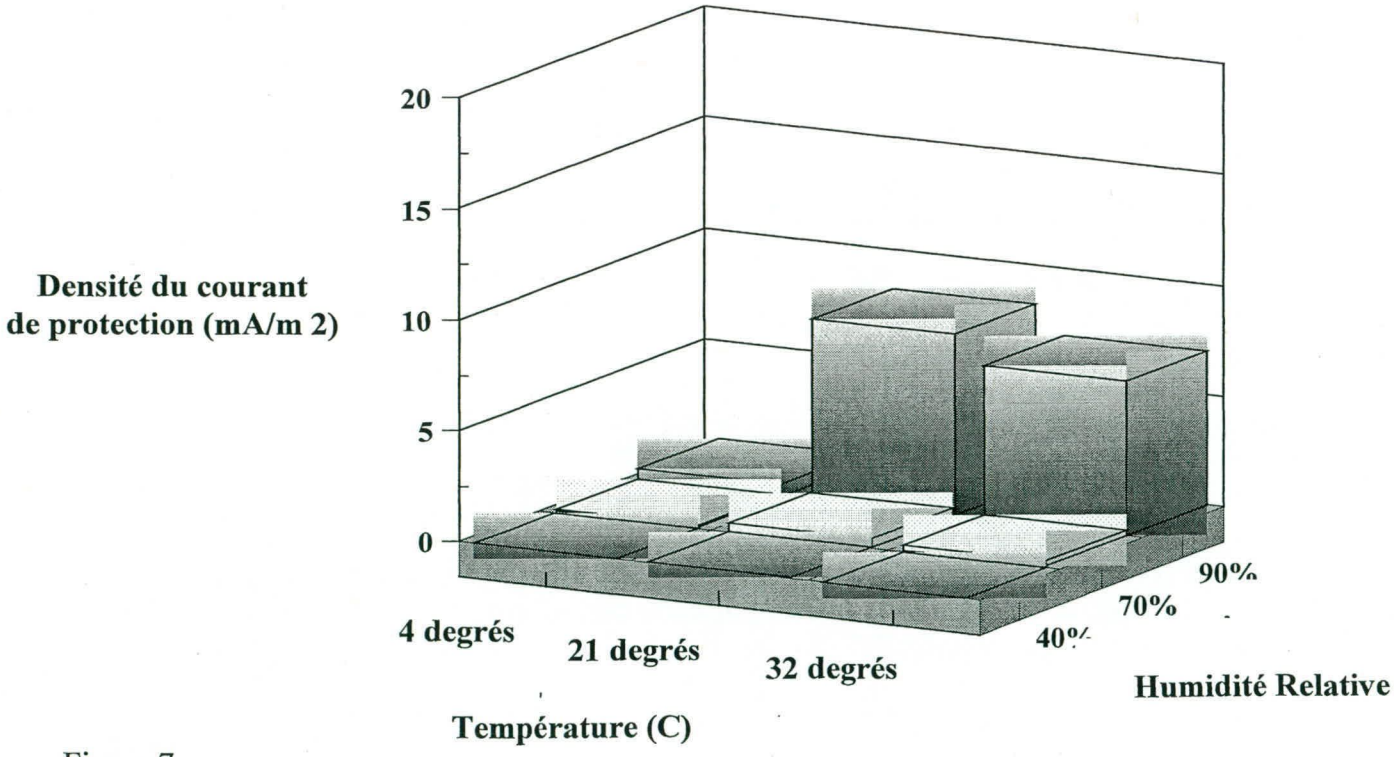



Figure 7
Débit de l'anode de zinc en fonction de la température et de l'humidité relative

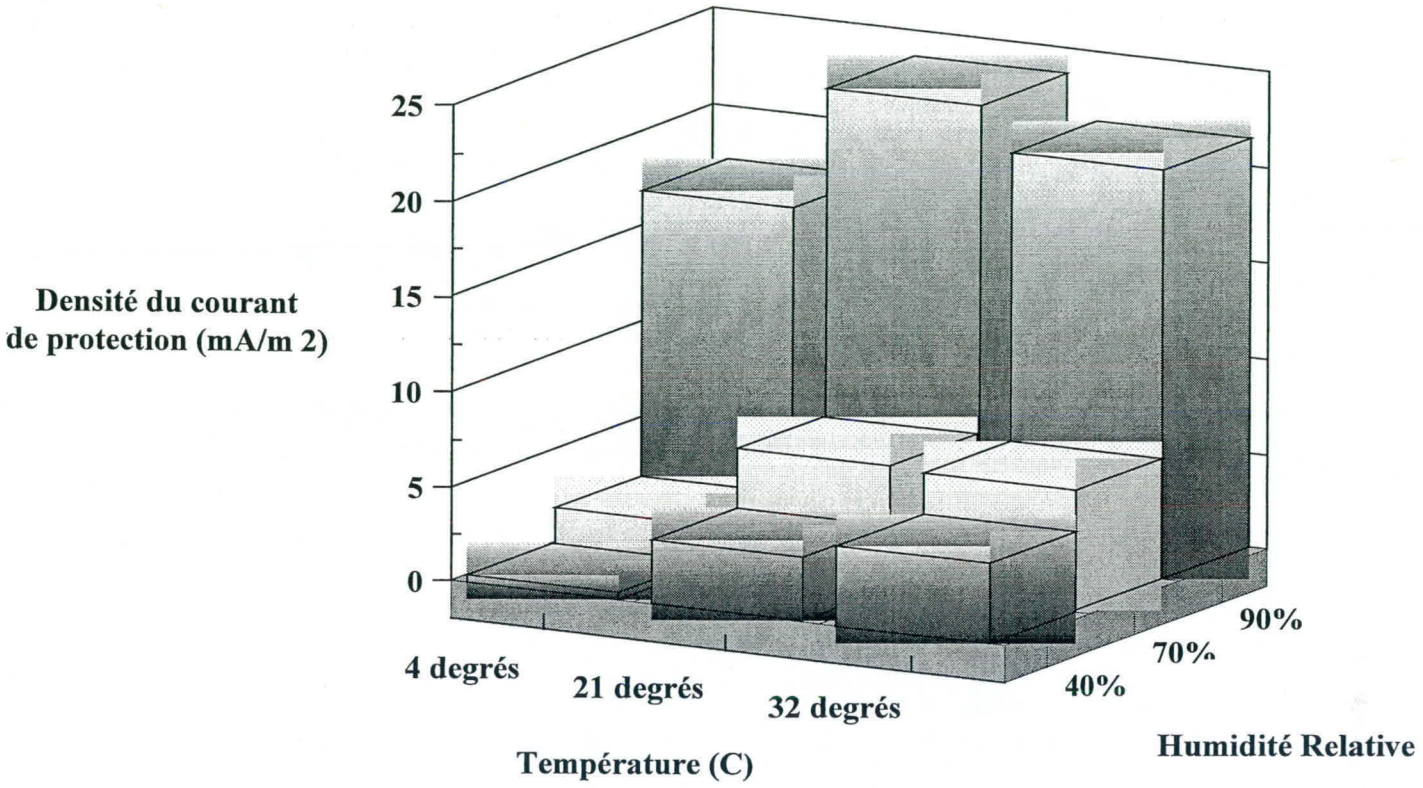



Figure 8 Débit de l'anode d'alliage Aluminium-Zinc-Indium
en fonction de la température et de l'humidité relative

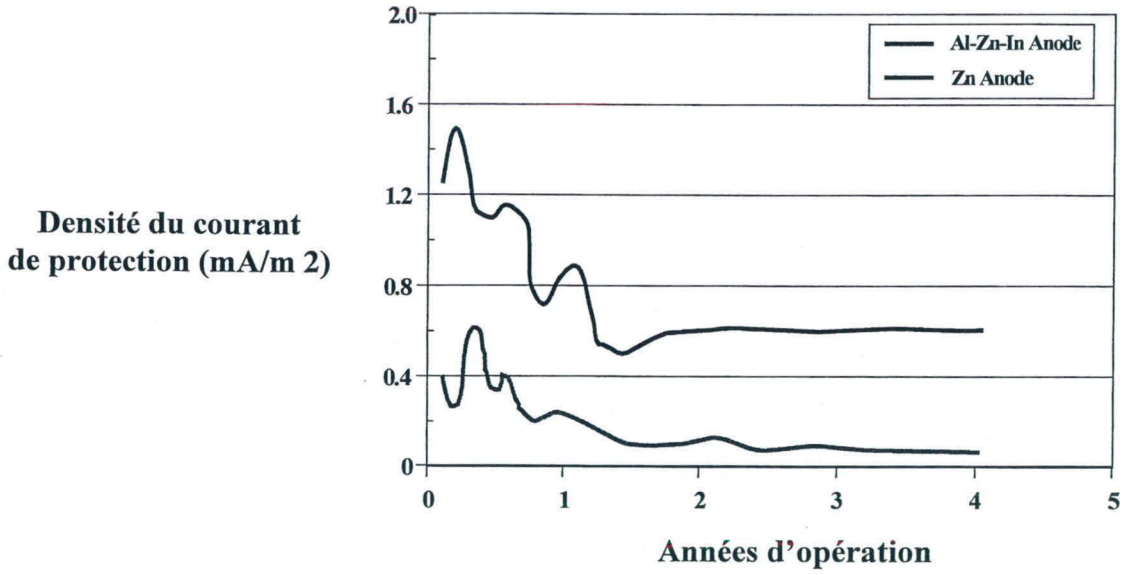



Figure 9 Comparaison des débits
Alliage Aluminium-Zinc-Indium VS Zinc

## Conclusion

Le contrôle de la corrosion des aciers d'armature par l'application de la protection cathodique n'est plus aujourd'hui au stage expérimental mais bel et bien reconnu comme une méthode efficace pour freiner la corrosion des aciers d'armature dans le béton.

Plusieurs types de systèmes de protection cathodique sont commercialement disponibles et une utilisation judicieuse permet de prolonger la vie utile des structures et de limiter les interventions futures.

## RÉFÉRENCES


1. FHWA rapport FHWA-DP-34-2
   Fédéral Highway Administration, 1982

2. B.S. Wyatt, D.J. Irvine, A Review of Cathodic Protection of Reinforced Steel, Material Performance, December 1987.

3. NACE (National Association of Corrosion Engineer) Standard RP0290-90

4. Miki Funahashi, FHWA Research Program FHWA-RD-96-171 & FHWA-RD-98-058

# TOOLS FOR EVALUATING CRACKING SENSITIVITY OF REPAIR MATERIALS

# VERS UNE CARACTÉRISATION DE LA SENSIBILITÉ À LA FISSURATION DES MATÉRIAUX DE RÉPARATION


Alex Vaysburd
Vaycon Consulting
Baltimore, USA

Peter H. Emmons
Structural Group
Baltimore, USA

Benoît Bissonnette
Université Laval
Québec, Canada

Michel Pigeon
Université Laval
Québec, Canada



## Résumé

La fissuration est l'une des principales causes de détérioration qui nuisent à la durabilité des travaux de réparation sur les ouvrages en béton. De façon particulière, les conditions de retrait restreint mises en place de façon implicite dans ce genre d'intervention sont de nature à causer la fissuration du matériau de réparation et à en affecter l'intégrité.

La durabilité et la bonne tenue d'un ouvrage en béton réparé requièrent la compréhension des propriétés qui conditionnent son comportement volumétrique et, par conséquent, l'incidence de la fissuration. Les manufacturiers de matériaux de réparation utilisent différents essais et procédures pour évaluer la performance de leurs produits. Très souvent, on modifie des procédures normalisées de façon plus ou moins arbitraire, et certaines modifications apportées sont inappropriées ou conduisent à des résultats non représentatifs. Parmi les variantes dans les différents essais qui compliquent l'interprétation comparative des résultats et propriétés indiquées dans les fiches techniques des manufacturiers, on peut citer la taille des corps d'épreuve, les conditions de retenue, les conditions de mûrissement, le moment où est effectuée la lecture initiale, les conditions (T° et H.R.) et la durée des essais. Cette situation est à l'origine de plusieurs éléments de controverse et d'une certaine confusion dans les critères de sélection et de spécification des matériaux de réparation.

Dans un premier temps, cet article passe en revue et analyse les principales méthodes existantes pour la mesure des changements volumétriques. Ensuite, il présente les grandes lignes d'un programme de recherche en cours dont l'objectif premier est le développement d'un essai «*normalisable*» pour une évaluation fiable de la sensibilité à la fissuration des matériaux de réparation.

## Abstract

The most serious deterioration processes that lead to repair failures are caused by cracking of the repair material. Restrained contraction of repair materials, the restraint being provided through bond to the existing concrete substrate, is a major factor leading to cracking and failure of the repair.

The safety and durability of the repaired structures cannot be realized without a comprehensive knowledge of the material's properties that determine its deformational characteristics and, therefore, its capability to resist cracking. Material manufacturers tend to use different tests and standards to evaluate the performance of their products. Many standard tests used are modified arbitrarily, some modifications are deficient or providing unrealistic results. Variations of the test methods including size of the specimens, restraint conditions, curing, time of initial readings, temperature and relative humidity limitations, and test duration further complicate the interpretation of comparative results and properties indicated in manufacturer's data sheets. This situation has resulted in controversy and confusion in the selection and specification of repair materials.

This paper presents analysis of the existing test methods for volume changes of cementitious materials and also discusses new methods. It reviews the ongoing research study in which one of the primary objectives is to develop an industry-wide reliable technique for evaluation of sensitivity to cracking of cement-based materials.

## Introduction

At present, the durability of concrete repairs is controlled almost exclusively by specifying certain requirements for material composition, certain properties, casting, compaction and finishing procedures, curing, and of course materials compressive strength. This approach frequently yields unsatisfactory results, and it is a common objective of concrete researchers and engineers to develop performance criteria that would allow more reliable estimates of the potential durability of a repaired concrete structure.

It is generally accepted that repair durability is to a large extent governed by repair's resistance to cracking. The ability of cement based materials to resist and to control cracking has been widely and appropriately accepted as fundamental to satisfy the requirements of material and structural serviceability and durability. Therefore, a criterion that is based upon such resistance should be quite a reliable approach. In the same time it must be realized that the durability of concrete repair cannot be achieved by only minimizing cracking in a repair material. Durability equally depends on the design, in-situ installation and quality control. This paper discusses volume change, one of the fundamental causes of cracking in hardened (maturing) repair materials.

Despite the benefits associated with the use of high strength cement-based materials in some applications, significant problems have been observed including increased brittleness, high autogenous shrinkage, low creep relaxation, and therefore the increased cracking [1-3].

Cracks reduce durability, decrease service life, and increase maintenance costs. To adequately repair the deteriorated infrastructure, one has to develop means of evaluating the performance of repair materials with regard to its sensitivity to cracking. This will provide engineers with the tools that are necessary to specify materials which will improve the repair durability.

The paper provides a review of ongoing study aimed on developing testing techniques for evaluation of cracking potential of repair materials.

## Material properties and cracking

Volume stability is a paramount characteristic of any cementitious composite. Volume changes govern the mechanical, physical and durability properties of materials. The problems associated with volume changes in concrete repair are triggered by the restraint provided by existing concrete and reinforcement. Volume changes must be controlled in concrete repairs to minimize cracking. Because the repair is a composite system of materials, its performance depends upon interfacial behavior – compatibility of materials combined in a system, and especially dimensional compatibility.

The importance of dimensional compatibility between existing concrete and repair material was addressed previously [4-5]. The dimensional compatibility of cementitious repair materials with existing concrete substrate determines the repair's ability to resist cracking and depends upon: (1) the degree of restraint; (2) the magnitude of the shrinkage; (3) the stress state; (4) the amount of stress relief due to creep; (5) the tensile strength of the material and (6) the modulus of elasticity.

In order to have good resistance to cracking, the material should have values of shrinkage, thermal coefficient of expansion, and sustained modulus of elasticity as low as possible and a tensile strength and creep as high as possible.

When a freshly placed and hardened repair material is exposed to ambient temperature and humidity, it experiences both drying and thermal strains. The type and magnitude of the related volume changes will depend on the temperature and humidity of the environment, temperature and absorbtivity of the existing substrate, the temperature of the repair mixture, the geometry of the repair and the characteristics of the repair materials. The repair will crack when the induced tensile stress exceeds its tensile strength. It is known, however, that due to the creep behavior, some of the stress is relaxed, and it is therefore the residual stress which determines whether or not cracking would occur. This interplay, this race between tensile stress generated by restrained shrinkage and the stress relief due to the creep determines whether cracking will occur.

Performed by authors testing of various repair materials demonstrated that shrinkage is unquestionably one of the major causes of cracking in concrete repair. Unfortunately very little research has been directed toward obtaining reliable shrinkage and creep data for design and selection of materials so as to predict repair performance. The main reason for this is the absence of reliable test methods for evaluation of material's volume changes, degree of its deformability, its sensitivity to cracking. Number of known accelerated tests are of dubious value, and obtaining data in a real time scale can take a lifetime.

Some of the existing methods have various shortcomings mostly attributed to limitations of individual investigations, and/or a failure to recognize variability. It is, therefore, imperative from the point of durability of repaired concrete structures, not only to study the possibilities of reducing volume changes and resulting cracking but also to control it by a suitable test. Work currently underway in the *ad hoc* North American workgroup *CREEP* (Concrete Repair Engineering Experimental Program) is concerned with developing testing method(s) for the prediction of future repair performance.

The actual processes of concrete repair deterioration occurring in practice are both very complex and very diverse. This is due to a very large number of possible combinations of the properties of the components of concrete repair system and time sequence or simultaneity of the effect of the most different external and internal factors of aggressive character. From the scientific point of view every method intended for durability testing must be based on the specifics of concrete repair and mechanisms of its deterioration, mechanics of its durability even if the technical arrangement of the test makes one seek the simplest possible ways. These considerations necessarily reveal the fact that every method is subject to development. Forecasting the cracking of concrete in repaired structures should be considered the primary task of laboratory tests of concrete repair durability under various conditions.

This requires the following important relations to be solved at the same time:

- Between cracking of repair in structure and the results of accelerated laboratory tests
- Between cracking of repair in structure and of tests specimens under the same conditions

Quantitative evaluation of laboratory tests, of the accelerated ones especially, in relation to reality and from the point of designing repairs with the required durability under conditions defined in advance, has become a task of first magnitude. Every means – no matter how small –

of rendering concrete repair technology more exact has an enormous engineering and economic significance considering the present day volume of concrete and concrete repair production per world inhabitant.

One involved in test research and development work, i.e., in moving along the learning curve, should clearly realize that the application of the results of his labors is in the overall repair project framework – for the production of real repaired structure – and should adjust his efforts accordingly.

Following is a review of some of the known shrinkage test methods with comments on their advantages and limitations.

## Shrinkage test methods

For simplicity the test methods used can be classified in two categories: standard and nonstandard test methods. From the technical point of view, the test methods can be divided in "free" shrinkage and restrained shrinkage tests. One area given for greater attention in this study than in earlier ones was the use of different restrained shrinkage methods. The information on unrestrained (free) shrinkage test methods is summarized in Table 1.

In North America, the most used method is ASTM C 157, "Standard Test Method for Length Change of Hardened Hydraulic Cement Mortar and Concrete". This method is not recommended for testing the premixed grouts since the initial reading neglects the volume change during the first 24 hours, which can be very substantial, especially for rapid-hardening repair materials. Another problem with this test is that the specimens are not restrained from movement and the ratio of longitudinal to lateral dimensions is far greater than normally encountered in most repair installations.

Techniques to examine restrained shrinkage generally rely on the cracking of the material within a given time period and, therefore more appropriately can be called sensitivity to cracking tests.

There are three basic types of restrained shrinkage tests that have been traditionally used for cement-based materials – linear, plate and ring.

In the linear restrained shrinkage test, restraint of movements of the specimens is provided either internally by axially embedded bars or tubes, or externally by a large steel mold or frame. In the plate type, the restraint is provided only at the bottom of the prismatic specimens. In the ring-test, the cement-based material is cast around a ring of steel, and then it dries while the metallic ring provided the restraint.

The following is an illustration of the several restrained shrinkage tests. It should be noted that the illustration does not fully represent the new developing generation of restraining shrinkage test methods. For instance, interesting and promising quantitative test methods developed by Kovler [6], Springenschmid *et al.* [7], Bloom and Bentur [8], and by Pigeon *et al.* [9] are not included in the following review.

### *Ring Test*

This sensitivity to cracking test has been used for about 60 years. Carlson and Reading conducted restrained shrinkage tests between 1939 and 1942 using a ring specimen [10].

Table 1

Unrestrained Shrinkage Standard Test Methods

| Country | Standard/ Specification | Prism Dimensions | | Specified Conditions |
|---|---|---|---|---|
| | | Mm | In. | |
| United States | ASTM C 157 | 25.0x25.0x285 | 1.0x1.0x11.0 | 23°C (73°F), 50% RH |
| United Kingdom | BS 1881, Part 5-1970 | 75.0x75.0x310 | 3.0x3.0x12.0 | This standard does not relate to drying shrinkage. Therefore, test conditions are not included. |
| Canada (Alberta Transportation & Utilities) | ATU B-391 | 25.0x25.0x285 | 1.0x1.0x11.0 | Initial 24 hr curing per manufacturer's recommendations. After initial curing; 23°C (73°F), 50% RH |
| Australia | AS 1012 Part 3-1970 | 75.0x75.0x310 | 3.0x3.0x12.0 | 23°C (73°F), 50% RH |
| Germany | DIN 52450-1985 | 37.5x37.5x155 | 1.5x1.5x6 | Various:<br>20°C (68°F), 65% RH<br>23°C (73°F), 50% RH<br>23°C (68°F), 45% RH<br>20°C (68°F), 95% RH<br>20°C (68°F), Wet |
| Hong Kong | HKHA | 25.0x25.0x285 | 1.0x1.0x11.0 | 25°C (81°F), 55% RH |

In this test, a thin 25-mm (1-in.) concrete ring was cast around a steel ring. The top and bottom surfaces of the concrete were sealed so that drying only occurred from the outer circumferential surface. The ring (circular) specimen configuration was chosen because it did not impose stress concentrations into the tested material. It allowed volume changes and stress development, including creep and creep relaxation. The specimen configuration allowed for observation of readily visible cracks developed during the monitoring period.

Coutinho [11] studied the rupture strengths of pastes and mortars to resist restrained shrinkage using unrestrained and restrained ring specimens.

The ring concept was used by other researchers for studies of cracking tendency of cement-based materials. The information on different ring tests is summarized in Table 2, while typical details are provided in Figure 1.

*Plate Test*

Padron and Zolla at the University of Miami modified the ring test and used 300-mm (12-in.) square plate specimens with various thicknesses [12]. A wind chamber capable of providing a steady flow in a designated test section was provided. Samples for crack resistance testing were placed in the chamber immediately after casting. After the 16-hr. wind chamber exposure, the samples were polished to improve the visibility of cracks. Two measurements were targeted: a measure of the overall shrinkage of the sample and a measure of the total crack area on the exposed surface of the specimen.

Table 2

Specimen Dimensions Used in Ring Test

| Ring Dimensions | | | | Researchers and Country |
|---|---|---|---|---|
| Diameter, mm (in.) | | Thickness | | |
| External a | Internal b | Mm (in.) | a/b | |
| 175 (7) | 125 (5) | 34 (1.5) | 1.40 | Carlson and Reading, USA |
| 405 (16)<br>125 (5) | 325 (13)<br>100 (4) | 80 (32)<br>25 (1) | 1.23<br>1.25 | Coutinho, Portugal |
| 70 (2.8) | 50 (2) | 20 (0.8) | 1.40 | Popov, Opentliker and Derugin, USSR |
| 40 (1.6) | 30 (1.2) | - | 1.33 | Stolnikov and Litvinova, USSR |
| 57 (2.2) | 27 (1.0) | 20 (0.8) | 2.11 | L'Hermite, France |
| 100 (4) | 68 (2.7) | 32 (1.3) | 1.47 | Kondo, Japan |
| 660 (26.4) | 508 (20.3) | 102 (4) | 1.3 | Swamy, Banduopadhyay and Stavrides, UK |
| 374 (15) | 304 (12.1) | 140 (5.6) | 1.23 | Shah, Karaguler and Sarigaphuti, USA |
| 155 (6.2) | 115 (4.6) | 50 (2) | 1.35 | Technical Research Center, Finland |
| 175 (7.0) | 112.5 (4.5) | 50 (2) | 1.55 | Fosroc, UK |
| 72 (2.9) | 37 (1.5) | 35 (1.4) | 1.95 | Golubkov, USSR |
| 190 (7.6) | 90 (3.6) | 100 (4) | 2.11 | Guidelines for Production of Lightweight Concrete Structures, USSR |
| 318 (12.5) | 254 (10) | 102 (4) | 1.25 | WDP/SPS, USA |

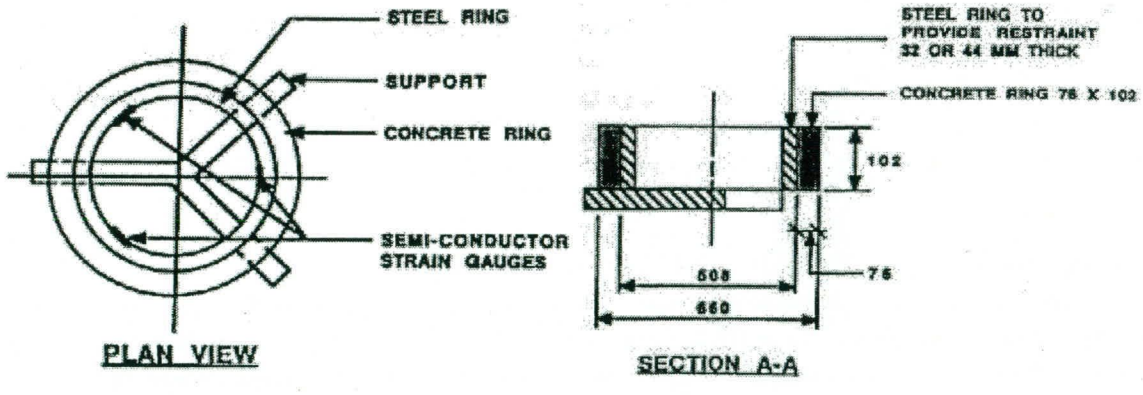



Figure 1 – Typical Ring Test Specimen

Kraai proposed a test method for evaluating the cracking potential of a material [13]. For the test, 2- by 3-ft (61 by 91 cm), ¾-in. (19 mm) thick specimens were used. The cracking potential was determined by comparing the cracking of the two test panels exposed simultaneously to a set of severe conditions designed to cause cracking. One panel was the control panel, the other was a similar panel except that a single material was altered to study its effect. The second panel could also be made identical in materials but then be subjected to different environmental conditions (temperature or drying conditions).

For the control panel, only those influences that were thought to maximize the amount of cracks were chosen. Movement of free water was only in an upward direction. The bottom of the form was covered with polyethylene film to prevent absorption of water at the bottom. This film also prevented the bottom surface from restraining the volume change of the concrete.

Immediately after casting, the two panels were exposed to a wind of 10 to 12 mph (16 to 19 ) for 4 to 5 hrs. Panel evaluation started at 24 hrs. At that time cracks were likely to be slightly wider and possibly more numerous than after 4 hrs. Panels reevaluated at 3 and 6 months showed no significant further change in cracking patterns. Crack lengths and average widths were measured and recorded for each panel.

*Linear Restraint Method*

A linear restrained shrinkage method using a steel angle mold is being used in Germany [14]. This method, schematized in Figure 2, was developed by the Technical Academy, Aachen, Germany and adopted as the Technical Test Regulations (TP BE-PCC) for concrete substitution systems made of cement mortar/concrete with a plastic additive by the Highway Construction Department of the Federal Ministry for Transport.

After pouring mortar or concrete into the shrinkage channels, these are kept uncovered in standard atmosphere, and continually monitored for crack formation. After 90 days, observable cracks having occurred are measured precisely to within 0.02-mm (0.0008-in.).

The number of cracks, the average and maximum crack width and, where applicable, the time of cracking, and large areas of detachment from the steel are all monitored and recorded.

Materials tested by this method with cracks wider than 0.1-mm (0.004-in.) are not accepted. Also, no bonding failure in large areas is allowed.

An entirely new concept was developed by Structural Preservation Systems, Inc. – restrained volume change strain/stress indicator. This test reflects the dimensional behavior of repair systems and allows for simulation of the various effects responsible for distress of in-situ repairs. The specimen is a nominal 51- by 102- by 1,321-mm (2- by 4- by 52-in.) beam. The repair material is cast against a thin steel plate on the bottom of the form. The plate has a layer of epoxy with sand grit applied to improve bond to the repair material. The test involves the measurement of upward tip deflection at the unrestrained end of the specimen over time under standard laboratory and/or in-situ conditions. The specimen is supported by a rigid steel channel. The free end curling experienced by the beam is monitored. The maximum tip curling indicates the maximum volume change related strain of the material under particular exposure. Based on this strain, the stress in the material can be calculated. Figure 3 shows the test specimen.

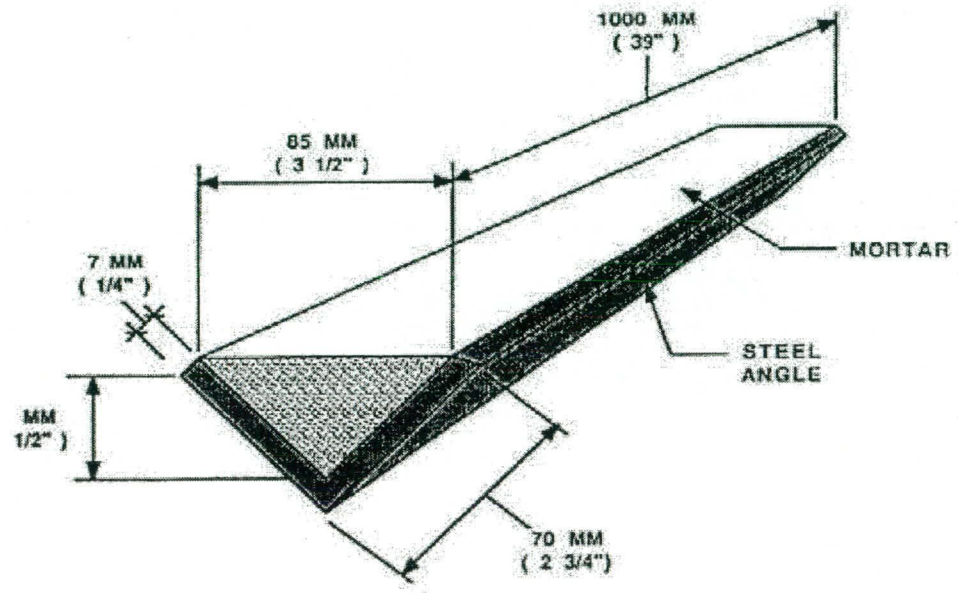



Figure 2 – German Angle Test Specimens

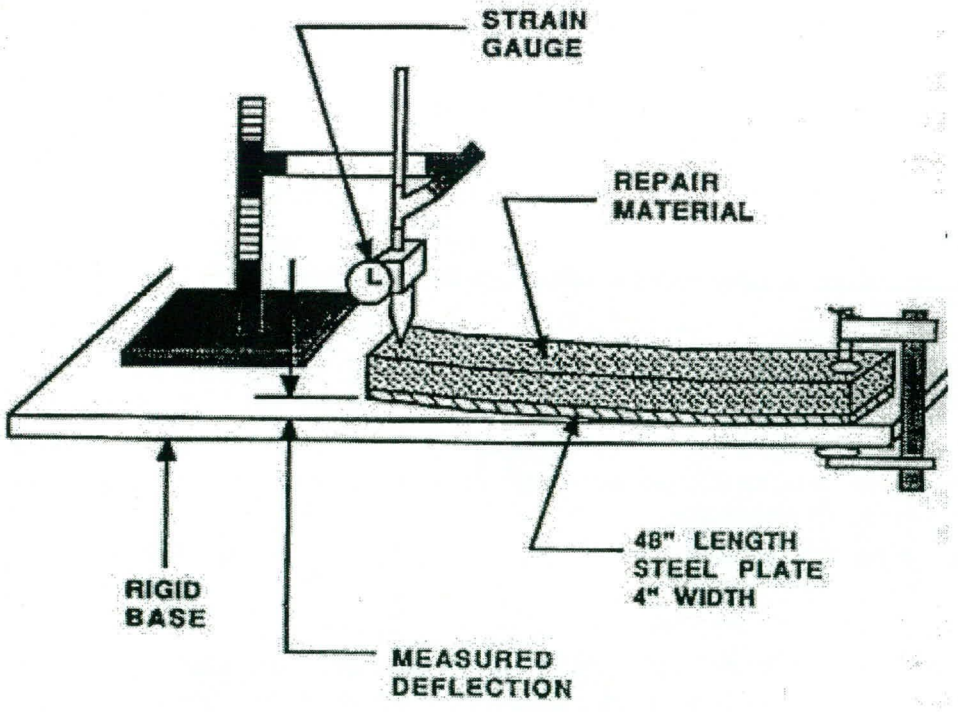



Figure 3 – SPS Test Strain/Stress Indicator

A similar technique was developed recently at Laval University. The beam curling test (BC test) is performed by measuring the evolution of the midspan deflection of a concrete or mortar beam exposed to drying on only one of its four longitudinal faces, the remaining surfaces being sealed. Figure 4 is a schematic representation of the test. The measurement of the beam deflection is carried out using a measuring device that consists in an aluminum angle shape member equipped with a dial gauge and two cone-shaped sitting pins. The samples used in the BC test are sealed on all faces except one longitudinal surface. The specimens used are 50- by 100- by 1000-mm beams and two types of experiments are actually conducted. In the first case, the specimens are cast integrally with the material to be tested and the results of the test reflect its true free curling tendency. In the second type of experiment, a first layer of a reference concrete is place into the mold and matured prior to the placement of the material to test, in order to obtain a composite specimen simulating a real repair. The results obtained with the latter reflect the capacity of adaptation of the material and, depending on the thickness of the repair layer relative to that of the support, its sensitivity to cracking. Different other aspects can be addressed with this test that is still under development, for instance the effect of water suction by the substrate.

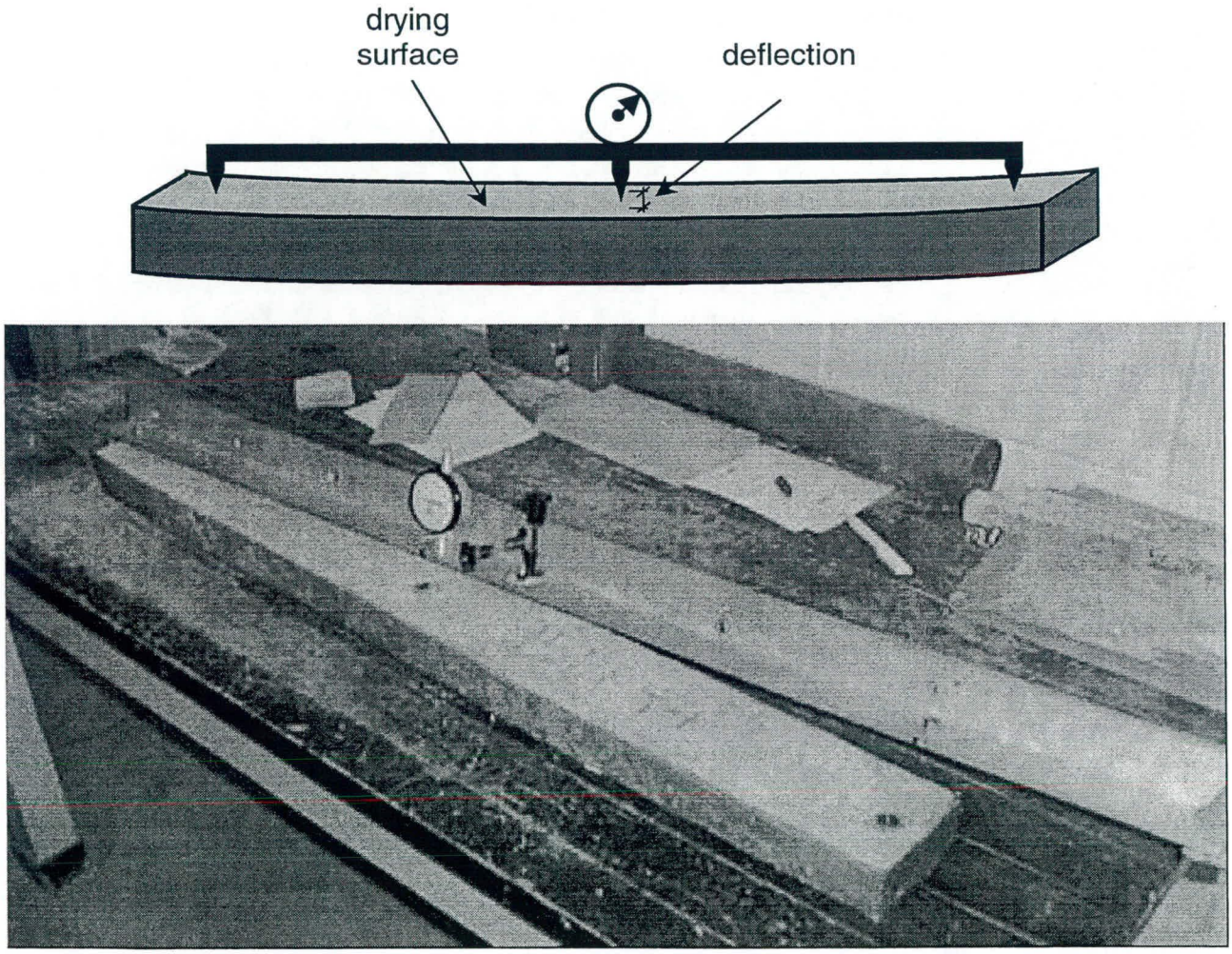



Figure 4 – Laval University Beam Curling (BC) Test

Analysis of various test methods for evaluation of shrinkage of cement-based materials allowed for the following conclusions:

- The test methods in different codes of practice promote a narrow view of the complex problem – cracking caused by restrained volume changes. They do not allow to make a prognosis of repair performance.
- Various standard and non-standard test methods have been developed to evaluate the drying shrinkage and deformability of repair materials. Some of such methods raise questions about what is really being measured.
- There are no standardized or widely accepted reliable test method to evaluate drying shrinkage in repairs exposed to real-life environment. Existing test methods are unsatisfactory for predicting the field performance of repairs.
- Many test results have been reported without reference to performance requirements or criteria. Interpretation of such tests is often controversial.

**Results of a comprehensive experimental program**

The objective of an exhaustive experimental program conducted recently and funded by the U.S. Army Waterways Experiment Station was to evaluate, under field and laboratory conditions, the proposed performance criteria in order to establish guidelines for selection of repair materials based on their dimensional compatibility with existing concrete. The critically important part of this objective was to fill the predictability gap. The ultimate goal was practical application of testing methods.

Testing of twelve repair materials manufactured in North America and representing a wide range of drying shrinkage properties was included in the program [15-17]. The laboratory testing included the following standard and non-standard test:

- Compressive strength at 7 and 28 days
- Tensile strength at 7 and 28 days
- Modulus of elasticity
- Compressive creep
- Tensile creep
- Coefficient of thermal expansion
- Unrestrained shrinkage tests
- Restrained shrinkage (cracking potential) tests:
    1. Ring test
    2. German Angle test
    3. SPS Strain/Stress Indicator

The field testing program proposed included three exposure condition areas: Illinois, Arizona, and South Florida. Consideration of these locations was given to such variables as temperature, humidity, wet-dry and freezing and thawing cycles.

The field testing program included the following:

- German Angle test

- SPS Strain/Stress Indicator
- Composite repair system test – installation of 6 x 18 x 0.25 ft repairs in cavities of prefabricated concrete slabs (see Figure 5)

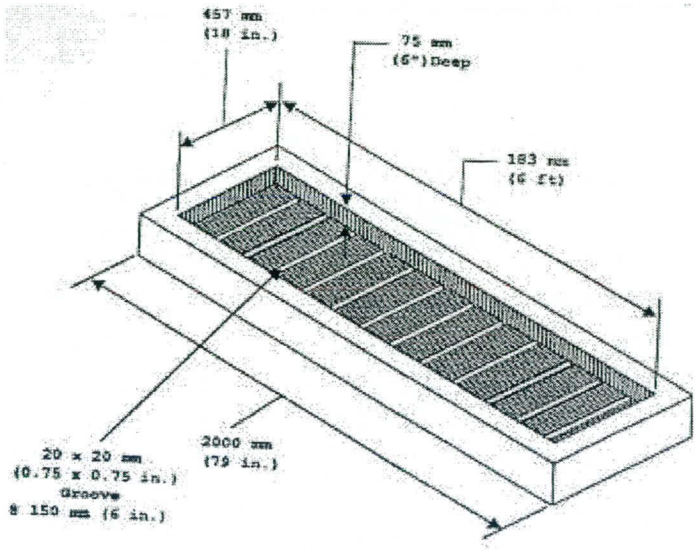



Figure 5 – REMR Repair Test Slabs

The results of the study, as testing is concerned, allows for the following considerations.

Test results appear to contradict the generally accepted viewpoint that higher tensile creep aids in relaxation of stresses and strains induced by restrained shrinkage in concrete repairs, thus reducing the potential for cracking. Apparently, this phenomenon can be attributed in part to the generally higher drying shrinkage exhibited by materials with high creep characteristics. But, primarily, the results were significantly affected by complications in performing the tensile creep test. Creep measurements in pure tension are more difficult than in compression, primarily because of the relatively low strength of material and hence the low stress levels that can be applied, and the consequent low creep strains. Creep being obtained by subtracting shrinkage from the total observed deformation under load, the magnitude and intrinsic variability of shrinkage can thus significantly influence the computed results.

Based on the results of the study, one can suggest that since the ultimate objective of all performance testing is the prediction of how the material will function in the field through evaluation of how it functions under test, the net deformation is the only parameter or information of practical importance as far as the behavior of the repaired structure is concerned. In fact, fundamentally speaking, the total deformation of a drying specimen under load cannot be subdivided into creep and shrinkage components as they are not strictly independent. From an engineering standpoint, however, such an assumption is obviously attractive and convenient for the design of repair works. Unfortunately, the actual state of knowledge on the phenomenon of tensile creep remains insufficient to rely on it safely. For instance, the relationship between drying shrinkage and tensile (drying) creep must be explored, as it has been previously for

compression [18], and the relationship between tensile creep and the level of stress has to be characterized up to failure in order to evaluate the maximum potential extension of the material. A fine characterization is essential to evaluate and, most important, quantify the sensitivity of the cracking response of concrete repair materials to the parallel evolution of shrinkage and creep as deduced from the principle of superposition. Meanwhile, the total deformation is the only one well defined and directly observable quantity that can safely be relied upon [17].

The German angle field test results indicate that this test can provide information on a material's resistance to cracking when the test specimens are exposed to varying exposure conditions. However this test appears to offer minimal potential for prediction of field performance based on laboratory tests unless the anticipated service conditions can be simulated in the laboratory.

There was a modest correlation between results of the SPS plate test conducted in the field and performance of the field repairs. Test results indicate that this test can be used in field and laboratory for a general assessment of a materials deformability; however, modifications to the test are necessary.

The composite repair test (box test) is considered to be the most reliable test. This test can be used to generate both laboratory and field data, under known conditions of exposure, which could then be correlated to observed field performance. One of the interesting possibilities with such test would be to evaluate the performance of a reference material under various types of exposure conditions, and then correlate the results obtained with the observed field performance.

**Development of appropriate test methods**

The urgent need for standard test methods specifically designed to assess the performance of repair materials is obvious. Efforts are actually spent by the *CREEP* workgroup towards the development of a repair material performance test that would be representative of field conditions, but still using specimens sufficiently small to make it a laboratory tool as well. The so-called *box test* used in the Waterways Experiment Station program (see Figure 5) is considered to be the type of test needed. As seen in the Figure 6, it simply consists in concrete slab having a surface cavity in which a layer of repair material is cast. After casting, the slab can be placed under various types of exposure conditions, and cracking arising in the repair layer as a function of time is monitored. In addition to the size of the box, it is particularly necessary to define details of the experimental procedure such as the preparation of the substrate, since absorption of water by the substrate can certainly influence to a large extent the characteristics of the interface and the performance of the repair material. Besides, it is also necessary to define standards for the evaluation of performance (type and intensity of cracking as a function of time of appearance), including the possibility of the use of destructive type measurements (e.g. pull-out tests).

The *box test* or cavity slab test could be used to generate laboratory and field data, under known conditions of exposure, which could then be correlated to observed field performance. On the long term, such a standardized test will allow the construction of a database from both laboratory and field tests under standardized conditions, including when available the relationships with observed field performance.

In the past, as stated earlier, various other nonstandard testing techniques have been experimented in different laboratories to ultimately better characterize the cracking tendency of

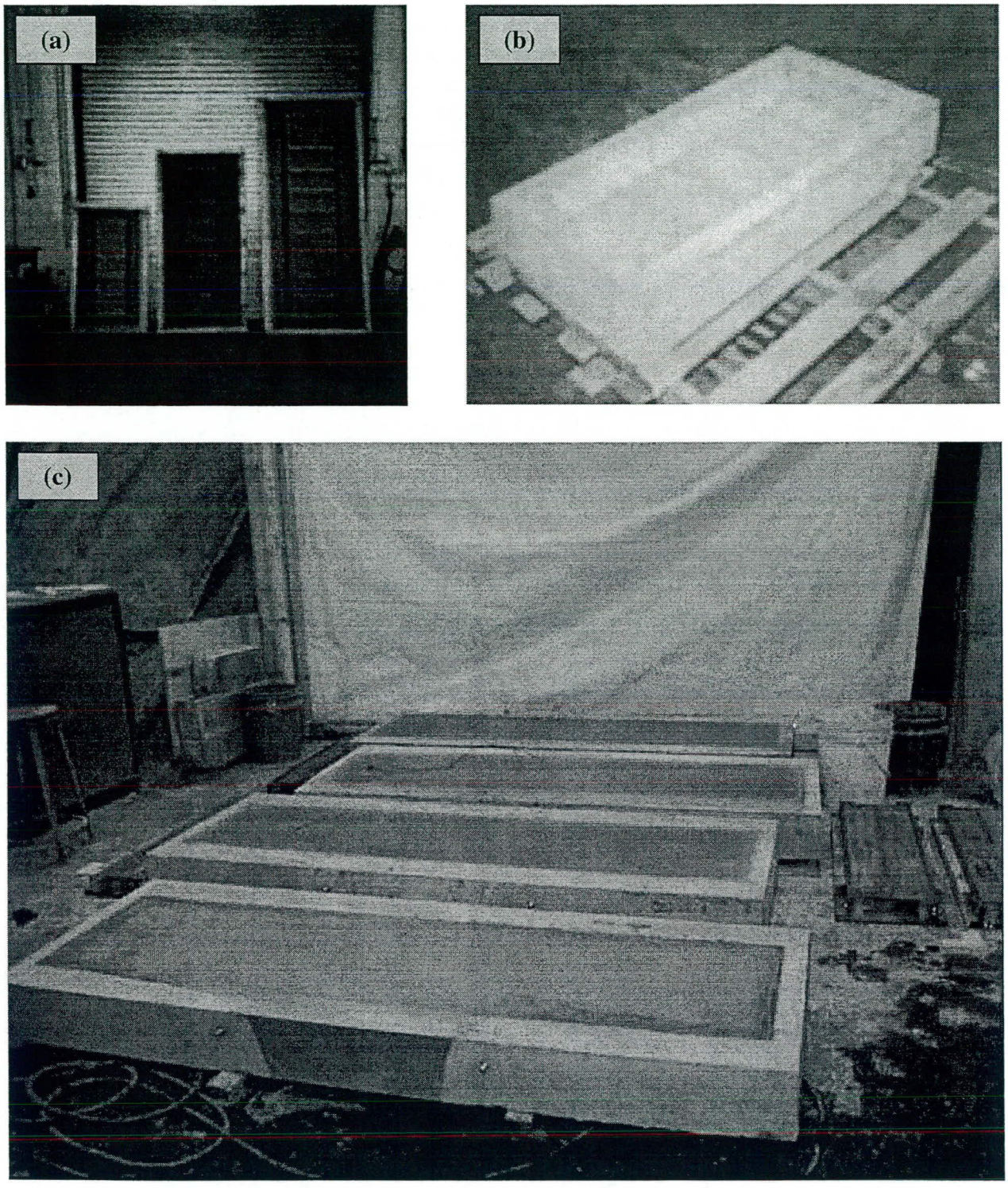



Figure 6 – *Box test* under development by the *CREEP* workgroup: (a) molds for the 1.0 , 1.5 and 2.0 m long specimens; (b) 1.0 m long cavity slab after casting; (c) 2.0 m long slabs filled with repair material

repair materials in restrained conditions. Among these, there are the ring test, the German angle test, the SPS plate test and the beam curling (BC) test. They all show some interesting promise as indicators of the cracking tendency of repair materials, but further research has to be focused on factors such as specimen geometry, test instrumentation and exposure conditions. In addition, the data obtained in such tests must be interpreted in view of representative data, generated for instance in tests such as the box test, in order to define sound performance criteria. All these methods will thus be investigated along with the development of the *box test*.

Beyond the performance tests, it is still important to try to better characterize the significant individual properties of the repair materials in view of their overall compatibility, especially the tensile creep characteristics. For that matter, reliable and simple experimental techniques are required. Sophisticated testing devices such as those used by Kovler [19] or by Pigeon and Bissonnette [20] are necessary to carry on fundamental studies, but they are much too expensive and complicated for the intended purpose. A potential answer lies in the development of a flexural creep test procedure. An investigation in that regard is actually under way.

## Conclusions

1. The industry urgently needs to test (to evaluate) the cementitious repair materials in such reproducible ways to be confident, when specifying and using them. In the same time our scientific understanding should enlarge so that practical exploitation is soundly based. If this task is reached we will better able to make intelligent adjustments when deviations in performance are experienced.
2. The acceptable test methods should be developed to model the material's response in every environment in which it is to be used so that performance predictions become more accurate. To ensure the accuracy of these predictions the step of considering the material as part of repaired structure (component) must be taken fully into account.
3. Site testing has to be given serious consideration. The relevance of test results to "real life" behavior must always be taken into account. The advantages of site testing are that measurements made are specific to the test environment, the level of confidence is high and the test results can be used to set up accelerated tests.

## References


1. Shah, S.P., Weiss, W.J., and Yang, W., "Shrinkage Cracking – Can It Be Prevented?," Concrete International, **20** (4) (1998) 51.
2. Aïtcin, P.-C., "Autogenous Shrinkage Measurements," Proceedings of the International Workshop on Autogenous Shrinkage of Concrete, Hiroshima, Japan, June, (1998).
3. Bjontegaard, O., Hammer, T.A., and Sellevold, E.J., "Cracking in High Performance Concrete Before Setting," Proceedings of the International Symposium on High-Performance and Reactive Powder Concrete, Sherbrooke, Canada, August, (1998) 1.

4. Emmons, P.H., and Vaysburd, A.M., "Performance Criteria for Selection of Repair Materials, Phase I," Technical Report REMR-CS-47, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, (1995) 123 p.
5. Plum, D.R., "The Behaviour of Polymer Materials in Concrete Repair and Factors Influencing Selection," The Structural Engineer, **68** (17/4) (1990) 337.
6. Kovler, K., "Testing System for Determining the Mechanical Behaviour of Early-Age Concrete under Restrained and Free Uniaxial Shrinkage," Materials and Structures, **27** (170) (1994) 324.
7. Springenschmid, R., Breitenbücher, R., and Mangold, M., "Development of the Cracking Frame and the Temperature-Stress Testing Machine," Thermal Cracking in Concrete at Early Ages, Edited by R. Springenschmid, E & FN Spon, London, U.K., (1994) 137.
8. Bloom, R., and Bentur, A., "Free and Restrained Shrinkage of Normal and High-Strength Concretes", ACI Materials Journal, **92** (2) (1995) 211.
9. Pigeon, M., Toma, G., Delagrave, A., Bissonnette, B., Marchand, J., and Prince, J.-C., "Equipment for the Analysis of the Behavior of Concrete under Restrained Shrinkage at Early Ages," Magazine of Concrete Research, **52** (4) (1999) 297.
10. Carlson, R.W., and Reading, T.J., "Model Study of Shrinkage Cracking in Concrete Building Walls," ACI Structural Journal, **85** (4) (1988) 395.
11. Coutinho, A., de S., "The Influence of the Type of Cement on Its Cracking Tendency," RILEM, New Series, **5**, December, (1959)
12. Padron, I., and Zollo, R.F., "Effect of Synthetic Fibers on Volume Stability and Cracking of Portland Cement Concrete and Mortar," ACI Materials Journal, **87** (4) (1990) 327.
13. Kraai, P.P., "A proposed Test to Determine the Cracking Potential due to Drying Shrinkage of Concrete," Concrete Construction, 9, (1985) 775.
14. German Federal Ministry of Transport, Highway Construction Department, "Technical Test Regulations for Concrete Substitution Systems Made of Cement Mortar/Concrete with a Plastic Additive (PCC)," TP BE-PCC, (1990). (in german)
15. Poston, R.W., Kesner, K.E., Emmons, P.H., and Vaysburd, A.M., "Performance for Concrete Repair Materials, Phase II Laboratory Results," Technical Report REMR-CS-57, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, (1998) 299 p.
16. Emmons, P.H., Vaysburd, A.M., Poston, R.W., and McDonald, J.E., "Performance Criteria for Concrete Repair Materials, Phase II Field Studies," Technical Report REMR-CS-60, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, (1998) 86 p.
17. Vaysburd, A.M., Emmons, P.H., McDonald, J.E., Poston, R.W., and Kesner, K.E., "Performance Criteria for Concrete Repair Materials, Summary Report," Technical Report REMR-CS-62, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, (1998) 56 p.
18. Gamble, B.R., and Parrott, L.J., "Creep of Concrete in Compression during Drying and Wetting," Magazine of Concrete Research, **30** (104) (1978) 151.
19. Kovler, K., "Interdependence of Creep and Shrinkage for Concrete under Tension," Journal of Materials in Civil Engineering, **7** (2) (1995) 96.
20. Pigeon, M., and Bissonnette, B. "Tensile Creep and Cracking Potential," Concrete International, **21** (11) (1999) 31.




# Programme du 8e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art

| Le mardi 8 mai 2001 | | |
|---|---|---|
| 8 h | Inscription et café | |
| 8 h 30 | Comité organisateur | Mot d'ouverture |
| 8 h 35 | Pierre Moreau, *Université Laval* | Allocution du doyen de la Faculté des sciences et de génie |
| 8 h 40 | Anne-Marie Leclerc, *MTQ* | Allocution de la directrice générale des infrastructures et des technologies |
| | ***Durabilité*** | |
| 8 h 45 | Lofti Guizani, *Z-Tech* | Durabilité des joints modulaires pour les ponts |
| 9 h 15 | Denis Bérubé, *MTQ* | Joint de tablier avec garniture enclenchée et dalot |
| 9 h 45 | Pause café | |
| 10 h 15 | Frédéric Côté, *Université Laval* | Étude sur la performance de coulis d'injection |
| 10 h 45 | Nicolas Petrov, *Université de Sherbrooke* | Prévention de la fissuration à jeune âge par l'utilisation d'un ciment ternaire |
| | ***Conception*** | |
| 11 h 15 | Annie Chantelois, *CN* | Remplacement d'une travée à treillis de 206 pieds à Sainte-Anne-de-Bellevue |
| 11 h 45 | Dîner | |
| 13 h 30 | Marcel Vallières, *MTQ* | Structures de signalisation et d'éclairage |
| 14 h | Michel Blouin, *MTQ* | Dispositifs de retenue sur les ponts |
| 14 h 30 | Daniel Bernard, *MTQ* | Structures innovantes - Ponts du XXIe siècle |
| 15 h | Pause café | |
| 15 h 30 | Bruno Massicotte, *École Polytechnique* | Détermination des efforts dans les dalles de pont |
| 16 h | Dominic Fortin, *Université Laval* | Étude expérimentale du comportement des assemblages boulonnés antiglissement en aluminium |
| 16 h 30 | Brahim Benmokrane, *Université de Sherbrooke* | Essais statique et d'impact sur les glissières de ponts en béton renforcé au moyen d'armature en matériaux composites |
| 17 h | Comité organisateur | Mot de clôture |
| 17 h 05 | Cocktail | |

| Le mercredi 9 mai 2001 | | |
|---|---|---|
| 8 h | Inscription et café | |
| 8 h 25 | Comité organisateur, *MTQ* | Mot d'ouverture |
| | ***Évaluation*** | |
| 8 h 30 | Patrice Rivard, *Université de Sherbrooke* | L'évaluation de l'expansion résiduelle des ouvrages atteints de réactivité alcalis-silice |
| 9 h | Clermont Gravel, *Université de Sherbrooke* | L'adhésivité barre-béton dans un ouvrage atteint de réactivité alcalis-silice |
| 9 h 30 | Nourredine Kadoum, *CPI Corrosion* | Le rôle des techniques électrochimiques dans l'auscultation des ouvrages de béton armé |
| 10 h | Pause café | |
| 10 h 30 | Martin Boucher, *GIE Technologies*<br>Daniel Bouchard, *MTQ* | Auscultation des dalles de structures par radar |
| 11 h | Marc Savard, *MTQ* | Télésurveillance des ponts |
| 11 h 30 | Martin Talbot et Marc Savard, *MTQ* | Mesure de la tension dans les suspentes et les torons des câbles porteurs du pont de l'île d'Orléans par une méthode d'interférométrie laser |
| 12 h 00 | Dîner | |
| | ***Réparation*** | |
| 13 h 45 | Maxim Morency, *Université Laval* | Qualité à long terme des réparations en béton |
| 14 h 15 | Jérémie Émond, *Université Laval* | Évaluation de l'enrobage des armatures et son influence sur la qualité des bétons projetés par voie sèche |
| 14 h 45 | Pause café | |
| 15 h 15 | Marc Jolin, *Université Laval* | Effet de la consistance de projection et de l'expérience du lancier sur la qualité de l'enrobage des armatures dans les bétons projetés par voie sèche |
| 15 h 45 | Yves Girouard, *Corrpro Canada inc* | Contrôle de la corrosion des aciers d'armatures dans le béton par l'application de la protection cathodique |
| 16 h 15 | Benoît Bissonnette, *Université Laval* | Vers une caractérisation de la sensibilité à la fissuration des matériaux de réparation |
| 16 h 45 | Guy Richard, *MTQ* | Mot de clôture |

← **Détacher en suivant le pointillé**

***Afin de cerner vos attentes, le comité organisateur apprécie vos commentaires.***

***Veuillez nous en faire part s.v.p.***

***Merci!***

← Détacher suivant le pointillé ↓

**Vos commentaires nous aident à mieux vous servir.**

**Veuillez déposer dans la boîte prévue à cet effet.** **Merci!**



Québec
Ministère des Transports

UNIVERSITÉ LAVAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

MINISTERE DES TRANSPORTS
QTR A 164 199