



## Résumé des conférences



**7<sup>e</sup> COLLOQUE**  
SUR LA PROGRESSION DE LA RECHERCHE  
QUÉBÉCOISE SUR LES OUVRAGES D'ART

Les 8 et 9 mai 2000

CANQ  
TR  
954  
2000



Québec 

587822

*Le colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art réuni depuis plusieurs années des participants venant de tous les milieux professionnels concernés par la recherche et la technique.*

*Cette mobilisation est la démonstration de la volonté de tous ces acteurs non seulement d'être informés des grandes orientations de la recherche, mais aussi de faire part des résultats des recherches récentes portant sur les ouvrages d'art. Plus d'une vingtaine de conférences vous seront présentées, montrant l'intérêt et la qualité des travaux effectués.*

*Comme en fait foi notre programme, nous avons regroupé les sujets de conférences sous différents thèmes : la conception, la durabilité et les matériaux, l'auscultation, la réhabilitation et les structures d'aluminium.*

*Le comité tient à remercier très sincèrement les conférenciers de leur participation et de l'efficacité avec laquelle ils ont su répondre à toutes nos demandes, ainsi qu'aux participants de l'accueil favorable à la tenue du colloque en répondant avec empressement. Nous ne pouvons négliger le soutien du ministère des Transports, de l'Université Laval et de l'École Polytechnique de Montréal dans la tenue de cet évènement.*

*Enfin, un tel colloque ne peut se réaliser sans la précieuse collaboration de mes collègues du comité organisateur soient mesdames Linda T. Fortier du ministère des Transports, de Josée Bastien de l'Université Laval et de Bruno Massicotte de l'École Polytechnique.*

*Soyez assurés du vif intérêt que nous portons à tous les travaux de recherche et au soutien de tous les partenaires afin que nous cheminions tous ensemble dans cette progression qu'est la recherche québécoise sur les ouvrages d'art.*

Bon colloque!

Daniel Bouchard

Responsable du colloque

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



CANQ  
TR  
954  
2000

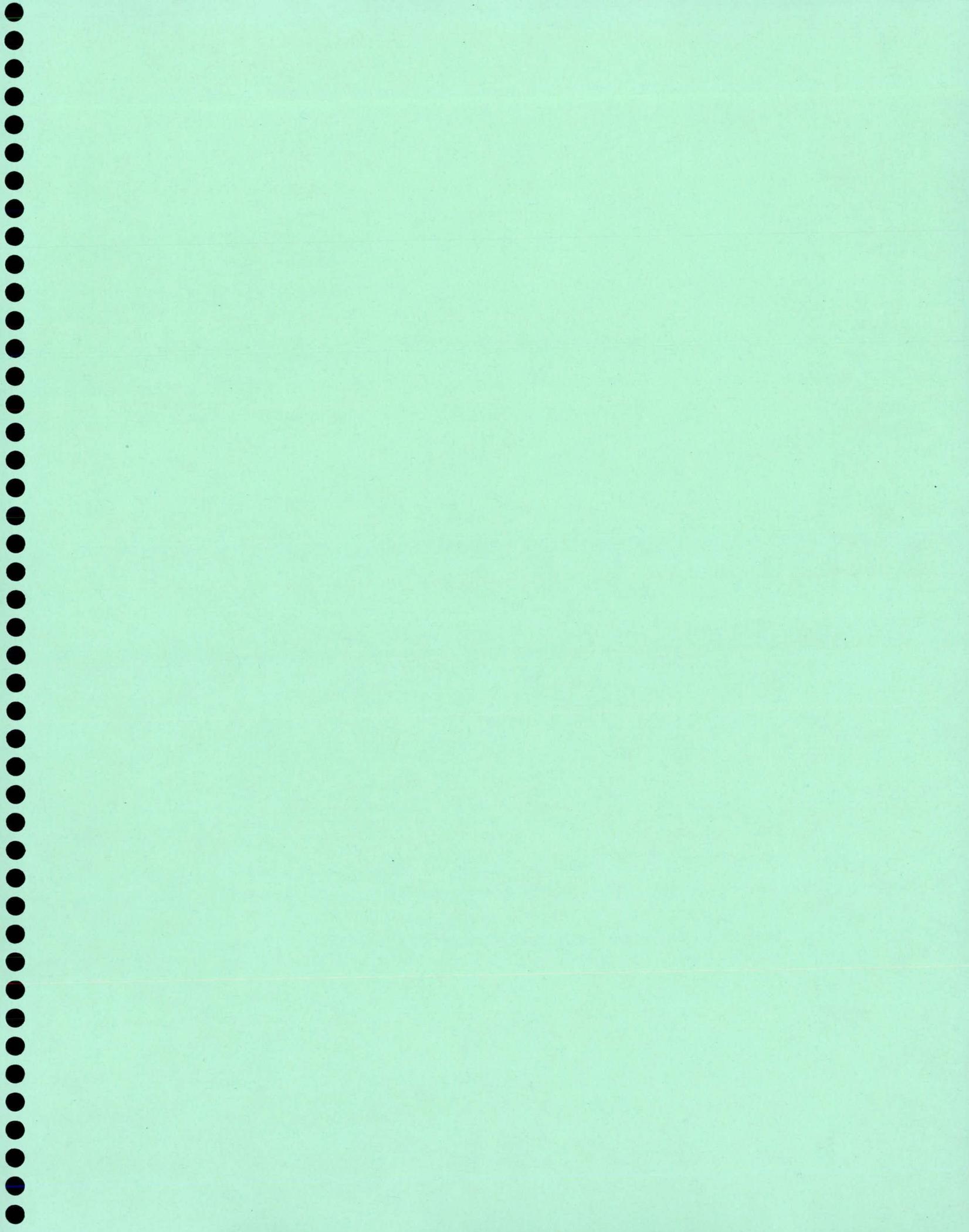
# Table des matières

TITRE	NUMÉRO
Travaux de réhabilitation du pont de Québec .....	1
Nouvelle génération d'armatures à béton en matériaux composites .....	2
Contrôle de la fissuration due au retrait dans les ouvrages construits en béton à hautes performances...	3
Expérimentation d'un ciment ternaire pour la reconstruction du passage supérieur Notre-Dame / St-Augustin à Montréal .....	N/D
Efficacité des adjuvants réducteurs de retrait et influence sur les propriétés de base des bétons ordinaires et projetés .....	5
Pérennité de la précontrainte : la protection anti-corrosion.....	6
La galvanisation et la galfanisation des aciers de précontrainte : fabrication - produit - performance .....	7
Évaluation des ponts suspendus au Québec : cas du pont de l'Île d'Orléans.....	8
Construction d'un pont ferroviaire en béton précontraint rue Peel et de la Commune.....	9
Portiques de signalisation aérienne.....	10
Résistance à la fatigue des portiques de signalisation routière aérienne en aluminium.....	11
Comportement des assemblages boulonnés, anti-glissement en aluminium.....	12
Étude du potentiel d'utilisation de la méthode RIMT.....	13
Étude expérimentale du comportement d'un embarcadère de traversiers sollicité par le trafic routier.....	14
Le potentiel de corrosion; un outil indispensable .....	15
Évaluation non destructive des dalles de structures .....	16
Instrumentation structurale avec les capteurs à fibre optique.....	17
Télésurveillance d'un pont routier en béton armé .....	18
Performance, évaluation et réhabilitation sismique des ponts d'acier .....	19
Remise en place de tabliers de ponts .....	20
Contrôle de la qualité du béton projeté par voie sèche en chantier : innovation récente .....	21
Importance du choc thermique lors du démoulage d'éléments en béton .....	22
Utilisation de BHPFA pour la conception des dalles de pont.....	23
Dalles préfabriquées pleine épaisseur pour tablier de ponts – Application sur le site.....	24



**Programme du 7<sup>e</sup> Colloque  
sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art**

<b>Le lundi 8 mai 2000</b>		
8 h	Inscription et café	
8 h 30	Comité organisateur	Mot d'ouverture
8 h 35	François Tavenas, <i>Université Laval</i>	Allocution du recteur de l'Université Laval
8 h 40	André Trudeau, <i>MTQ</i>	Allocution du sous-ministre de Transports Québec
<b>Durabilité et matériaux</b>		
8 h 45	Alain Beaulieu, Rob Roy, <i>Corpro</i>	Travaux de réhabilitation du pont de Québec
9 h 15	Radouane Masmoudi, <i>Université de Sherbrooke</i>	Nouvelle génération d'armatures à béton en matériaux composites
9 h 45	Pause café	
10 h 15	Nikola Petrov, <i>Université de Sherbrooke</i>	Contrôle de la fissuration due au retrait dans les ouvrages construits en béton à hautes performances
10 h 45	Benoît Bissonnette, <i>Université Laval</i> Richard Morin, <i>Ville de Montréal</i>	Expérimentation d'un ciment ternaire pour la reconstruction du passage supérieur Notre-Dame / St-Augustin à Montréal
11 h 15	Patrick Giroux, <i>Université Laval</i>	Efficacité des adjuvants réducteurs de retrait et influence sur les propriétés de base des bétons ordinaires et projetés
11 h 45	Dîner	
<b>Conception</b>		
13 h 30	Alain Chabert, <i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>	Pérennité de la précontrainte : la protection anti-corrosion
14 h	Jacques Seassau, <i>Trefileurope</i>	La galvanisation et la galfanisation des aciers de précontrainte : fabrication – produit - performance
14 h 30	Martin Talbot, <i>MTQ</i>	Évaluation des ponts suspendus au Québec : cas du pont de l'Île d'Orléans
15 h	Pause café	
15 h 30	Annie Chantelois, <i>CN</i>	Construction d'un pont ferroviaire en béton précontraint rue Peel et de la Commune
<b>Structures d'aluminium</b>		
16 h	Marcel Vallières, <i>MTQ</i>	Portiques de signalisation aérienne
16 h 20	Sylvain Bédard, <i>École Polytechnique</i>	Résistance à la fatigue des portiques de signalisation routière aérienne en aluminium
16 h 40	Dominic Fortin, <i>Université Laval</i>	Comportement des assemblages boulonnés, anti-glissement en aluminium
17 h	Comité organisateur	Mot de clôture
17 h 05	Cocktail	
<b>Le mardi 9 mai 2000</b>		
8 h	Inscription et café	
8 h 25	Comité organisateur, <i>MTQ</i>	Mot d'ouverture
<b>Auscultation</b>		
8 h 30	Josée Bastien, <i>Université Laval</i>	Étude du potentiel d'utilisation de la méthode RIMT
9 h	Marc Savard, <i>MTQ</i>	Étude expérimentale du comportement d'un embarcadère de traversiers sollicité par le trafic routier
9 h 30	Daniel Bouchard, <i>MTQ</i>	Le potentiel de corrosion; un outil indispensable
10 h	Pause café	
10 h 30	Jamal Rhazi, <i>Université de Sherbrooke</i>	Évaluation non destructive des dalles de structures
11 h	Marco Quirion, <i>Roctest Ltée</i>	Instrumentation structurale avec les capteurs à fibre optique
11 h 30	Marc Savard, <i>MTQ</i>	Télé-surveillance d'un pont routier en béton armé
11 h 45	Dîner	
<b>Réhabilitation</b>		
13 h 30	Michel Bruneau, <i>Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research</i>	Performance, évaluation et réhabilitation sismique des ponts d'acier
14 h 15	Jacques Prévost, <i>MTQ</i>	Remise en place de tabliers de ponts
14 h 45	Pause café	
15 h 15	Marc Jolin, <i>Université Laval</i>	Contrôle de la qualité du béton projeté par voie sèche en chantier : innovation récente
<b>Conception (suite)</b>		
15 h 45	Olivier Bonneau, <i>Université de Sherbrooke</i>	Importance du choc thermique lors du démoulage d'éléments en béton
16 h 15	Bruno Massicotte, <i>École Polytechnique</i>	Utilisation de BHPFA pour la conception des dalles de pont
16 h 45	Gérard Desgagné, <i>MTQ</i>	Dalles préfabriquées pleine épaisseur pour tablier de ponts – Application sur le site
17 h	Anne-Marie Leclerc, <i>MTQ</i>	Mot de clôture par la directrice générale des infrastructures et des technologies



## Travaux de réhabilitation du Pont de Québec

Alain Beaulieu et Rob Roy  
Corpro Canada Inc.

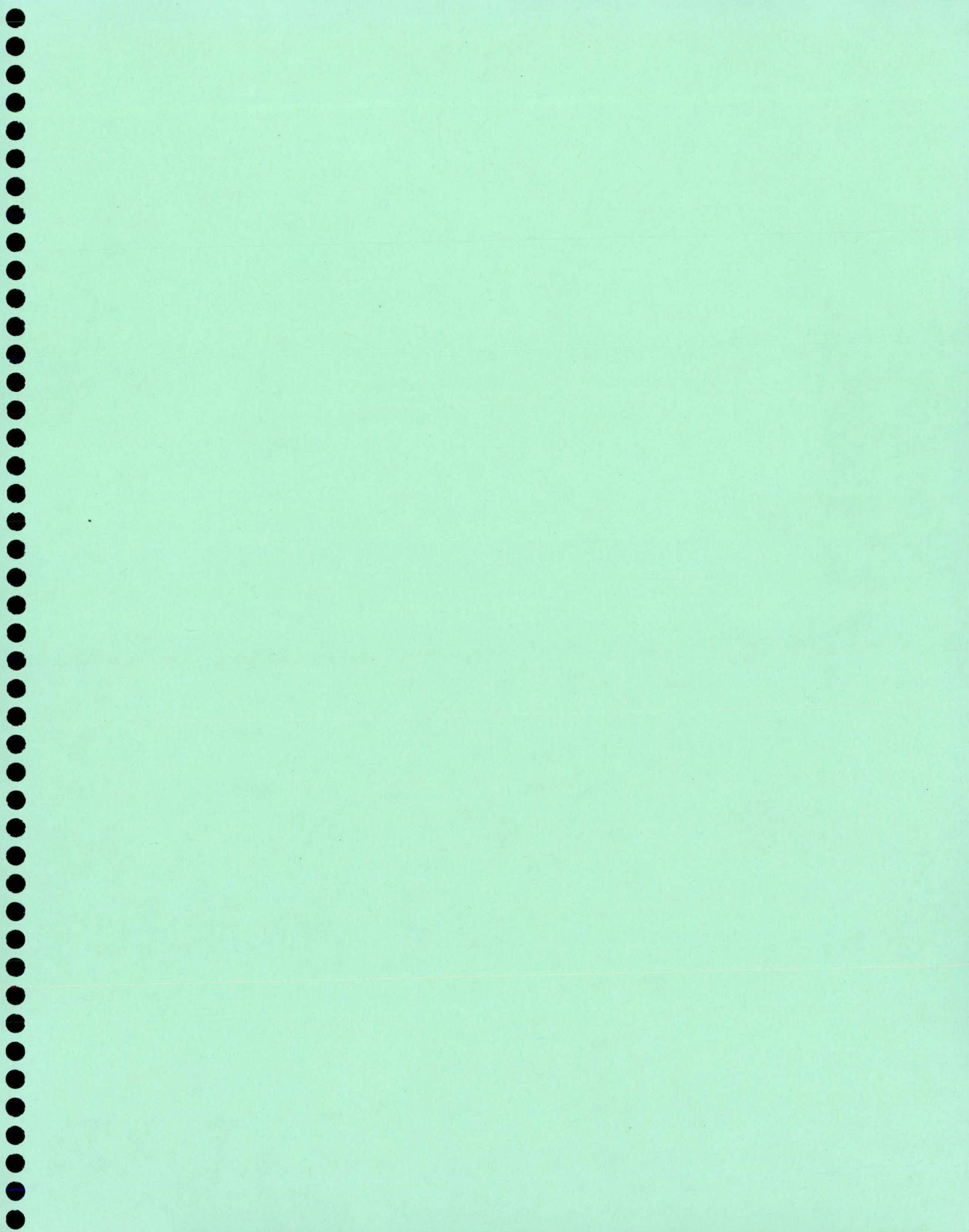
Le Pont de Québec est unique en Amérique du Nord. Cette structure d'une longueur de 3200 pieds et d'une hauteur de 340 pieds, représente la plus longue de ce genre au monde. Il fut considéré à la fin de sa construction en 1919, comme la huitième merveille du monde. Il a également été désigné comme monument historique par l'Association Canadienne et Américaine des Ingénieurs Civils. Il est présentement la propriété du Canadien National – CN.

Ce projet est inhabituel. Un travail normal de préparation de surface et de peinture commanderait l'utilisation d'un jet d'abrasif à sec pour enlever complètement le système de peinture existant. Or, dans le cas présent, l'eau sera utilisé comme média de sablage pour enlever la vieille peinture et la corrosion. Les associations américaines NACE et SSPC ont récemment accepté de nouveaux standards de préparation de surface pour le jet d'eau sous - pression – « water jetting ». Les avantages à utiliser cette méthode sont nombreuses : moins de contrôle environnemental, moins de déchets dangereux à gérer et à disposer, et du fait même, le projet est moins coûteux à réaliser.

Pour ce projet, les spécifications sont un peu hors normes due au fait qu'il s'agit d'un travail de repeinture sur une surface n'ayant pas reçu une préparation de surface à métal nu.

Le système de peinture est également unique. Il peut être appliqué sur des surfaces ayant été préparée sans jet d'abrasif – « surface tolerant ». Le système en entier peut être appliqué sans aucun délais de séchage entre les couches – « wet on wet ». Il sèche très lentement ce qui lui permet d'être continuellement actif aux endroits stratégiques tel que la rouille incrustée et les joints.

Avec cette présentation, nous tenterons de vous dresser un tableau des travaux en voie de réalisation sur le Pont de Québec. Nous vous donnerons également un aperçu des points à considérer pour la rédaction d'une spécification incluant le jet d'eau sous – pression.



## NOUVELLE GÉNÉRATION D'ARMATURES À BÉTON EN MATÉRIAUX COMPOSITES

**R. Masmoudi, K. Laoubi, I. Lord, B. Benmokrane**

ISIS-Canada, Département de génie Civil;  
Université de Sherbrooke, Sherbrooke, (Québec), J1K 2R1

Cet article présente les résultats d'un projet de recherche entre l'Université de Sherbrooke, le ministère des Transports du Québec (Direction des Structures) et la compagnie Pultrall inc. (Thetford Mines, Québec) portant sur le développement d'une nouvelle génération d'armatures à béton en matériaux composites pour les tabliers de ponts en béton. Afin d'optimiser les propriétés physiques et mécaniques de cette armature, plusieurs types de barres à base de différentes combinaisons de fibre/résine ont été fabriquées. De plus, un nouveau procédé de mise en forme d'une surface rugueuse permettant d'avoir une bonne adhérence au béton a été mis au point. L'optimisation de l'armature a été effectuée à la lumière des résultats d'essais de traction, d'essais d'adhérence sur des barres noyées dans du béton, d'essais de flexion sur des poutres en béton armé et d'essais de durabilité effectués sur des barres sous charges soutenues et dans des environnements contrôlés.

**Mots clés:** Polymère renforcé de fibres (PRF), Barre d'armature, Béton armé, Matériaux composites, Fibre, Résine, Essais de traction, Adhérence, Flexion, Déformations, Structures en béton armé, Durabilité, Dalles de tabliers de ponts.

## **1. INTRODUCTION**

Les tabliers de ponts en béton armé sont parmi les structures les plus exposées aux conditions favorisant la corrosion de l'armature d'acier, la fissuration de l'asphalte et l'éclatement du béton (gel dégel, humidité, sels de déverglaçage, surcharge mécanique due à un flux de circulation routière accrue et à des moyens de transport de plus en plus lourds).

La corrosion est le premier facteur réduisant la durée de vie de l'ouvrage et engendrant des coûts de réparation très élevés. Afin d'éliminer la source du problème, qui est la corrosion, des organismes gouvernementaux, des industriels et des chercheurs universitaires se sont alliés pour trouver une solution durable qui allongera la durée de vie des structures en béton armé et qui permettra d'éliminer, en partie ou en totalité, les coûts de réparation sans cesse croissants. Cette solution, qui constitue d'ailleurs un sujet d'actualité dans de nombreux pays industrialisés, consiste en l'utilisation d'armature à béton en matériaux composites à base de polymère renforcés de fibres (PRF).

Ce projet de recherche entre l'Université de Sherbrooke (ISIS-Canada), le ministère des Transports du Québec (Direction des structures) et la compagnie Pultrall Inc., porte sur l'évaluation d'une nouvelle armature à béton en matériaux composites constitués de polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC) pour son utilisation dans les dalles des tabliers de ponts.

Ce article présente les résultats d'essais de traction, d'essais d'arrachement de barres noyées dans du béton, d'essais de durabilité effectués sur des barres sous charge soutenue et en milieu alcalin et d'essais de flexion effectués sur des poutres en béton armé.

## **2. OBJECTIFS DES TRAVAUX DE RECHERCHE EN LABORATOIRE**

Les objectifs des travaux de recherche effectués en laboratoire sont:

- 1) Évaluation des propriétés en traction (résistance à la traction, module d'élasticité et déformation ultime) des barres d'armature en matériaux composites en polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC). Plusieurs types de barres à base de fibres de carbone, se distinguant par le type de résine et le pourcentage en fibres, sont soumis à l'essai de traction. Ces essais permettent l'optimisation du taux en fibre de carbone et des propriétés en traction des barres.
- 2) Évaluation des propriétés d'adhérence et structurales de l'armature à base de fibres de carbone retenue à la suite des essais de traction. Cette étape comporte la réalisation d'essais de flexion sur des poutres et des dalles en béton armé soumises à des chargements statiques et cycliques. Ces essais de flexion sur poutres sont aussi réalisés en utilisant l'armature conventionnelle en acier afin d'établir une comparaison avec l'armature en matériaux composites à base de fibres de carbone optimisée dans le cadre de ce projet.

## **3. ARMATURES EN MATÉRIAUX COMPOSITES À BASE DE FIBRES DE CARBONE UTILISÉES POUR LES ESSAIS DE TRACTION**

Six types de barres d'armature en matériaux composites à base de fibres de carbone (Isorod), produites par la compagnie Pultrall inc., ont fait l'objet d'essais de traction en vue de l'optimisation du type de résine, du taux en fibre de carbone et des propriétés en traction de la barre. L'identification des six types de barres (C-1 à C-6) est donnée dans le tableau 1. Comme on peut le voir, ces barres se distinguent entre elles par le type de résine (Vinylester 1, Vinylester 2 et Époxy) et le pourcentage de fibres de carbone exprimé en poids (71 à 76 %).

Tous les types de barres, évaluées dans le cadre de ce projet, ont un diamètre de 9,5 mm et une surface extérieure constituée d'un mélange de sable et de résine mis en place lors du processus de fabrication de la barre d'armature. La figure 1 montre une vue de cette nouvelle armature à béton à base de fibres de carbone produite par la compagnie Pultrall inc., Thetford-Mines, Québec.

La préparation des échantillons et la procédure d'essais de traction sont décrites ailleurs [1, 2]. La figure 2 montre une vue du montage expérimental d'un essai de traction.

### Résultats des essais de traction

Les résultats d'essais de traction [1] ont montré que les charges de traction des six types de barres d'armature varient de 92 à 114 kN, ce qui correspond à des résistances en traction de 1293 à 1596 MPa. Le module d'élasticité  $a$ , quant à lui, varié de 111 à 119 GPa, avec des déformations ultimes de 1,2 à 1,4 %. Tenant compte de ces résultats et des discussions avec le fabricant de l'armature Isorod (Pultrall Inc.), c'est l'armature de type C-5 qui a été sélectionnée pour la suite des travaux de ce projet. Ce type d'armature est constitué de résine vinylester et d'un pourcentage en fibres de carbone de 76 % en poids et possède les caractéristiques mécaniques suivantes : résistance à la traction :  $1450 \pm 80$  MPa, module d'élasticité en traction :  $115 \pm 10$  GPa, déformation ultime en traction :  $1,2 \pm 0,1$  %, et coefficient de Poisson :  $0,26 \pm 0,02$ . La figure 3 montre un exemple de barres d'armature Isorod en carbone après rupture. Un exemple type de courbe contrainte-déformation est illustré à la figure 4.

## 4. ESSAIS D'ADHÉRENCE DE BARRES D'ARMATURE NOYÉES DANS LE BÉTON

Des essais d'arrachement de barres d'armature de type C-5 noyées dans le béton ont été effectués pour déterminer la contrainte d'adhérence maximum. Tous les échantillons testés dans cette série d'essais ont été ancrés dans le béton sur une longueur de 150 mm soit environ 15 fois le diamètre de la barre. Les essais d'arrachement ont été effectués à 14 jours du mûrissement du béton; la résistance à la compression du béton correspondante est égale à  $51 \pm 2$  MPa.

### Résultats des essais d'arrachement

La contrainte d'adhérence maximum est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$\tau_{\max} = \frac{P_{\max}}{\pi \cdot d \cdot L_{\text{ancrage}}}$$

avec  $\tau_{\max}$  est la contrainte d'adhérence maximum, en MPa,  $P_{\max}$  est la charge d'arrachement maximum, en N,  $d$  est le diamètre de la barre, en mm,  $L_{\text{ancrage}}$  est la longueur d'ancrage de la barre noyée dans le béton, en mm.

Les résultats d'essais d'arrachement ont montré que la contrainte d'adhérence maximale est de l'ordre de 18,9 MPa pour la barre d'armature de type C-5. Ce résultat conduit à une longueur de développement d'ancrage égale à 185 mm, ce qui correspond à environ 20 fois le diamètre de la barre (9,5 mm) pour développer la pleine résistance en traction.

## 5. ESSAIS DE DURABILITÉ DE LA BARRE D'ARMATURE SOUS CHARGE DE TRACTION SOUTENUE EN MILIEU ALCALIN

Des essais de durabilité ont été effectués pour évaluer la performance de la barre d'armature Isorod en fibres de carbone (type C-5) sous charge de traction soutenue et en milieux alcalins (solutions alcaline et béton). Les barres d'armature ont été soumises à une charge soutenue équivalente à 50 % de la résistance en traction et maintenues dans un milieu alcalin pendant environ 3500 heures (environ 5 mois). La performance de la barre d'armature est évaluée en comparant la résistance de traction résiduelle (obtenue après l'essai) à la résistance en traction initiale. La figure 5 montre le montage expérimental utilisé pour les essais de durabilité.

### Résultats des essais de durabilité

Les résultats d'essais sur des barres d'armature Isorod en fibres de carbone immergées dans une solution alcaline ou dans des cylindres en béton et soumises à un chargement de traction constant égal à 50 % de la résistance ultime en traction pour une durée d'environ 3500 heures, ont montré (Figure 6) qu'il n'y pas de diminution significative due aux effets des milieux alcalins (solution alcaline et béton) et à l'application d'une charge constante équivalente à 50 % de la résistance ultime en traction pour une durée d'essais de 3500 heures. Notons que, les variations des résultats d'essais de la résistance résiduelle se situent dans l'intervalle des variations obtenues (écart-type) lors des essais de traction des échantillons témoins (de référence).

## 6. ESSAIS DE FLEXION SUR DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ DE BARRES ISOROD À BASE DE FIBRES DE CARBONE

Des essais de flexion sur des poutres en béton armé de barres d'armature Isorod en fibres de carbone (type C-5) ont été réalisés. L'objectif de ces essais est de comparer la performance structurale de cette armature de diamètre 9,5 mm à celle de l'armature conventionnelle en acier de diamètre 11,3 mm (barre 10M). Cette comparaison est effectuée en termes de capacité ultime, déformations dans l'armature et le béton, déflexion, largeur des fissures et réseau de fissuration.

### Préparation des poutres en béton armé et procédure d'essais de flexion

Les poutres en béton armé ont une section de 130 x 180 mm (largeur x hauteur) et une longueur de 1800 mm. Les poutres ont été soumises à des essais de flexion quatre-points sur une portée de 1500 mm. L'espacement entre les deux charges concentrées correspond à 500 mm, ce qui donne un rapport  $a/d$  d'environ 3,6 ( $a$  correspond à la distance entre le point de charge et l'appui,  $d$  est la profondeur effective). Les essais de flexion comprenaient quatre poutres dont deux identiques armées de barres Isorod à base de fibres de carbone et deux autres (identiques) armées de barres en acier. Chaque poutre a été renforcée de deux barres de diamètre égale à 9,5 mm (barre # 3, ASTM) pour l'armature Isorod et 11,3 mm (barre 10M) pour l'armature en acier. Les sections de renforcement correspondantes sont égales à 142 ( $2 \times 71 \text{ mm}^2$ ) et 200  $\text{mm}^2$  ( $2 \times 100 \text{ mm}^2$ ), respectivement.

La figure 7 présente les détails géométriques et de renforcement des poutres qui ont été soumises à l'essai de flexion. Le tableau 2 présente les pourcentages d'armature balancés et actuels pour les deux séries de poutres testées (série CA pour carbone et série AC pour acier).

Les barres d'armature ainsi que le béton ont été instrumentés de jauges électriques pour mesurer les déformations pendant le chargement des poutres lors des essais de flexion. Des LVDTs ont été utilisés pour mesurer les déflexions et les largeurs de fissures. Les poutres ont été

fabriquées à l'aide d'un béton normal ayant une résistance à la compression après 28 jours de  $54 \pm 2$  MPa et un module d'élasticité de  $36 \pm 1$  GPa. Un système d'acquisition de données a permis l'enregistrement des déformations, des déflexions et des largeurs de fissures en fonction de la charge appliquée. La figure 8 illustre le montage expérimental de flexion à quatre-points.

### **Résultats d'essais de flexion sur poutres en béton armé**

#### ***Capacités ultimes et mode de rupture***

Le tableau 3 présente les moments de résistance ultime expérimentaux des deux séries de poutres CA et AC. Ces résultats montrent que, même si la section d'armature des poutres CA ( $142 \text{ mm}^2$ ) est 30 % inférieure à celle des poutres AC ( $200 \text{ mm}^2$ ), le moment de résistance ultime des poutres armées de barres Isorod-carbone (29 kN.m) est environ 93 % supérieur au moment de plastification des barres d'acier (15 kN.m) des poutres de la série AC et 33 % supérieur au moment de résistance ultime (21 kN.m) de ces dernières.

La rupture des poutres s'est produite par compression du béton (dans la zone comprimée) pour la série CA et par plastification de l'armature suivie par la rupture en compression du béton pour la série AC.

#### ***Déformations de l'armature et du béton***

La figure 9 présente les déformations de l'armature et du béton en fonction du moment appliqué pour les deux séries de poutres CA et AC. Cette figure montre que la plastification de l'armature d'acier des poutres de la série AC s'est produite à un moment d'environ 15 kN.m. Il est à noter que les déformations enregistrées sur l'armature Isorod sont égales à environ  $6250 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$  (0,625 %) pour un moment appliqué de 15 kN.m et  $11500 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$  (1,15 %) à la rupture des poutres. Les résultats illustrés à la figure 9 montrent que, pour un moment appliqué situé entre le moment de fissuration (3,3 kN.m) et le moment de plastification des poutres en acier (15 kN.m), la déformation de l'armature Isorod est environ le double de celle de l'armature d'acier. Ce résultat était quelque peu attendu compte tenu des pourcentages d'armature (0,78 % versus 1,11 %) et des modules d'élasticité de l'armature (115 GPa versus 200 GPa). En effet, à un moment appliqué de 10 kN.m (environ le niveau des charges de service), on constate que les déformations enregistrées sont égales à  $3750$  et  $1600 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$ , pour l'armature Isorod et l'armature en acier, respectivement. La déformation de l'armature Isorod à ce niveau de chargement est d'environ 2,4 fois celle de l'armature en acier; cette valeur (2,4) correspond au produit du rapport des modules  $E_s/E_f$  (200/115) et du rapport des sections d'armature  $A_s/A_f$  (200/142). Par ailleurs, la figure 9 montre que les déformations du béton dans la zone comprimée des poutres sont identiques pour les deux séries (CA et AC) et ce jusqu'au moment de plastification de l'armature d'acier. Il est à noter que les déformations du béton atteintes à l'état ultime des poutres se situent aux environs de  $3500$  à  $4000 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$ .

#### ***Comportement charge-déflexion***

La figure 10 compare les comportements charge-déflexion pour les deux séries de poutres CA et AC. Ce résultat montre que les deux séries de poutres présentent des déflexions analogues et ce jusqu'au moment de fissuration. Au delà de ce moment, les déflexions des poutres (CA et AC) augmentent linéairement avec l'augmentation de la charge appliquée. Dans le tableau 4, on présente, à titre d'exemple, des valeurs types des déflexions pour les poutres conventionnelles et celles armées de barres Isorod-Carbone pour le niveau de chargement de 10 kN.m (environ le niveau de charge de service). On peut voir que pour ce niveau de chargement, la déflexion des poutres CA est environ le double de celle des poutres conventionnelles AC. De nouveau, on peut mentionner l'effet du module d'élasticité et du pourcentage d'armature sur la déflexion.

La figure 5 montre aussi que les poutres CA présentent une grande déformabilité que l'on peut voir en comparant la déflexion à 10 kN.m ( $\approx 5$  mm) à celle obtenue à l'état ultime ( $\approx 25$  mm).

#### **Comportement charge-largeur des fissures**

La figure 11 compare les comportements charge-largeur des fissures pour les deux séries de poutres CA et AC. La figure 11 montre que la largeur des fissures augmente linéairement en fonction du moment appliqué (au delà du moment de fissuration), et ce pour les deux séries de poutres. Ce résultat est donc analogue à ceux observés pour les déformations dans l'armature et les déflexions des poutres.

Le tableau 4 présente, à titre d'exemple, les valeurs des largeurs de fissures pour le niveau de chargement 10 kN.m. On peut remarquer que la largeur des fissures montrées par les poutres CA est d'environ 0,30 mm, comparativement à 0,18 mm pour les poutres AC.

Les figures 12 et 13 montrent les réseaux de fissuration types des séries CA et AC, respectivement. La figure 12 (poutres armées avec de l'armature Isorod-carbone) permet de constater le bon réseau de fissuration présenté par les poutres CA. Ce résultat permet de conclure que l'armature Isorod-carbone, étudiée dans le cadre de ce projet, possède une bonne adhérence au béton.

## **7. CONCLUSION**

Les travaux de ce projet de recherche ont permis le développement d'une nouvelle armature à béton à base de fibres de carbone et ce en optimisant le taux en fibres de carbone et les propriétés de traction. Aussi, les essais de durabilité et les essais de flexion sur poutres en béton armé ont montré le bon comportement de cette armature sous charges. Nous croyons que ce type d'armature en matériaux composites constitue une bonne alternative à l'armature d'acier pour les tabliers de ponts et autres structures en béton.

Ce projet de recherche va se poursuivre, avec la collaboration des ingénieurs du ministère des Transports du Québec, de Pultrall Inc. et d'un bureau d'ingénieurs-conseils, par la réalisation des étapes suivantes :

- Essais de chargements statiques et cycliques sur un tablier de pont en laboratoire
- Mise en application de cette armature à base de fibres de carbone dans un tablier de pont sur le terrain
- Instrumentation et suivi du comportement de l'armature installée dans le pont.

## **REMERCIEMENTS**

Les auteurs remercient l'Université de Sherbrooke, le réseau de centres d'excellence ISIS-Canada, le ministère des Transports du Québec ( Direction des Structures ) et la compagnie Pultrall Inc., pour leur collaboration et aide financière pour la réalisation de ce projet de recherche. Nous remercions également M. Claude Dugal pour l'aide technique fournie lors de la réalisation des essais.

## **RÉFÉRENCES**

- [1] Laoubi, K., Lord, I., Masmoudi, R., Benmokrane, B., (2000) Renforcement de la dalle du tablier du pont à l'aide d'armature en matériaux composites à base de fibres de carbone Isorod, Rapport technique soumis au ministère des Transports du Québec, 34p.
- [2] Masmoudi, R., MacEachern, D., Benabdessellem, Y., et Benmokrane, B., (1999) Tensile Tests of CFRP Isorod Rods, Rapport Technique No.1-99 soumis à Pultrall Inc., 13p.

Tableau 1. Identification des barres d'armature en matériaux composites à base de fibres de carbone évaluées dans le cadre de ce projet

Barre No.	Type de Résine	Pourcentage en fibres de carbone (%), Poids	Diamètre (mm)
C-1	Vinylester 1	75	9,5
C-2	Vinylester 2	75	
C-3	Vinylester 1	71	
C-4	Vinylester 1	74	
C-5	Vinylester 1	76	
C-6	Époxy	72	

Tableau 2. Pourcentages d'armature balancés et actuels

Poutre No.	Renforcements			
	Type	Diamètre (mm)	Pourcentage d'armature balancé, (%)	Pourcentage d'armature actuel (%)
CA2B10-1 CA2B10-2	Isorod Carbone	2 x 9,5 (142 mm <sup>2</sup> )	0,52	0,78
AC2B10-1 AC2B10-2	Acier	2 x 10M (200 mm <sup>2</sup> )	5,52	1,11

Tableau 3. Moments de résistance ultime expérimentaux et modes de rupture

Poutre No.	Moment de résistance kN.m	Mode de rupture
CA2B10	29 (capacité ultime)	Rupture du béton en compression
AC2B10	15 (plastification de l'armature d'acier)  21 (capacité ultime)	Plastification des barres d'acier suivie par la rupture en compression du béton

Tableau 4. Comparaison des déflexions et des largeurs des fissures à 10 kN.m

Poutre No.	Déflexion <sup>(a)</sup> à 10 kN.m (mm)	Largeur <sup>(a)</sup> des fissures à 10 kN.m (mm)
CA2B10	5,2	0,30
AC2B10	2,5	0,18

(a) : Basé sur la moyenne de deux essais

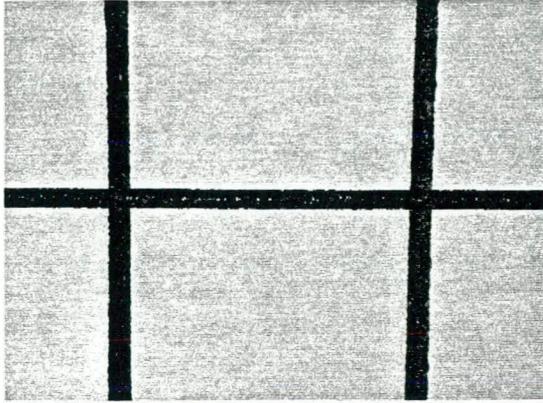


Figure 1. Vue de l'armature à béton Isorod à base de fibres de carbone

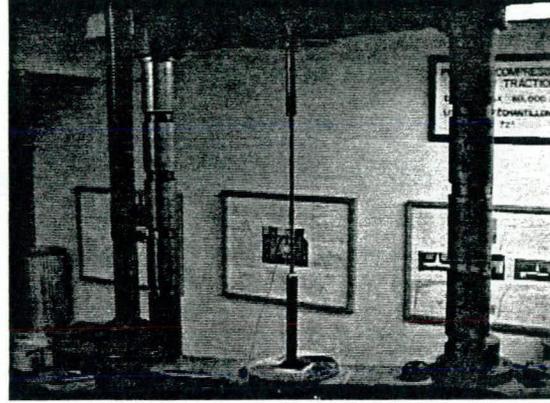


Figure 2. Montage expérimental d'un essai de traction

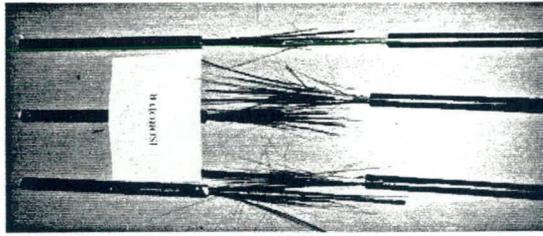


Figure 3. Vue d'armatures rompues après l'essai de traction

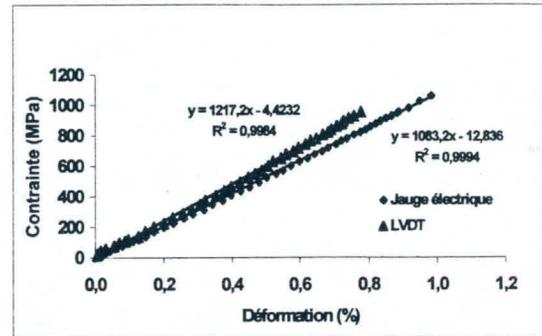


Figure 4. Courbe type contrainte-déformation obtenue d'un essai de traction

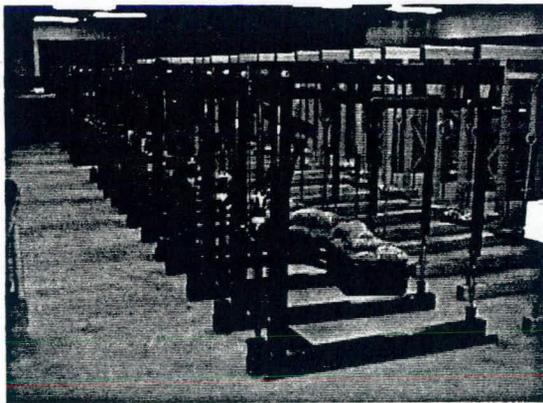


Figure 5. Montage expérimental pour les essais de durabilité

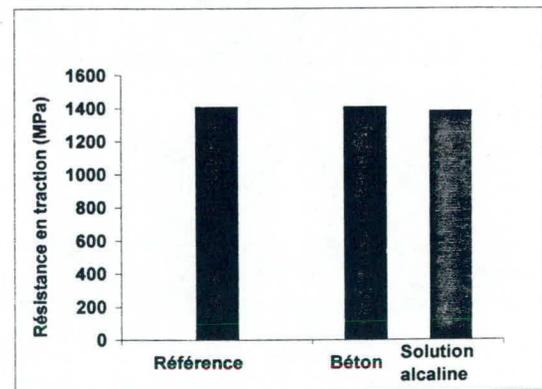


Figure 6. Résultats des essais de durabilité : Résistance en traction (échant. de référence) versus résistance en traction résiduelle (échantillons conditionnés)

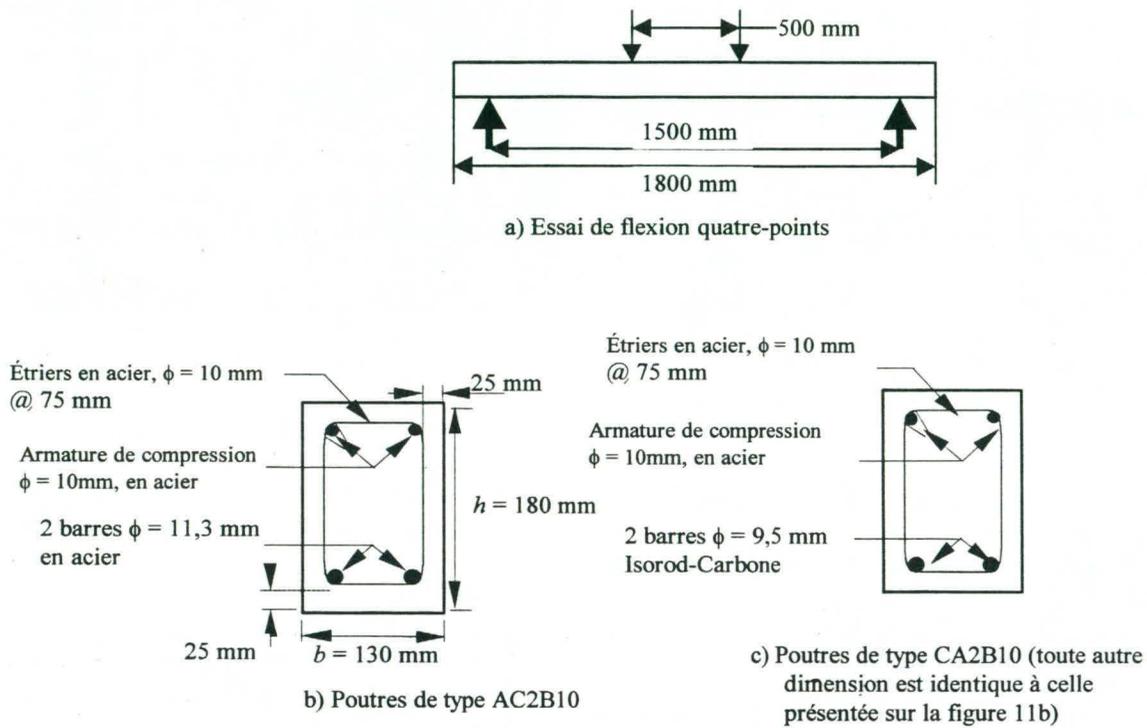


Figure 7. Détails géométriques et de renforcement des poutres testées

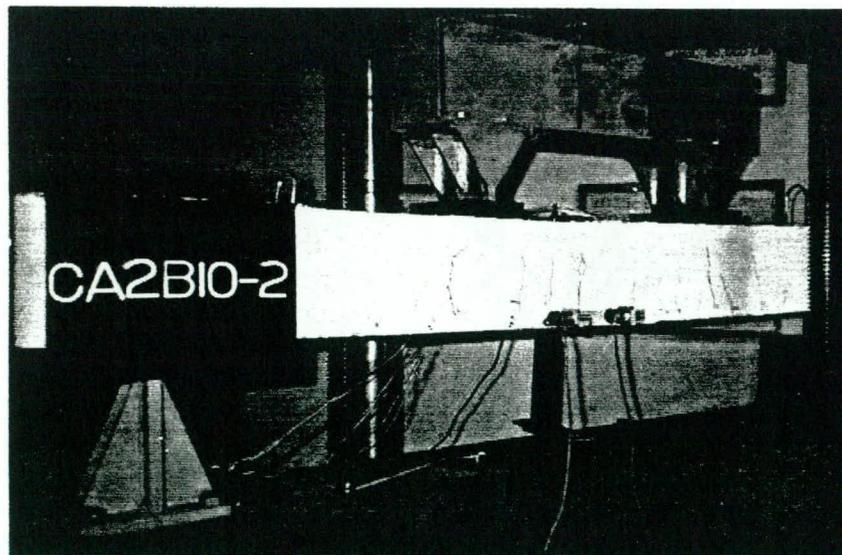


Figure 8. Montage expérimental d'un essai de flexion quatre-points et vue des LVDTs pour la mesure des largeurs de fissures

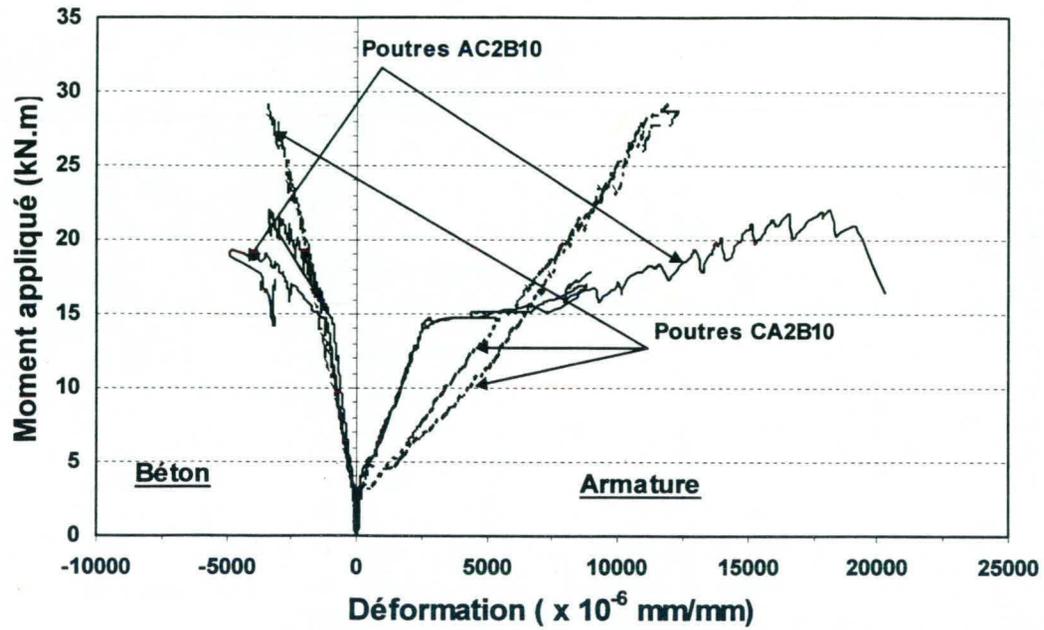


Figure 9. Comparaison des déformations de l'armature et du béton des deux séries de poutres CA et AC

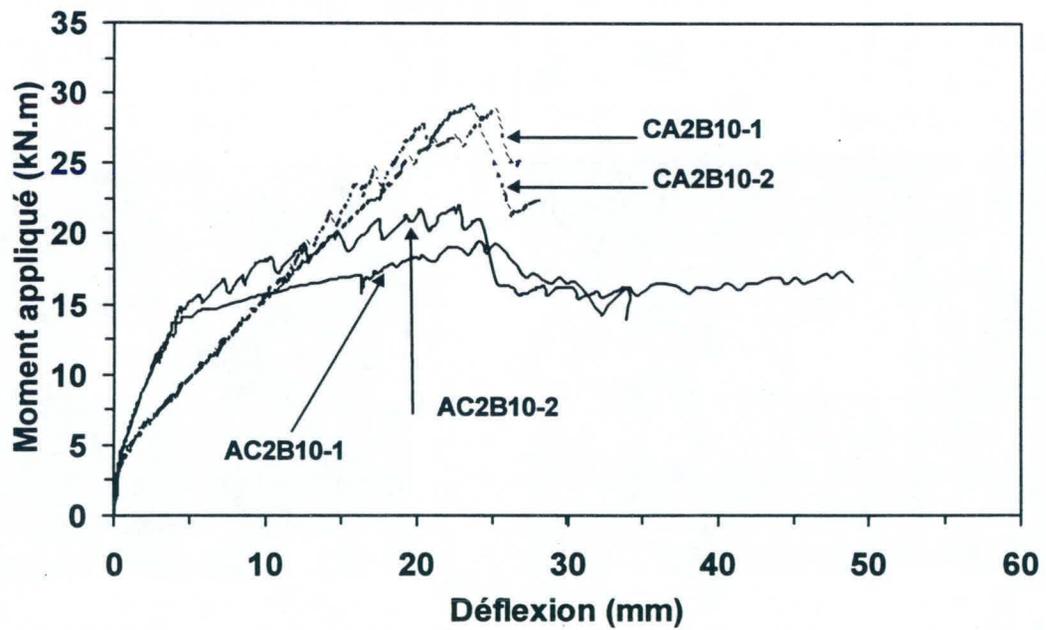


Figure 10. Comparaison des comportements charge-déflexion des deux séries de poutres CA et AC

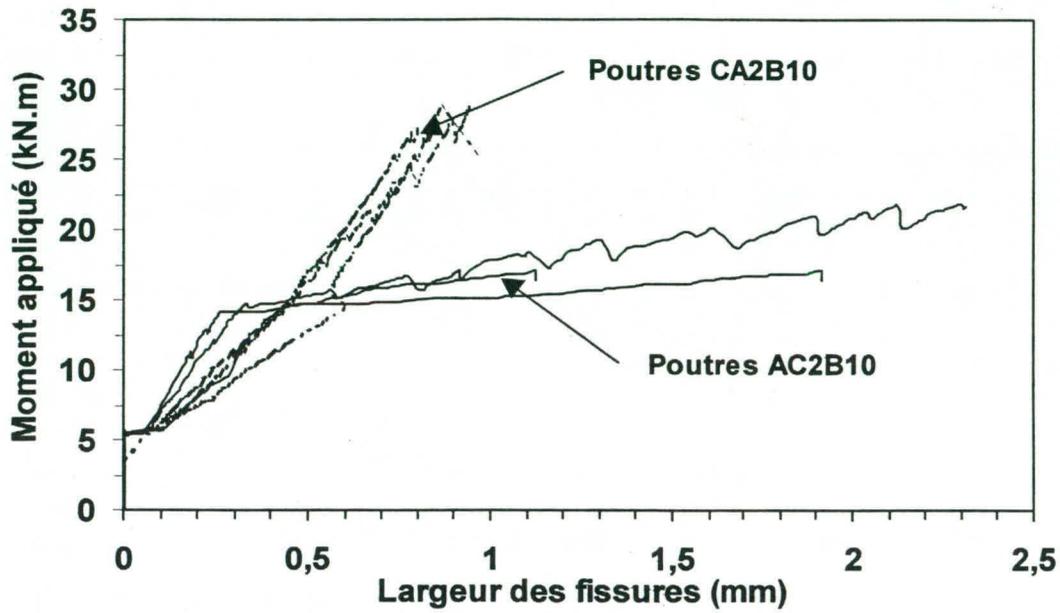


Figure 11. Comparaison des comportements charge-largeur des fissures des deux séries de poutres CA2B10 et AC2B10

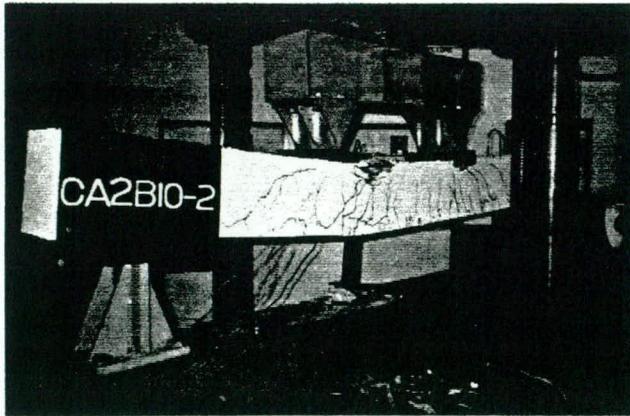


Figure 12. Réseau de fissuration type des poutres CA

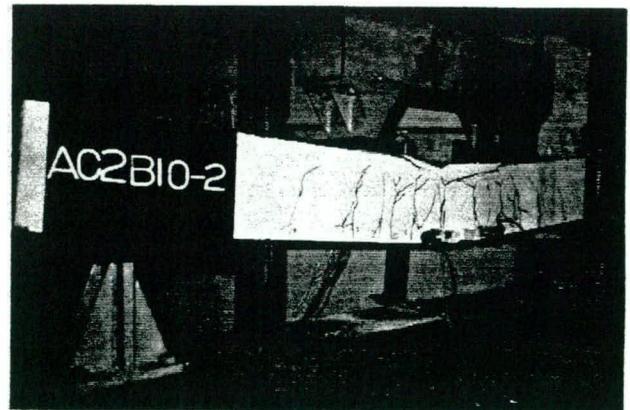
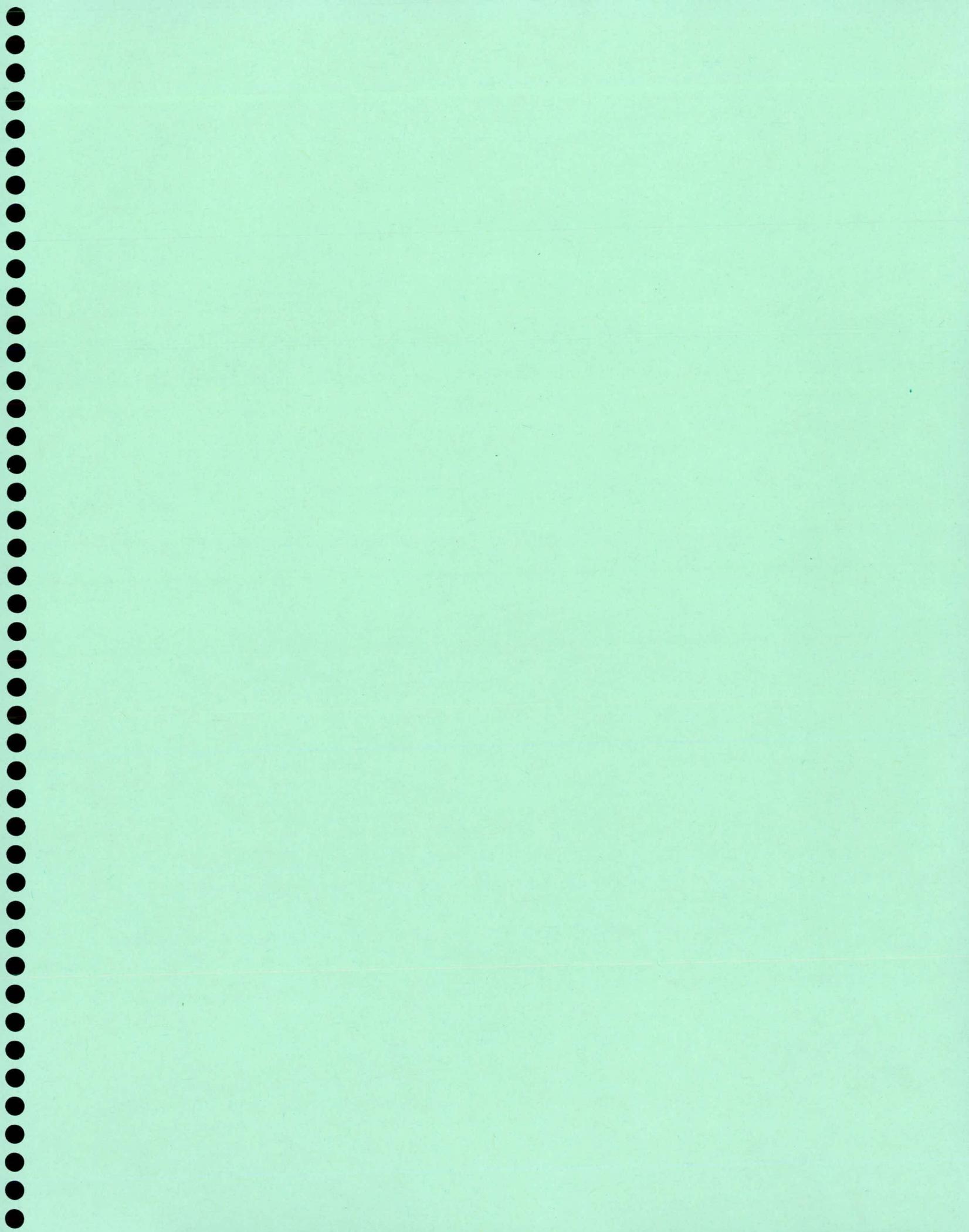


Figure 13. Réseau de fissuration type des poutres AC



# Contrôle de la fissuration due au retrait dans les ouvrages construits en béton à hautes performances

Par N. Petrov, V. Seigneur, R. Morin, D. Vézina et A. Chantelois

## Résumé

Les dimensions d'un élément en béton changent constamment dans le temps, le béton peut gonfler ou se contracter. Un des phénomènes à l'origine de ces variations dimensionnelles est le retrait. Parmi les types de retrait qui existent, on distingue le retrait endogène dont le développement dans les ouvrages construits en BHP n'est pas négligeable. Sachant qu'il y a de plus en plus d'ouvrages construits en BHP, il apparaît pertinent d'étudier le développement de ce type de retrait à partir d'une structure réelle instrumentée afin de vérifier l'influence des conditions de chantier (mise en place, température et humidité ambiantes, mode de mûrissement, etc.) sur le développement de ce retrait. En collaboration avec le CN et la Ville de Montréal, l'Université de Sherbrooke a placé à l'intérieur d'une structure (viaduc) lors de sa construction des jauges de déformation à corde vibrante et des capteurs d'humidité qui ont permis de suivre en continu, dès la coulée du béton, l'évolution des déformations, de la température et du degré hygrométrique de la structure. En regard avec l'objectif de l'étude, qui est d'étudier l'influence des conditions de chantier sur le développement du retrait endogène, le présent article expose et commente les résultats de déformations obtenus par les instruments.

## INTRODUCTION

Les dimensions d'un élément en béton changent constamment dans le temps, le béton peut gonfler ou se contracter. La résistance du béton à ces changements dimensionnels est appelée stabilité dimensionnelle ou stabilité volumétrique du béton. Cette stabilité peut être affectée par le poids propre de l'élément et des charges de service, les changements thermiques et hydriques de l'environnement et la pénétration dans le béton de différents agents agressifs qui peuvent affecter la structure même du matériau ou son évolution dans le temps.

Bon nombre de phénomènes peuvent avoir un effet sur les changements dimensionnels que peut subir le béton tels que : le retrait qui correspond à une contraction en absence de chargement, l'expansion qui est habituellement associée aux effets néfastes d'une attaque par des agents agressifs, la dilatation ou la contraction thermique occasionnée par les variations de la température ambiante et les contractions ou les allongements causés par les charges de service et le poids propre de l'élément. Cependant, le présent article traite plus particulièrement du phénomène de retrait. D'autre part, les déformations illustrées sur les graphiques de cet article font référence à un gonflement lorsqu'elles sont de signe positif et à un retrait lorsqu'elles sont de signe négatif.

En absence de chargement, le béton manifeste des variations dimensionnelles (gonflements ou retraits) dont l'importance est fortement influencée par la composition du béton, le type de mûrissement appliqué et l'âge du béton. Dans le langage courant, le mot retrait est associé à une contraction volumétrique observable sur un béton durci qui sèche, toutefois le retrait est loin d'être un phénomène aussi simple. En fait, selon les circonstances, jusqu'à cinq types de retrait peuvent se développer indépendamment les uns des autres, ou simultanément, dans un béton. Ces cinq types de retrait sont le retrait plastique, le retrait endogène, le retrait de séchage, le retrait thermique et le retrait de carbonatation.

L'évaporation de l'eau du béton débute très tôt, dès la période de malaxage. Mais au point de vue de la stabilité volumétrique du béton, cette perte d'eau est négligeable. Premièrement parce que la

quantité d'eau perdue est faible et deuxièmement parce que le béton n'a pas encore la forme et la géométrie voulues. Après la mise en place et la consolidation, l'eau continue de s'échapper du béton par évaporation par les surfaces libres, par absorption par les coffrages, le sol et/ou le béton sec sous-jacent. Cette perte d'eau, alors que le béton est encore à l'état plastique, provoque une diminution du volume initial de béton qui est appelée le retrait plastique. Ce type de retrait peut être limité par l'utilisation de coffrages étanches non absorbant et en fournissant au béton à ses surfaces libres de l'eau ou en scellant ces surfaces pour empêcher l'évaporation.

Le développement de la résistance au sein du béton est toujours accompagné d'un dégagement de chaleur mais aussi d'une contraction volumétrique de la pâte de ciment hydraté, appelée la contraction LeChâtelier. Ceci dit, le volume d'hydrates formés par la réaction d'hydratation du ciment est toujours inférieur de 8 à 10% de la somme des volumes du ciment anhydre et de l'eau destinés à se combiner [1;2]. En effet, l'eau contenue à l'intérieur de la porosité du béton est progressivement consommée lors de l'hydratation. Le béton s'assèche, donc, non seulement à partir de l'extérieur mais aussi de l'intérieur. L'hydratation du ciment consomme d'abord l'eau contenue dans les gros pores car cette eau est plus libre et moins visqueuse que l'eau contenue dans les petits pores. Dans le cas d'un béton dit conventionnel ( $E/C > 0,42$ ), il y a suffisamment d'eau pour hydrater tout le ciment. Ainsi, la diminution de volume occasionnée par la contraction de LeChâtelier se traduit par une augmentation de la porosité de la pâte n'entraînant pas ou très peu de contraction du volume apparent du béton, car les petits pores demeurent saturés. Par contre, dans le cas d'un BHP (béton à hautes performances) dont le rapport eau/liant est faible ( $E/C < 0,42$ ), il n'y a pas suffisamment d'eau pour hydrater complètement tous les grains de ciment. Par conséquent, l'hydratation de ces types de béton entraîne la consommation de l'eau contenue dans les petits pores. La consommation de cette eau conduit à la formation de ménisques à l'intérieur de ces pores qui créent des efforts de tension dans la pâte de ciment qui provoquent une compression de la phase solide de la pâte. Des ménisques se forment dans tous les pores lorsque l'eau qu'ils contiennent est partiellement retirée, cependant plus les pores sont petits plus les efforts de tension créés dans la pâte par les ménisques sont importants et plus le retrait est important. Le développement du retrait endogène peut être contrôlé dans la mesure où il est possible de conserver le réseau capillaire du béton saturé à l'aide d'un apport d'eau de l'extérieur.

Le troisième type de retrait est appelé le retrait thermique. L'hydratation du ciment est une réaction exothermique. La montée de la température dans un élément en béton dépend principalement de la composition, de la finesse et de la quantité de ciment utilisé pour la fabrication du béton, de la capacité de l'élément de béton à dissiper la chaleur, de la température externe et de la température initiale du béton. Il a été enregistré en laboratoire, au centre d'un cube d'un mètre de côté dont la température initiale était de 35 °C, une température maximale supérieure à 80°C [3]. Élevée au début de l'hydratation, la valeur du coefficient de dilatation thermique (CDT) diminue rapidement avec la progression de l'hydratation [4;5] pour se stabiliser, dans le cas étudié, autour d'une valeur de  $5 \text{ à } 10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  après 10 à 15 heures, ce qui coïncide avec la fin de la prise. Pour un même écart de température, la dilatation causée par le dégagement de la chaleur d'hydratation est plus grande que la contraction qui se développe lors du refroidissement.

Le retrait de séchage est causé par l'évaporation de l'eau contenue dans le béton durci et il se développe suite au décoffrage et à la cessation de la période de mûrissement. La valeur ultime de ce type de retrait ainsi que la vitesse de son développement dépendent de la quantité d'eau

disponible (non liée) dans le béton durci et de la mobilité de cette eau. La porosité d'un béton conventionnel est plus élevée, connectée et saturée en eau que la porosité d'un BHP, par conséquent l'eau interstitielle dans un béton conventionnel est plus libre et mobile que dans un BHP. La méthode de mesure normalisée du retrait, d'après laquelle la première mesure comparative de la longueur de l'échantillon se fait  $24 \pm \frac{1}{2}$  heures après le contact eau-ciment (ASTM C157), dans les bétons conventionnels ne montre que le retrait de séchage car le retrait endogène et les déformations thermiques dues à la chaleur d'hydratation se développent en majeure partie pendant les premières 24 ou 48 heures, alors ces déformations ne sont pas prises en compte dans cette méthode. La mise en place de jauges de déformation à corde vibrante dans le béton au moment de sa mise en place permet, par contre, de suivre le développement du comportement du béton dès le très jeune âge, c'est-à-dire dès le début de la prise.

On distingue finalement le retrait de carbonatation qui se développe dans une mince couche à la surface du béton exposé dans un environnement humide. Ce type de retrait est occasionné par la réaction de la pâte de ciment hydraté, plus spécifiquement de la portlandite, avec le gaz carbonique de l'air dissous dans l'eau pour donner du carbonate de calcium et de l'eau. Le retrait est occasionné par l'évaporation de cette eau. Ce type de retrait de même que le retrait plastique n'ont pas été considérés dans cette étude, car les conditions permettaient de les négliger.

## OBJECTIFS

Afin de mesurer le retrait du béton dans les éléments d'une structure, un viaduc à Montréal a été instrumenté lors de sa construction. Des cordes vibrantes munies d'un thermocouple qui permettent de suivre les déformations et l'évolution de la température, ont été noyées dans le béton. Ces instruments ont été positionnés à l'intérieur de la masse du béton et à proximité du coffrage ou de la surface supérieure dans le cas du tablier. Les mesures ont été faites en double ou triple pour assurer leurs répétitions et leurs précisions. Afin de mesurer le degré hygrométrique du béton, des capteurs d'humidité ont également été noyés dans le béton. Les éléments structuraux suivants ont été instrumentés :

- Colonne cylindrique en BHP (hauteur de 5 m et diamètre de 1,2 m)
- Tablier en béton armé exposé aux cycles de gel-dégel (épaisseur 1,3 m) [6]

## PRESENTATION ET DISCUSSION DES RESULTATS

La composition et les valeurs moyennes des caractéristiques des bétons échantillonnés pour chacun des éléments sont présentés dans le tableau 1.

TABLEAU 1 : CARACTERISTIQUES ET COMPOSITIONS DES BETONS UTILISES

Élément	Rapport E/L	Liant		Air entraîné (%) <sup>(1)</sup>	f <sub>c</sub> (MPa) <sup>(2)</sup>	Conditions de mûrissement
		Type	(kg/m <sup>3</sup> )			
Colonne	0,38	10 SF <sup>(3)</sup>	390	8,4	50/52	Milieu quasi adiabatique scellé
Tablier	0,38	10 BA <sup>(4)</sup>	450	5,9	40/40	Mûrissement humide 7 jours

(1) % air avant pompage  
(2) f<sub>c</sub> visée / f<sub>c</sub> obtenue

(3) ciment avec de la fumée de silice  
(4) ciment à basse teneur en alcalis

## Colonne

Le mélange du béton pour les colonnes est conforme aux prescriptions du devis BHP 3VM-20 de la Ville de Montréal. Des caissons en acier de forme circulaire ayant un diamètre de 1,5 m ont été enfoncés dans le sol. Un tube de 1,3 m de diamètre en carton épais qui sert de coffrage avec des renforts en bois a été placé à l'intérieur du caisson métallique. L'espace entre l'acier et le coffrage a été rempli avec de la poussière de pierre. Les instruments de mesures ont été placés à une profondeur de 1,1 m à partir du niveau du sol. Le coffrage et la poussière de pierre utilisés ont joué le rôle d'un isolant thermique en protégeant le béton contre un refroidissement rapide. Aucun échange hydrique entre le béton et son environnement, à l'exception d'une faible absorption d'eau par le coffrage cartonné immédiatement après la mise en place du béton, n'était possible à la profondeur où les instruments ont été placés. Selon les conditions de mise en place décrites, il s'agit d'un milieu quasi adiabatique scellé, c'est-à-dire un milieu dans lequel les échanges de chaleur et d'humidité du béton avec son environnement sont quasi inexistantes. La position des instruments dans la colonne et le schéma du coffrage sont présentés respectivement aux figures 1 et 2.

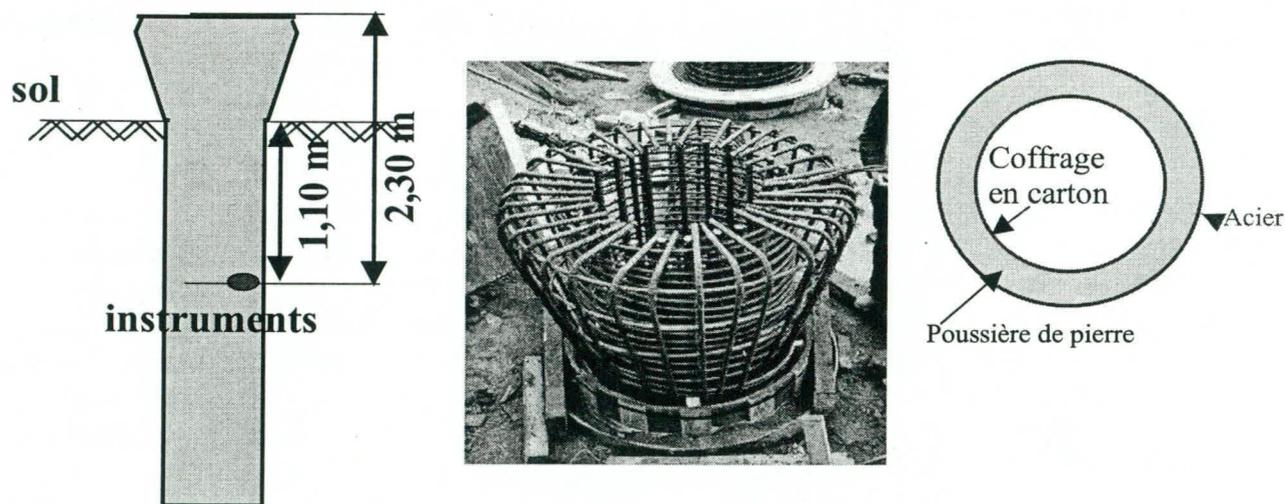


Figure 1 : Schéma du positionnement des instruments dans la colonne

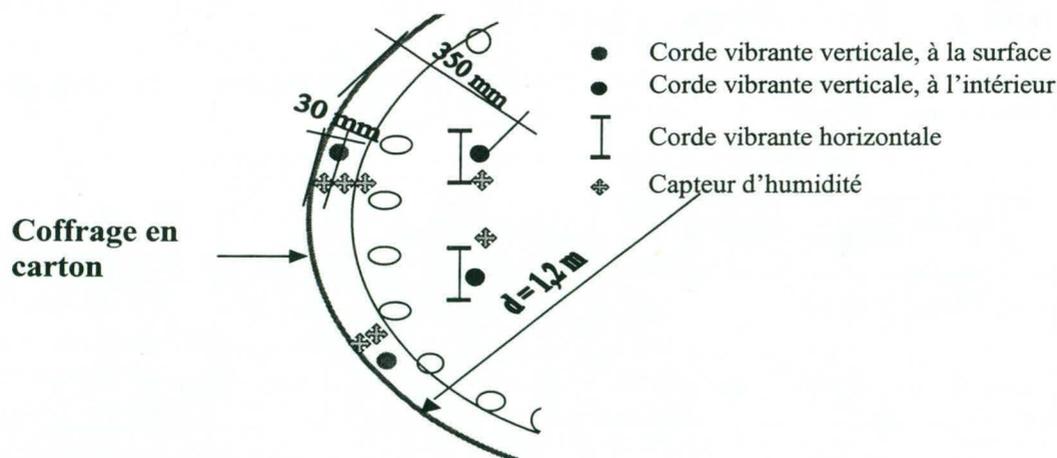


Figure 2 : Schéma du coffrage de la colonne

La température externe et les déformations développées en fonction du temps sont illustrées à la figure 3.

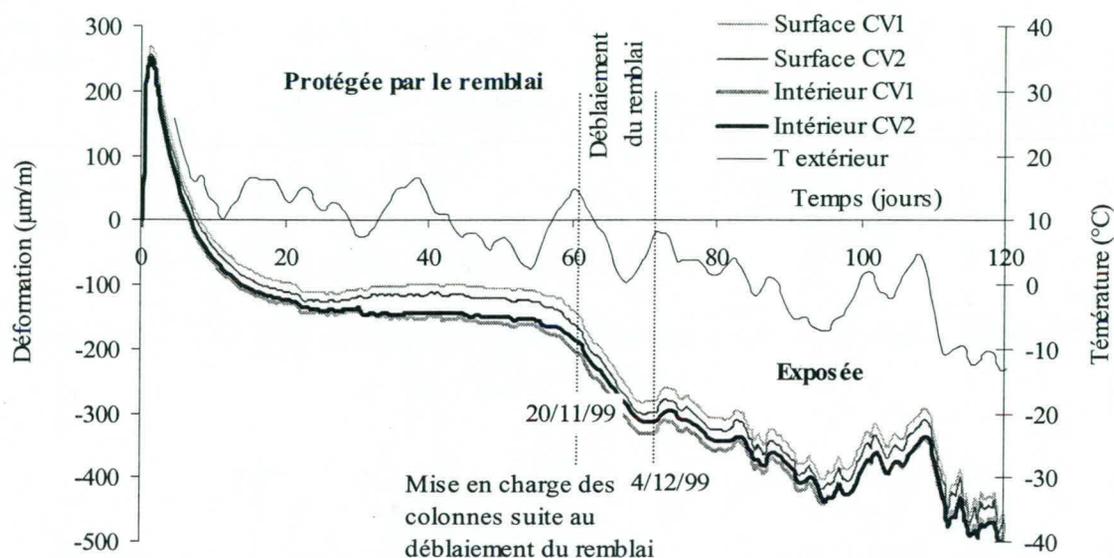


Figure 3 : Déformations du béton dans la colonne et température externe en fonction du temps

La valeur du CDT déterminé en laboratoire à partir d'échantillons cylindriques de béton prélevés lors de la coulée du béton est de  $7,76 \mu\text{m}/\text{m}/^\circ\text{C}$ . Cette valeur correspond à la valeur déterminée à partir des mesures in situ enregistrées par les cordes vibrantes et les thermocouples. En effet, entre le 60<sup>e</sup> et le 67<sup>e</sup> jour après la coulée du béton dans la colonne, le remblai de terre entourant les colonnes a été enlevé et par conséquent le béton de la colonne a été exposé à la température de l'air ambiant. Pendant cette même période, la température externe moyenne a chuté de  $14^\circ\text{C}$  à  $0^\circ\text{C}$  ce qui a provoqué, d'après les données enregistrées, un retrait de  $120 \mu\text{m}/\text{m}$ . En effectuant le calcul à partir de la valeur du CDT déterminée en laboratoire, le retrait thermique correspondant à l'écart de températures de  $14^\circ\text{C}$  est égal à  $110 \mu\text{m}/\text{m}$ . Une autre baisse de la température externe a été enregistrée, cette fois-ci de  $15,6^\circ\text{C}$  (de  $5,6$  à  $-10^\circ\text{C}$ ) pour la période se situant entre le 109<sup>e</sup> et le 113<sup>e</sup> jour. D'après les déformations enregistrées, cette baisse de la température a provoqué un retrait de  $126 \mu\text{m}/\text{m}$  comparativement aux  $120 \mu\text{m}/\text{m}$  calculés à partir du CDT déterminé en laboratoire.

Les déformations enregistrées entre le 60<sup>e</sup> et le 120<sup>e</sup> jour montrent clairement que la déformation thermique est le principal type de déformations pour cette période durant laquelle la température moyenne a diminué de  $30^\circ\text{C}$ . D'après le CDT mesuré en laboratoire cet écart de température équivaut à une contraction thermique de  $230 \mu\text{m}/\text{m}$ , alors que la déformation enregistrée totale pendant la même période est de  $340 \mu\text{m}/\text{m}$  (de  $-120 \mu\text{m}/\text{m}$  à  $-460 \mu\text{m}/\text{m}$ ). Par conséquent, seulement  $110 \mu\text{m}/\text{m}$  peuvent être attribués à d'autres causes que celle de la déformation thermique. Au début de cette période, l'enlèvement du remblai a été effectué, ceci a eu pour effet d'exposer la colonne aux conditions ambiantes et de la soumettre aux charges de service, au fluage et aux poids des éléments structuraux qu'elle soutient. Bien qu'il soit impossible de dissocier les déformations dues au chargement de celles dues au retrait, nous pouvons conclure, compte tenu des mesures mentionnées précédemment, que la déformation attribuable au retrait développé durant cette période est négligeable.

Sachant que le retrait endogène dans un béton se développe en grande partie pendant les premiers jours de l'hydratation [7,8,9], on peut considérer que le béton de la colonne dans la zone instrumentée, avant son exposition à l'air ambiant, n'a développé que des déformations thermiques et du retrait endogène. Les déformations et la température enregistrées à l'intérieur du béton et le CDT lors des 70 premières heures sont présentés à la figure 4.

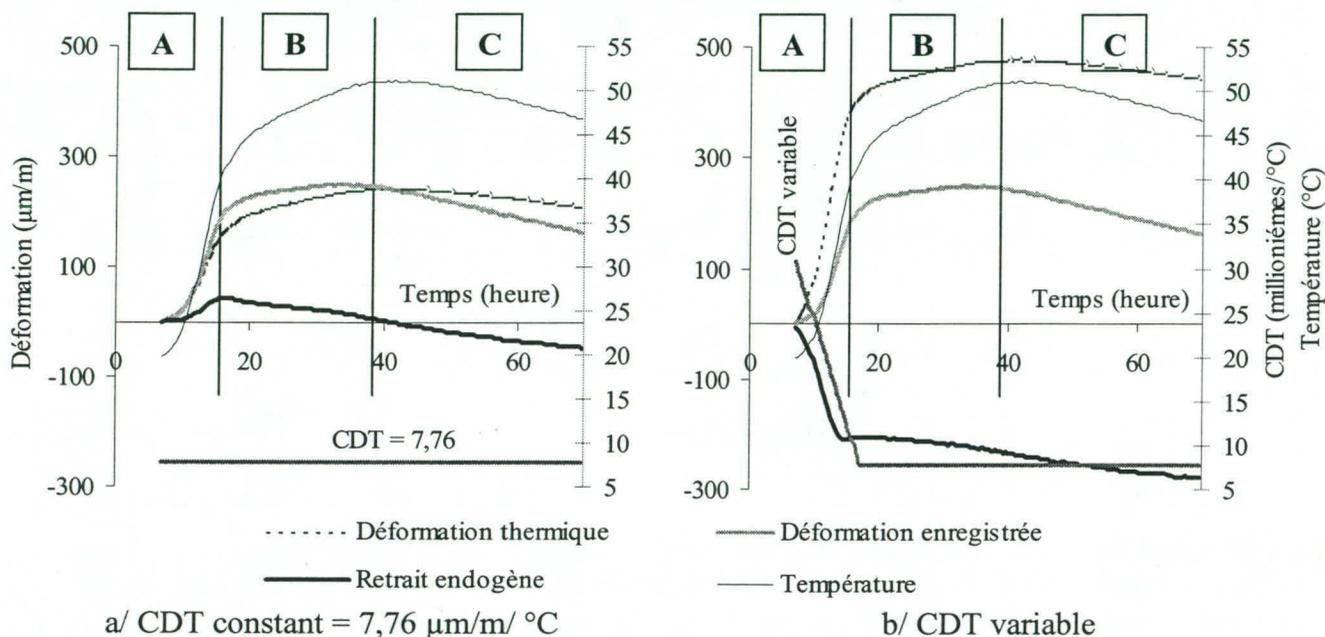


Figure 4 : Déformations, températures et CDT pour les 70 premières heures d'hydratation

Sur les courbes de températures et de déformations présentées, il est possible de distinguer 3 principales périodes : la montée rapide de la température (A), la stabilisation de la température (B) et le refroidissement (C).

La période A, comprise entre 7 et 17 heures après le contact eau-ciment, correspond à la période de prise du béton. Cette période est caractérisée par une augmentation rapide de la température et une dilatation (déformation positive) du béton. Étant donné que la déformation totale enregistrée à la fin de période A (220 μm/m) est supérieure à la dilatation thermique (142 μm/m) calculée à partir du CDT constant (fig.4a), nous serions tentés de conclure qu'il n'y a pas de retrait endogène pendant cette période, alors que ce n'est pas le cas. Dans les faits, la dilatation thermique réelle est plus importante puisque le CDT durant cette période n'est pas constant (fig.4b). Comme énoncé précédemment, la valeur du CDT est élevée au début de l'hydratation et diminue rapidement avec la progression de l'hydratation pour se stabiliser vers la fin de la prise [4;5]. D'autre part, des études sur le retrait endogène des BHP effectuées en laboratoire sur les éléments de petites dimensions ont démontré que la plus grande partie de retrait endogène se développe pendant et peu après la prise [8;9]. Selon des essais menés sur des éléments de béton mûris dans des conditions scellées, où aucun échange hydrique avec l'environnement n'était possible, et pour un béton semblable à celui utilisé pour la colonne en question, le retrait endogène développé est de l'ordre de 150 μm/m [10]. Par conséquent, la déformation totale enregistrée pendant la période de prise comprend à la fois le retrait endogène et la dilatation thermique dont l'ampleur peut annuler en partie ou en totalité les effets du retrait endogène, ce qui a été observé dans le cas présent.

Dans l'analyse présentée, le CDT variable est considéré comme fonction linéaire du temps de prise (période A). Sa valeur au début de la prise est estimée à 4 fois celle du CDT du béton et elle diminue jusqu'à la valeur du CDT du béton durci à la fin de prise pour demeurer constante par la suite. Ce n'est qu'une approximation qui découle des résultats des références 4 et 5, mais cette approximation est certainement beaucoup plus proche de la réalité que l'utilisation d'un CDT constant lors de la prise.

Lors de la période B, comprise entre 17 et 40 heures, la déformation totale n'a augmenté que très peu (20  $\mu\text{m}/\text{m}$ ), alors que la température a continué à augmenter pour atteindre 53 °C après 40 heures. La dilatation thermique, calculée avec le CDT du béton durci (constant), correspondant à l'augmentation de la température (10 °C) durant cette période est égale à 80  $\mu\text{m}/\text{m}$ . Étant donné qu'à cette période le CDT est stable, il est clair qu'un retrait de 60  $\mu\text{m}/\text{m}$  s'oppose à la dilatation thermique en limitant à 20  $\mu\text{m}/\text{m}$  l'accroissement de la déformation totale.

Après 40 heures d'hydratation (période C), le béton commence à refroidir de sorte que la déformation thermique, cette fois-ci négative, vient s'ajouter au retrait endogène. Après la température maximale, la valeur du CDT est stable et égale à celle du béton durci, soit 7,67  $\mu\text{m}/\text{m}/^\circ\text{C}$  dans le cas étudié. Il est alors possible de calculer la déformation due au retrait endogène en soustrayant le retrait thermique dû à la baisse de la température de la déformation totale mesurée. À cause de ses dimensions importantes et principalement des conditions d'isolation créées par le remblai de terre, le refroidissement du béton de la colonne s'est fait très lentement et de manière uniforme dans la section instrumentée. La température du béton de la colonne est demeurée supérieure à celle du béton frais pendant les 27 premiers jours. Nous avons constaté une contraction (déformation négative) seulement après 7 jours. Au même moment, la résistance en compression atteignait 37 MPa. De ce fait, la résistance en traction était d'environ 5 MPa. Sachant qu'un retrait de 200  $\mu\text{m}/\text{m}$  développe une contrainte de tension égale à 1,4 MPa, il est alors très peu probable que ce retrait provoque la fissuration de ce béton. D'autant plus que l'écart maximal enregistré entre la déformation à la surface et celle à l'intérieur est de 50  $\mu\text{m}/\text{m}$ , ce qui est négligeable au point de vue de la fissuration pour un béton de 37 MPa.

## Tablier

La dalle de 1370m<sup>3</sup> de béton (66 m de longueur, 16 m de largeur et 1,3 m d'épaisseur) contient 105 tonnes d'armature. Elle a été coulée sur une dalle de propreté en béton qui elle repose directement sur le sol. Les conditions de dégagement de chaleur et de séchage (ou d'apport d'eau de l'extérieur) sont donc différentes selon la position du béton dans le tablier. Dans la zone du bas, une dissipation de chaleur, bien que plus faible qu'à la surface du tablier, est possible à travers la dalle de propreté et ensuite dans le sol. Par contre, un apport d'eau de l'extérieur dans cette zone inférieure est impossible. Au contraire, une partie de l'eau contenue dans le béton du tablier peut être absorbée par la dalle de propreté sous-jacente. Les conditions à la surface du tablier sont totalement différentes, la surface supérieure après la période de cure est exposée au séchage, au vent et aux changements « brusques » de la température de l'air. Il est très difficile d'empêcher dans de telles conditions d'exposition le développement d'un gradient de températures dans le béton. Notons qu'un apport d'eau extérieur a été fourni lors de la période de cure humide pendant une période de 7 jours et que l'écart de températures entre la surface et le cœur a respecté les recommandations de l'ACI [12]. Les résultats présentés plus loin témoigneront de l'effet bénéfique pour le béton que peut avoir cet apport supplémentaire d'eau

sur le retrait endogène et le retrait de séchage pendant cette période. Puisque les câbles de postcontrainte ont été mis sous tension le huitième jour après la coulée, il n'est plus possible à partir de ce moment de distinguer dans la déformation totale enregistrée les déformations dues à la charge de postcontrainte de celles dues au retrait. Pour cette raison, seul la période avant l'application de la postcontrainte peut être prise en considération pour l'étude du retrait dans le tablier.

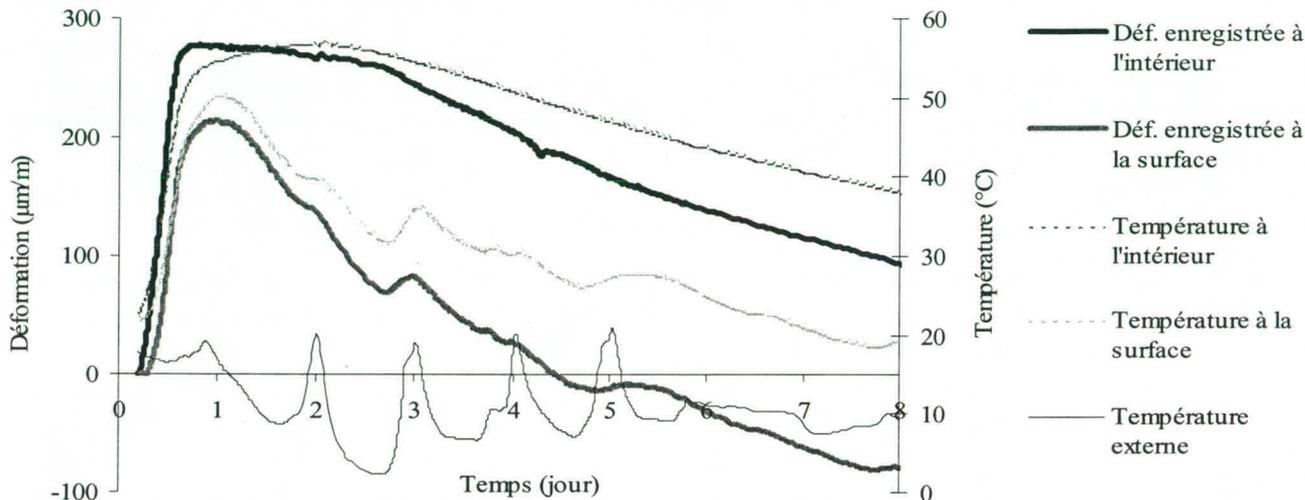


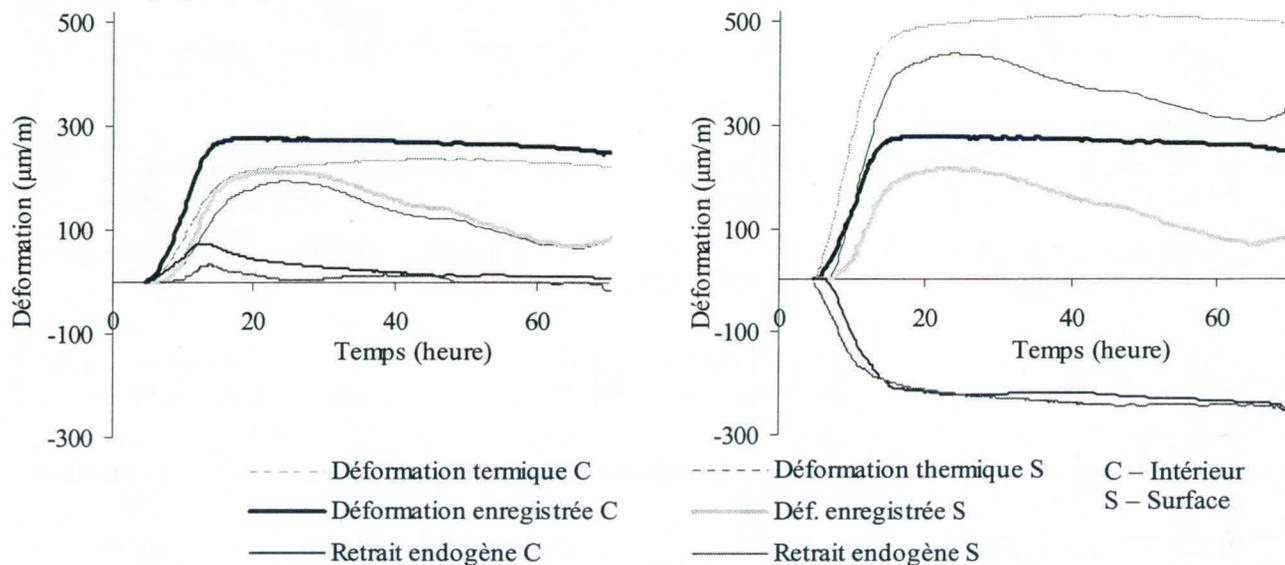
Figure 5 : Déformations et températures du béton dans la dalle et température externe en fonction du temps

Fait à noter, la température maximale n'est pas atteinte au même moment dans toute la section de la dalle. Lors des 40 premières heures la température est légèrement plus élevée dans la partie supérieure du tablier, soit à 0,30 m de la surface supérieure, et c'est plus précisément après 38 heures d'hydratation qu'elle atteint sa valeur maximale de 60 °C. Par la suite, le refroidissement des températures externes influence la température du béton dans sa couche superficielle et la température maximale se déplace vers le bas. Entre le 2<sup>e</sup> et le 8<sup>e</sup> jour, dans la partie supérieure, la température diminue de 6 °C/jour, alors que le refroidissement au centre se fait plus lentement et plus uniformément à 2 °C/jour (figure 5).

D'après les résultats obtenus, il est possible d'observer que les variations de la température extérieure exercent une certaine influence sur la température de la surface supérieure du tablier, et ce dès le 2<sup>e</sup> jour après la coulée. Ceci expliquerait en grande partie la contraction plus importante de la surface du béton par rapport à celle enregistrée au centre, puisque cette contraction est composée principalement du retrait thermique occasionné par la chute de la température à la surface. Après 7 jours, la surface du tablier présente un retrait de 90 µm/m tandis que l'intérieur a encore une déformation positive (dilatation) de 100 µm/m. À cette même période, le béton présente un écart de température entre sa surface et son centre de 20 °C. En appliquant le CDT du béton durci (7,02 µm/m) mesuré en laboratoire pour le béton de la dalle, on trouve une valeur de déformation thermique équivalente à 140 µm/m, ce qui n'explique pas la totalité de l'écart des déformations enregistrées (190 µm/m).

La température plus élevée à l'intérieur de l'élément provoque une accélération de la réaction d'hydratation ce qui entraîne une accélération de la cinétique de développement du retrait endogène. Par conséquent, le retrait endogène développé au centre devrait être plus grand et l'écart entre les déformations enregistrées à la surface et à l'intérieur devrait être plus petit, ce qui

n'est pas le cas. Cependant en appliquant un CDT variable, comme il a été fait dans le cas de la colonne, pour calculer les déformations thermiques lors de la montée de la température durant la période de prise, l'écart entre les déformations thermiques calculées devient alors de même ordre que l'écart entre les déformations enregistrées. Cela signifie que le retrait endogène développé à l'intérieur de l'élément est compensé par la dilatation thermique, alors que le retrait endogène développé à la surface est compensé à la fois par la dilatation thermique et par un apport d'eau de l'extérieur (figure 6).



a/ CDT constant =  $7,02 \mu\text{m/m}/^\circ\text{C}$

b/ CDT variable

Figure 6 : Déformations du tablier lors des premières 70 heures d'hydratation

Ainsi, l'écart de déformations est principalement dû au gradient de températures développé dans la dalle. L'élévation de la température peut donc être avantageuse pour diminuer le retrait endogène du béton, mais il faut faire attention à la température élevée qui peut influencer la cinétique de l'hydratation et augmenter la porosité et la perméabilité du béton [11;13].

## CONCLUSIONS

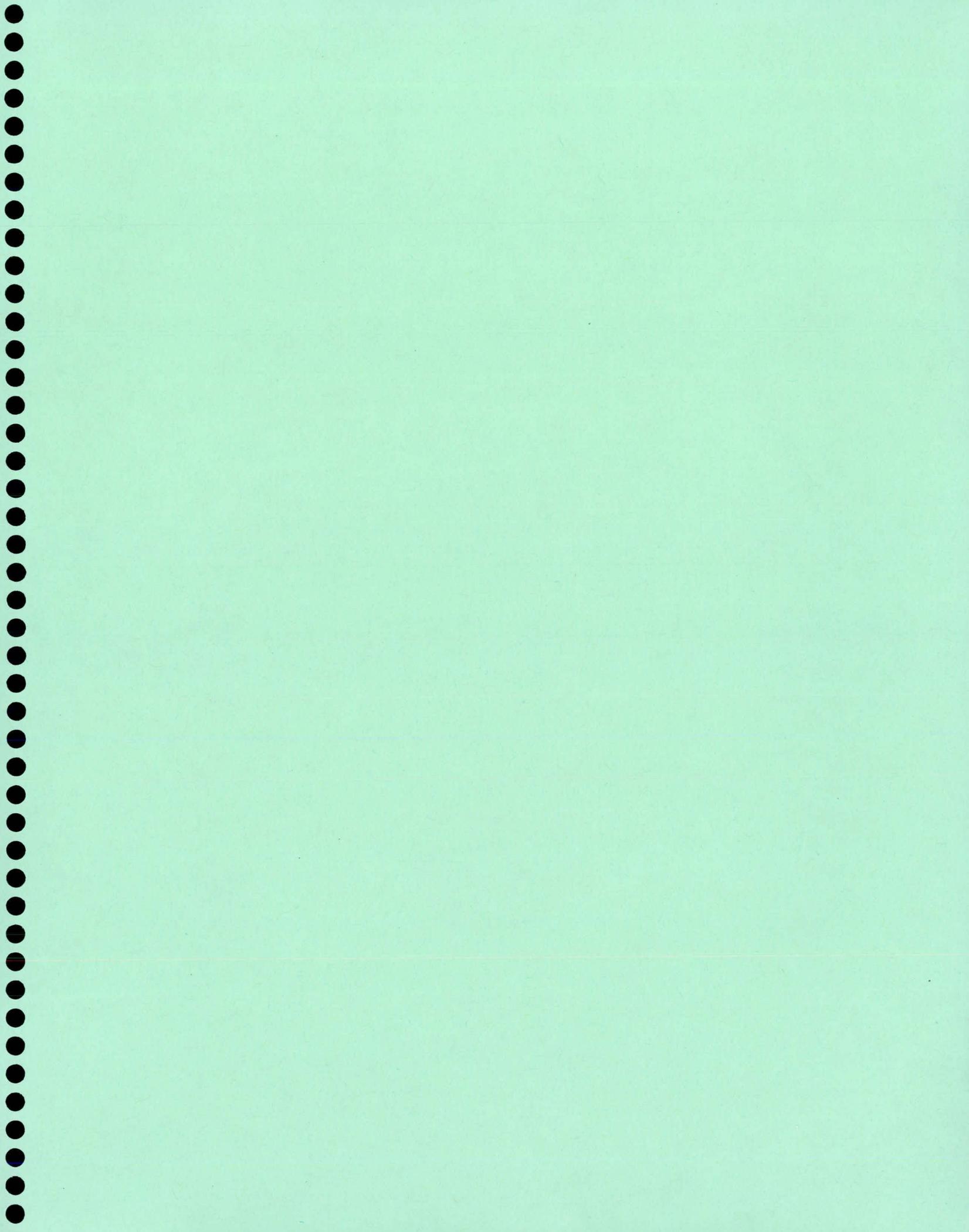
Le retrait endogène développé dans les BHP et les bétons ayant une forte teneur en ciment est considérable. Il peut atteindre, selon les données obtenues lors de l'essai, une valeur de  $300 \mu\text{m/m}$  pour des rapports E/L variant entre 0,38 et 0,40. Toutefois, il a été constaté que la dilatation thermique développée lors de la prise peut être considérable et peut contribuer à diminuer les effets du retrait endogène pendant cette période. Ainsi, l'élévation de la température du béton pourrait être avantageuse pour limiter le retrait endogène. Par contre, il faut être prudent et veiller à ce que la température ne dépasse pas  $60^\circ\text{C}$ , car alors elle exerce une influence sur la cinétique d'hydratation, la porosité et la perméabilité du béton [11;13]. De plus, il est préférable d'éviter le développement d'un important gradient de température entre le cœur et la surface de l'élément afin d'éviter des contraintes internes pouvant créer des fissures.

De plus, il a été observé que la prudence est de mise lors de l'utilisation d'un béton fabriqué avec une forte teneur en ciment, comme celui de la dalle. Ce type de béton présente un retrait endogène important, comme c'est le cas pour un BHP, mais sans développer la résistance élevée

de ce dernier. Cependant, dans le choix d'un mélange de béton durable, il faut considérer tous les différents types de retrait (plastique, endogène, thermique, séchage, et carbonatation). Les données obtenues pour la dalle permettent de confirmer qu'un mûrissement à l'eau appliqué aussitôt que possible, au début de la prise, permet de réduire le retrait endogène. Un mûrissement à l'eau appliqué au début de la prise est beaucoup plus efficace, car la porosité du béton est alors encore connectée. Par contre, il faut veiller à ce que l'eau de mûrissement ne provoque pas un refroidissement brutal de la surface du béton et ainsi entraîner un écart important de température avec le cœur de l'élément.

## REFERENCES

1. Le Chatelier, H. (1904) "*Recherches expérimentales sur la constitution des mortiers hydrauliques*", Dunod, Paris, p. 163-167.
2. Tazawa, E., Miyazawa, S. and Kasai, T. (1995) "*Chemical Shrinkage and autogenous Shrinkage of hydrating Cement Paste*", Cement and Concrete Research, Vol. 25, No 2, pp.288-292.
3. JOHANSEN V. and THAULOW N., (1999) "*Heat curing and late formation of ettringite*", Ettringite : The sometimes host of destruction, Ed. Bernard Erlin, SP 177-4, pages 47-64.
4. Laplante, P., (1993) "*Propriétés mécaniques des bétons durcissants : analyse comparée des bétons classiques et à très hautes performances*", Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, p. 165 et 212-213.
5. Kada, H., Bonneau, O., Petrov, N et Aïtcin, P.-C., "*Détermination du coefficient de dilatation thermique d'un béton depuis sa prise*", Université de Sherbrooke, en rédaction.
6. Kosmatka., S.H., Panarese, W.C., Allen, G.E. and Cumming, S. (1991) "*Dosage et Contrôle des Mélanges de Béton*", CPCA, p. 58.
7. Aïtcin, P.-C., (1999) "*Does Concrete Shrink or Does it Swell ?*", Concrete International, Vol.21, No12, pp.77-80.
8. Aïtcin, P.-C., Neville A.M., and Acker, P. (1997) "*Integrated View of Shrinkage Deformation*", Concrete International, Vol. 19, No 9, pp. 35-41.
9. Tazawa, E. and Miyazawa, S. (1996) "*Influence of Autogenous Shrinkage on Cracking in High-strength Concrete*", 4<sup>th</sup> International Symposium of High-strength/High-performance Concrete, Paris, 1996.
10. Lapage, S., "*Influence d'une cure à l'eau sur le retrait endogène*", et Roussel, S., "*Optimisation de cure à l'eau pour limiter le retrait endogène des BHP*", expériences effectués à l'Université de Sherbrooke sous direction de Aïcin P.-C. en 1998 et 1999.
11. Regourd, M., et Gautier, E. (1980) "*Comportement des ciments soumis au durcissement accéléré*", Ciments, bétons, plâtres, chaux, N° 725,4/80, C.E.I.L.H.-Paris.
12. ACI 207.2R-95, "*Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Mass Concrete*" Chapter 2, pp.207.2R-3-8.
13. Goto, S. and Roy, M.D., "*The Effect of W/C Ratio and Curing Temperature on the Permeability of Hardened Cement Paste*", Cement and Concrete Research, Vol.11, No4, pp 575-579 (1981).



# **Efficacité des adjuvants réducteurs de retrait et influence sur les propriétés de base des bétons ordinaires et projetés**

P. Giroux      B. Bissonnette      D. Beaupré

Centre de recherche interuniversitaire sur le béton  
Université Laval, Département de génie civil  
Sainte-Foy (Qc), G1K 7P4

## **Résumé**

Le retrait de dessiccation est l'un des aspects potentiellement les plus nuisibles à l'égard de la durabilité des ouvrages en béton. Face à l'importance des problèmes découlant de ou aggravés par la fissuration de retrait dans plusieurs ouvrages en béton, la possibilité qui se dessine de mettre en œuvre des bétons à faible retrait constituerait une percée remarquable. Le présent projet s'inscrit dans une thématique de la Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations de l'Université Laval ayant pour objet l'étude de bétons de réparation à faible retrait. L'influence des adjuvants réducteurs de retraits (ARR) est étudiée tant sur les bétons ordinaires que sur le béton projeté. L'objectif du projet consiste donc à bien caractériser l'efficacité des ARR sur le retrait et à déterminer leur influence sur les propriétés de base du béton. Afin d'atteindre l'objectif fixé, un programme expérimental élaboré a été conduit en utilisant deux adjuvants réducteurs de retrait différents. Pour chaque ARR et chaque type de béton, trois formulations ont été testées en vue de déterminer les dosages optimaux. Parmi les essais réalisés, on compte la détermination des résistances mécaniques, la caractérisation du réseau de bulles d'air, la résistance aux cycles de gel-dégel, la résistance à l'écaillage et, évidemment, la mesure du retrait de dessiccation axial en conditions scellée et non scellée. On a aussi réalisé un autre type d'essai développé récemment à l'Université Laval qui permet de mesurer le retrait flexionnel sur le béton durci. L'article dresse un bilan des résultats obtenus à ce jour.

## **Introduction**

Peu importe le type de béton, qu'il s'agisse d'un ouvrage neuf ou d'une réparation, le retrait sous toutes ses formes est l'un des aspects potentiellement le plus nuisible à l'égard de la durabilité. Le retrait peut en effet entraîner une fissuration du matériau plus ou moins sévère qui favorise la pénétration d'agents agressifs, en particulier l'eau et les sels fondants. Face à l'importance des problèmes découlant de, ou aggravés par, la fissuration de retrait dans plusieurs ouvrages, la possibilité de mettre en œuvre des bétons à faible retrait constituerait un progrès remarquable.

Le présent projet s'inscrit dans une thématique de la Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton de l'Université Laval : l'étude de bétons de réparation à faible retrait. L'influence des adjuvants réducteurs de retraits (ARR) est étudiée tant sur les bétons ordinaires que sur les bétons projetés par voie sèche ou humide. Le béton projeté, qui est de plus en plus utilisé dans le domaine des réparations, est parfois sujet à des problèmes de fissuration précoce. Par ailleurs, certaines conditions inhérentes aux réparations favorisent la fissuration de retrait. Entre autres, le rapport surface sur volume élevé ainsi que la stabilité volumétrique du substrat comparativement au béton frais sont particulièrement défavorables.

Les ARR pourraient constituer une solution valable pour diminuer de façon significative, sinon éliminer, les problèmes de fissuration reliés au retrait. C'est pourquoi une étude de caractérisation approfondie a été entreprise sur le sujet. L'efficacité réelle de ces produits sur la diminution du retrait devait d'abord être évaluée précisément. Ensuite, l'influence de ces

adjuvants sur les autres propriétés constructives du béton, notamment la résistance et la durabilité, était mal connue. Les objectifs du projet consistaient donc à bien caractériser l'efficacité des ARR sur le retrait et à déterminer leur incidence sur les propriétés de base du béton.

À ces fins, un programme expérimental a été conduit en utilisant deux adjuvants réducteurs de retrait (sous forme liquide) disponibles commercialement. Pour chacun de ceux-ci, neuf mélanges, trois de béton ordinaire (coulé), trois de béton projeté par voie sèche et trois de béton projeté par voie humide, ont été testés en vue de déterminer les dosages optimaux des adjuvants. Ces différents mélanges ont été soumis à un éventail d'essais comprenant notamment la détermination de la résistance en compression, la caractérisation du réseau de bulles d'air, la résistance aux cycles de gel-dégel, la résistance à l'écaillage, et évidemment, la mesure du retrait de séchage. Pour ce qui est du retrait, non seulement des essais de retrait axial normalisés (*ASTM C157*) en conditions scellées et non scellées, mais également deux autres types d'essais permettant respectivement d'évaluer quantitativement la tendance à la fissuration plastique et de mesurer le retrait flexionnel sur le béton durci ont été faits. L'essai de fissuration développé à l'Université Laval permet de déterminer la densité de fissuration en mesurant la longueur et l'ouverture des fissures sur une plaque de béton frais soumise au séchage accéléré. L'essai de retrait flexionnel, qui a aussi été mis au point à l'Université Laval, permet de mesurer la courbure d'éléments minces soumis au séchage sur une seule face. Un essai additionnel consistant en la mesure de la perte de masse au séchage d'éléments d'épaisseur variable a été choisi afin de déterminer l'évolution du gradient de séchage à l'intérieur des différents bétons. À la suite de ces essais, il sera ainsi possible de mieux comprendre l'effet des ARR, non seulement sur l'amplitude du retrait axial, mais ce qui est plus important encore, sur la tendance à la fissuration.

### **Principe d'action des ARR**

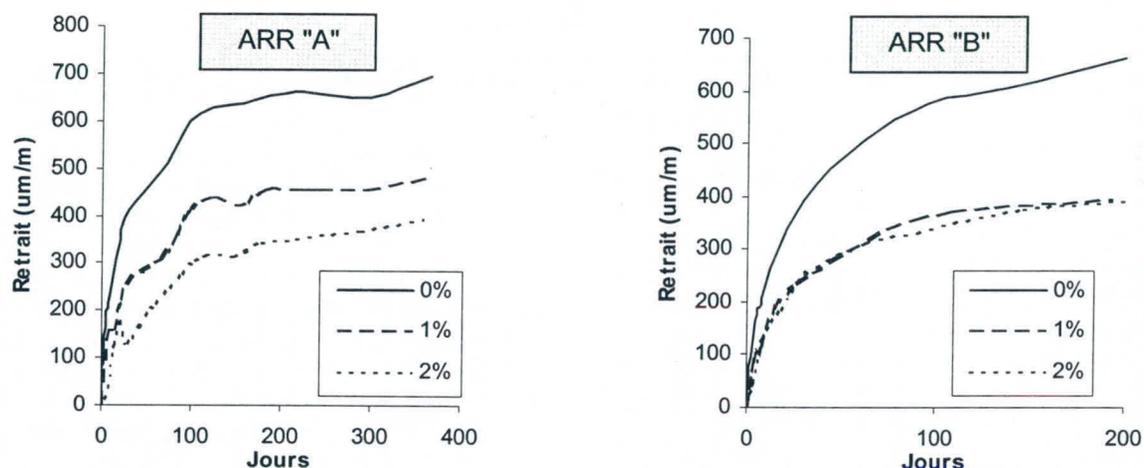
Le béton est formé de deux constituants principaux, les granulats et la pâte. C'est la pâte, caractérisée par une très forte porosité dont la distribution dimensionnelle est très étendue, qui subit le retrait. Lors de la fabrication du béton et au début de l'hydratation, en ne tenant pas compte du retrait endogène dû à la contraction Le Chatelier, les pores sont complètement remplis d'eau, et ils restent ainsi tant que le béton demeure dans un environnement où l'humidité relative ambiante est de 100%. En réalité, très rares sont les applications où le béton est gardé dans un environnement saturé en eau. Alors, lorsque l'humidité ambiante diminue, une partie de l'eau dans les pores s'évapore afin de conserver l'équilibre entre l'humidité interne du béton et l'humidité ambiante. C'est à ce moment que se produit le retrait de séchage. Ce sont les plus gros pores qui se vident en premier et, au fur et à mesure que l'humidité diminue, des pores de plus en plus petits se vident aussi. Il se forme alors des ménisques à l'interface eau/air. Par le biais de la tension superficielle de l'eau, les ménisques "tirent" sur les parois solides. L'état de contrainte qui est ainsi induit cause le retrait du béton. L'explication présentée ici est évidemment très simplifiée, et en fait, d'autres mécanismes interviennent aussi dans le phénomène de retrait. Elle permet toutefois de comprendre le mode d'action des ARR.

Bien que l'on sache que les adjuvants réducteurs de retrait sont à base d'alcool, la composition chimique exacte de ces adjuvants est bien sûr connue seulement des producteurs. Ce que l'on sait cependant, c'est que les ARR ont une viscosité faible, sont solubles dans l'eau et qu'ils agissent sur la tension de surface de l'eau. Le mécanisme d'action des adjuvants réducteurs de retrait serait donc de diminuer la tension de surface de l'eau, et, ainsi, de diminuer les tensions qui seraient normalement transmises des ménisques à la pâte de ciment lors du séchage. Le

béton se retrouve alors moins sollicité lors de son séchage, et le retrait observé macroscopiquement est diminué.

### Influence des ARR sur le retrait

L'efficacité des adjuvants réducteurs de retrait sur la réduction du retrait de dessiccation axial dans le béton ordinaire a été démontrée par différentes études au cours des dernières années [Nmai et coll., 1998; Folliard et Berke, 1997]. La diminution du retrait est en général de l'ordre de 40% et atteint parfois même 50% lorsque le dosage optimal (du point de vue retrait) est utilisé. Des diminutions de retrait similaires ont été observées au cours de cette recherche. La figure 1 montre bien les diminutions de retrait obtenues avec deux ARR différents sur des bétons ordinaires de rapport eau/liant égal à 0,40. Les dosages utilisés sont toujours en pourcentage (%) de la masse de liant dans le mélange. Il est intéressant de noter que la diminution supplémentaire de retrait obtenue lorsqu'un dosage plus élevé en ARR est utilisé n'est pas toujours significative.



**Figure 1:** Évolution du retrait de dessiccation axial sur des bétons ordinaires ( $E/C = 0,40$ ) fabriqués avec deux ARR différents à différents dosages (% de la masse de ciment)

Dans le cas du béton projeté, des diminutions de retrait du même ordre de grandeur ont encore une fois été observés, tant pour le procédé par voie humide que pour le procédé par voie sèche. La figure 2 montre les diminutions obtenues pour chacun des deux procédés.

Pour ce qui est du retrait endogène (à partir de 24 heures) dû à la contraction Le Chatelier (retrait sans échange d'humidité avec l'extérieur), il n'est pas possible de dégager de tendances claires à partir des résultats obtenus, bien que, pour un dosage en ARR assez élevé, une légère diminution du retrait soit observée. Les deux adjuvants réducteurs de retrait utilisés ont conduit à des résultats similaires. Ces résultats sont contradictoires avec les résultats de travaux antérieurs menés eux aussi à l'Université Laval, où une diminution importante du retrait endogène avait été observée. L'adjuvant réducteur de retrait utilisé pour ces précédents travaux était toutefois différent. La figure 3 présente un exemple type de l'évolution du retrait

endogène d'un béton ordinaire avec adjuvant réducteur de retrait tel qu'observé dans la présente étude.

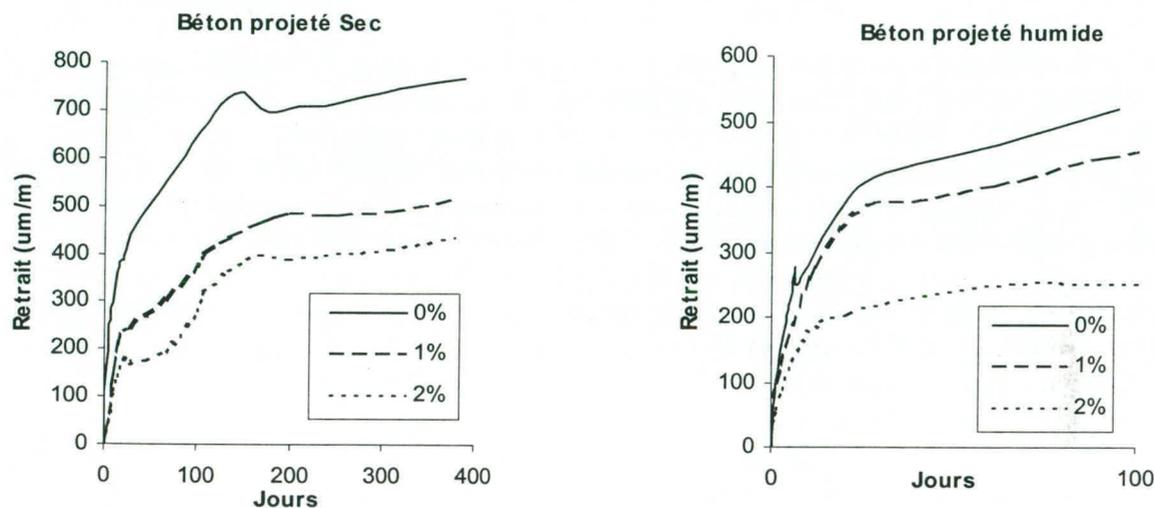


Figure 2: Évolution du retrait de dessiccation axial sur des bétons projetés (ARR "A")

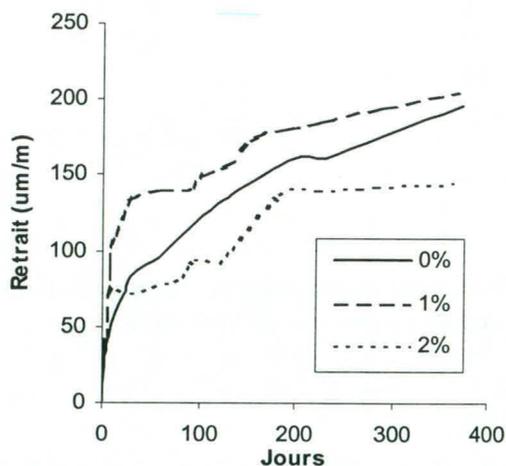


Figure 3: Évolution du retrait endogène de bétons ordinaires ( $E/C = 0,40$ ) fabriqués avec différents dosages en ARR (ARR "A")

La réduction significative du retrait de séchage axial est potentiellement bénéfique, mais elle ne garantit pas nécessairement l'élimination des problèmes de fissuration du béton, en particulier lorsque le séchage dans l'élément ou la structure survient de façon non uniforme.

Afin de mieux caractériser l'effet des ARR sur le retrait, un autre essai récemment développé à l'Université Laval a été réalisé. Il s'agit d'un essai permettant de quantifier le potentiel de

retrait flexionnel ("*curling*") du béton. Les éprouvettes utilisées, des prismes de dimension 1000x100x50 mm, sont scellés sur toutes les faces, excepté sur le dessus, afin de simuler le comportement au séchage d'un élément de type dalle ou d'une réparation superficielle dans lesquels le séchage est caractérisé par un gradient d'humidité transitoire non symétrique (voir la figure 4). La déflexion mesurée au centre des poutrelles (ou le rayon de courbure) tout au long du processus de séchage est un indicateur du gradient des déformations de retrait sur la section de l'éprouvette et de son évolution.

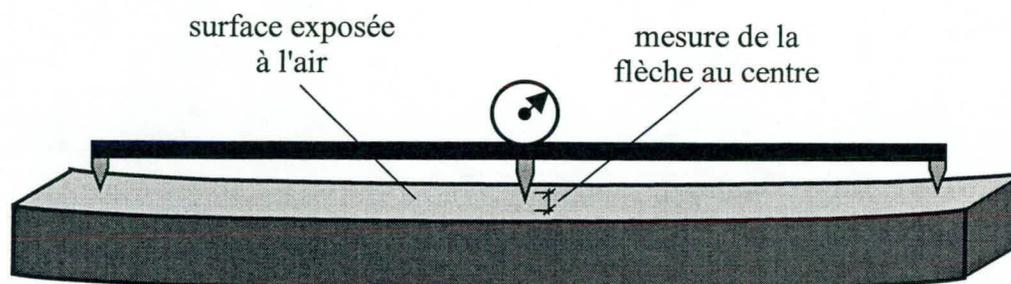
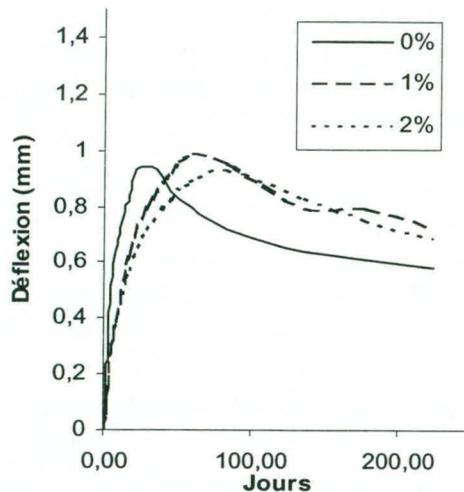


Figure 4: Schéma illustrant la mesure du retrait flexionnel ("*curling*")

En analysant les résultats obtenus, il ne semble pas que l'utilisation d'un adjuvant réducteur de retrait ait un effet notable sur la manifestation du retrait flexionnel (voir figure 5). Ceci laisse donc supposer que les ARR, dont le principe d'action est de réduire les tensions capillaires qui sont à l'origine du retrait, ne joueraient pas, ou peu, sur la progression du gradient de déformation à l'intérieur du corps d'éprouvette, bien que la déformation moyenne soit considérablement réduite. Macroscopiquement (à l'échelle des corps d'éprouvette), en comparant les pertes de masse mesurées sur les éprouvettes de retrait en cours de séchage, on ne constate pas de différence appréciable entre les bétons sans ARR et les bétons avec ARR, quelle que soit la quantité d'adjuvant ajoutée. Toutefois, la distribution de l'eau à l'intérieur du béton est vraisemblablement affectée, car la tension de surface de l'eau intervient dans les équations qui régissent l'équilibre eau-vapeur à l'échelle des pores. Ainsi, il est possible que l'on soit en présence d'effets croisés faisant en sorte que, dans le spectre d'humidité relative d'intérêt (50 à 100%), l'effet des ARR sur la tendance au "*curling*" soit mitigé. Des essais sont présentement en cours afin de déterminer l'évolution du gradient hygrométrique ainsi que le coefficient de diffusion de l'eau. À cette fin, des essais de séchage sur éprouvettes de béton de différentes épaisseurs sont en voie de réalisation (méthode dite "*des tranches*"). Pour l'instant, les résultats obtenus tendent à indiquer que les adjuvants réducteurs de retrait n'ont pas d'effet véritablement significatif sur le phénomène de "*curling*". Plusieurs essais sont toutefois en cours, et il est important de préciser que le "*curling*" mesuré au moyen de la technique d'essai précédemment décrite peut être lié à l'épaisseur de l'éprouvette. Cela devra être vérifié.

Il est important maintenant de déterminer dans quelle mesure et sous quelles conditions les ARR peuvent réduire le potentiel de fissuration des bétons, car la réduction du retrait axial ne permet pas à elle seule de conclure à une réduction systématique de la tendance à la fissuration. Pour ce faire, on utilisera un montage développé lui aussi à l'Université Laval et qui permet de simuler, de façon accélérée, le séchage précoce non symétrique d'une réparation en béton. Ces essais devraient permettre d'établir de manière plus concluante les bénéfices réels découlant de l'utilisation des adjuvants réducteurs de retrait.



**Figure 5: Évolution de la déflexion au centre d'une poutre de béton ordinaire sous l'effet du retrait flexionnel**

Notons qu'un ARR en poudre a été testé dans le béton projeté par voie sèche. La diminution du retrait observée est légèrement moindre, soit d'environ 35%. Son influence sur les autres propriétés est semblable à celle des ARR sous forme liquide. Cet adjuvant pourrait se révéler très intéressant, notamment pour le béton projeté par voie sèche, puisqu'il pourrait être ensaché directement en usine avec les autres matériaux secs, comme c'est déjà le cas pour les adjuvants entraîneurs d'air. Ceci comporte des avantages majeurs en chantier. Le contrôle des quantités ajoutées est en effet bien meilleur puisque qu'on limite les erreurs possibles, et la quantité d'ARR ajoutée ne varie plus alors en fonction de la quantité d'eau ajoutée par le lancier.

### **Influence sur la durabilité**

La connaissance de l'influence des adjuvants réducteurs de retrait sur la durabilité est, il va sans dire, primordiale, surtout au Québec, où les conditions climatiques sont particulièrement sévères pour le béton. Des essais de résistance aux cycles de gel-dégel ainsi que de résistance à l'écaillage dû au gel en présence de sels fondants ont donc été menés.

La présence d'un réseau de bulles d'air entraîné est une condition essentielle pour qu'un béton de ciment soit résistant au gel [Pigeon et Pleau, 1995]. Les bétons fabriqués avec un adjuvant réducteur de retrait n'y font apparemment pas exception, comme l'indiquent les résultats obtenus qui conduisent tous à la même conclusion: à la condition d'avoir un réseau d'air entraîné convenable, les ARR ne semblent pas affecter significativement la durabilité du béton, tant pour ce qui est de la résistance à l'écaillage que pour la résistance aux cycles de gel-dégel. Le problème potentiel se situe donc dans l'entraînement d'un réseau d'air convenable.

Puisque les adjuvants réducteurs de retrait diminuent la tension de surface de l'eau, ils ont tendance à favoriser l'entraînement des bulles d'air. Cependant, ils contribuent surtout à l'entraînement de grosses bulles d'air, ce qui n'est pas souhaitable pour l'obtention d'un facteur

d'espacement (distance moyenne entre les bulles d'air) suffisamment faible pour bien protéger le béton. De plus, il a été observé dans la présente étude que le réseau d'air entraîné obtenu est plus ou moins stable, l'instabilité augmentant avec la quantité d'air. Dans le cas du béton ordinaire, pour obtenir des caractéristiques du réseau de bulles d'air convenables, les nombreux essais réalisés en laboratoire ont démontré qu'on doit entraîner dans le béton frais une quantité d'air plus élevée (de l'ordre 8 à 10%) que la teneur usuelle prescrite par la norme *ACNOR A23.2* (5 à 8%). Ceci est légèrement pénalisant du point de vue des résistances mécaniques, mais ce paramètre est de moins en moins crucial dans le choix d'un béton et, en adaptant la formulation (rapport E/C, dosage en superplastifiant), les résistances spécifiées sont habituellement facilement atteintes.

Pour ce qui est du béton projeté par voie sèche, on retrouve le même phénomène d'entraînement de grosses bulles, mais de façon beaucoup moins marquée puisque le malaxage est de très courte durée la projection (pressurisation, impact du béton sur la surface) tendent à réduire le nombre de grosses bulles. Les effets sur la durabilité sont donc moins importants.

Dans le béton projeté par voie humide, enfin, le contrôle du réseau d'air entraîné est plus complexe étant donné qu'on préconise le concept du haut volume d'air initial. Suivant ce concept éprouvé [Beaupré, 1994], l'obtention d'un réseau de bulles d'air satisfaisant après pompage et projection nécessite l'entraînement d'un volume d'air très élevé dans le béton au terme des opérations de malaxage (teneur de l'ordre de 10 à 15%). Avec la présence d'ARR, cette exigence est plus difficilement rencontrée. La quantité d'air obtenue en laboratoire, dans des conditions pourtant bien contrôlées, est apparue hautement variable et instable. Une telle instabilité peut entraîner des problèmes de pompabilité importants. Quoiqu'il en soit, des essais de chantier récents ont malgré tout démontré qu'il est possible de pomper du béton projeté par voie humide avec ARR et d'obtenir un facteur d'espacement adéquat [Beaupré et coll., 1999].

## **Conclusion**

Les résultats obtenus démontrent de façon très nette que les adjuvants réducteurs de retrait conduisent à une diminution significative du retrait (axial) de dessiccation. Tel que mentionné précédemment, cette diminution est potentiellement bénéfique, mais elle ne signifie pas nécessairement l'élimination ou une diminution systématique de la fissuration. En effet, d'autres facteurs et phénomènes doivent être pris en compte. Il est possible, mais cela devra être étudié plus en profondeur, que l'effet des ARR sur le retrait flexionnel ne soit pas très prononcé. Or, les problèmes de fissuration dus à ce phénomène peuvent être importants dans les dalles, chapes et autres éléments où le séchage est non uniforme et non symétrique. Des mesures de gradients d'humidité et des essais de séchage précoce pour évaluer la sensibilité à la fissuration sont en cours de réalisation pour connaître réellement et caractériser de façon exhaustive le potentiel des adjuvants réducteurs de retrait à cet égard.

Le dosage à utiliser est évidemment une question importante. L'utilisation du dosage maximal recommandé par les manufacturiers (2% de la masse de liant) ne permet pas toujours une diminution supplémentaire considérable du retrait comparativement à un dosage de l'ordre de 1%, qui apparaît a priori être un dosage se rapprochant de l'optimum. De surcroît, en utilisant un dosage plus faible, les effets secondaires, notamment sur l'entraînement de l'air, sont moins importants. Une analyse éclairée doit donc être faite afin de choisir un dosage optimal, considérant l'ensemble des propriétés constructives du béton. À cet égard, il est important de préciser que le dosage optimal peut dépendre du type de béton considéré. Par exemple,

l'influence de l'ARR est moins prononcée dans le cas du béton projeté par voie sèche, probablement parce que la durée de malaxage est très courte. Un plus fort dosage peut alors être utilisé sans effets secondaires majeurs.

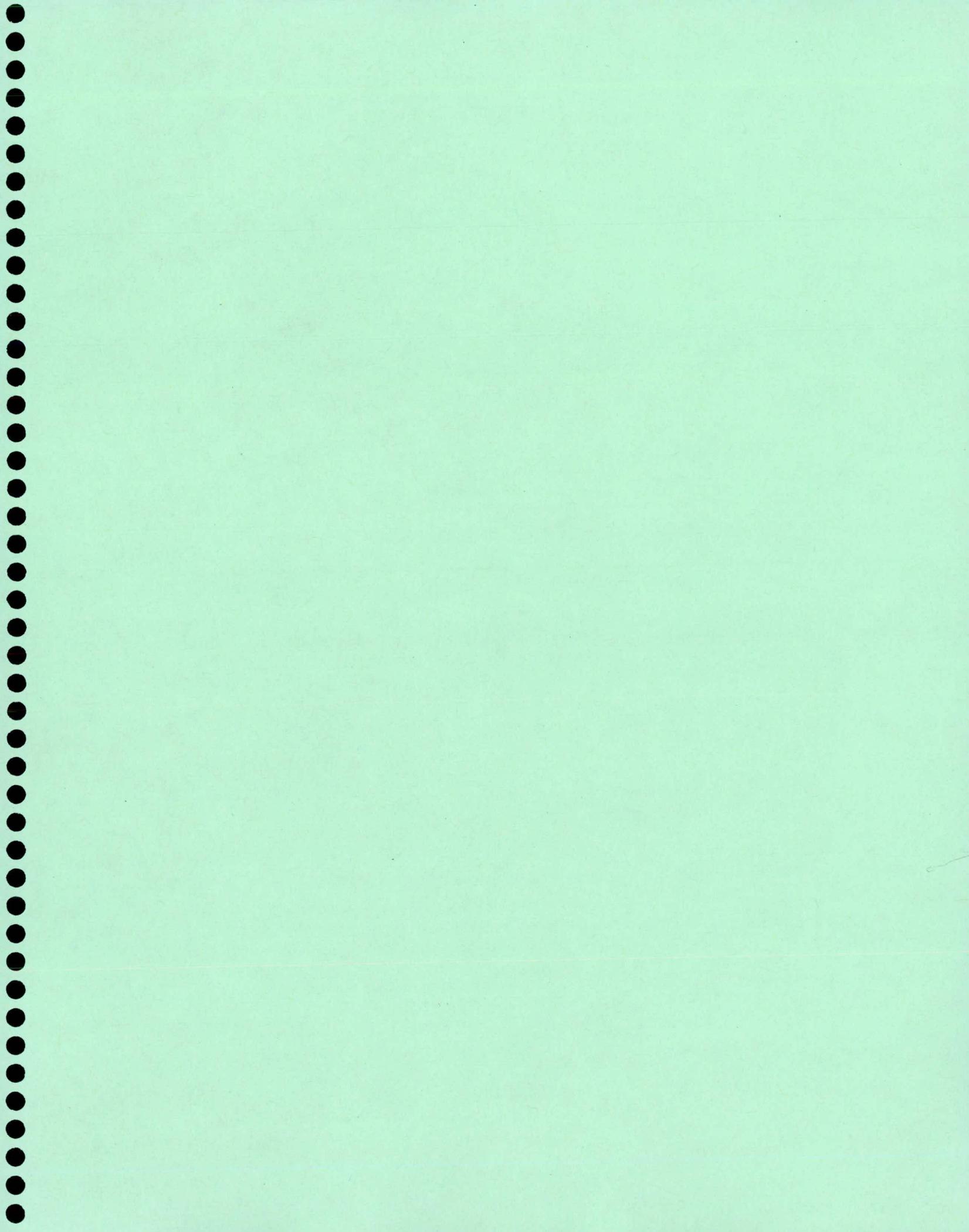
Certains points demandent donc à être éclaircis afin de déterminer dans quelles circonstances les adjuvants réducteurs de retrait peuvent être utilisés avantageusement. L'ajout d'un adjuvant supplémentaire dans le béton requiert un soin particulier, notamment lorsque plusieurs adjuvants sont utilisés simultanément (risques d'incompatibilité accrus). Il est très fréquent aujourd'hui que l'on recoure à plusieurs adjuvants simultanément, notamment les réducteurs d'eau, les superplastifiants et les agents entraîneurs d'air. Les bénéfices et effets secondaires des ARR doivent être bien compris et maîtrisés afin d'en exploiter correctement le potentiel et d'en justifier l'utilisation.

### **Remerciements**

Ces travaux ont été rendus possible grâce au soutien financier du Fonds pour la Formation des Chercheurs et l'Aide à la Recherche du Gouvernement du Québec, ainsi que des compagnies Euclid Canada et Master Builders. Les auteurs désirent remercier Mme Julie Buffenbarger (Master Builders) et M. Michel Lessard (Euclid) pour leur collaboration appréciée.

### **Références**

- Beaupré, D., (1994), *Rheology of High Performance Shotcrete*, Ph.D. Thesis, University of British Columbia, 250 p.
- Beaupré, D., Lacombe, P., Jolicoeur, L. et Clément, V., (1999), *Béton Projeté à Granulats Exposés*, 6<sup>e</sup> Colloque sur la Progression de la Recherche Québécoise sur les Ouvrages d'Art, Comptes rendus de conférence, 4 et 5 mai, Québec, 7 p.
- Folliard, K.J. et Berke, N.S., (1997), *Properties of High-Performance Concrete Containing Shrinkage-Reducing Admixture*, *Cement and Concrete Research*, **27** (9), pp.1357-1364.
- Nmai, C.K., Tomita, R., Hondo, F. et Buffenbarger, J., (1998), *Shrinkage-Reducing Admixtures*, *Concrete International*, **20** (4), pp. 31-37.
- Pigeon, M. et Pleau, R., (1995), *Durability of Concrete in Cold Climates*, Chapman & Hall, U.K., 244 p.



# LA PERENNITE DE LA PRECONTRAINTE

A. CHABERT

Laboratoire Central des Ponts & Chaussées  
58, Boulevard Lefebvre  
75732 PARIS Cedex 15

**RÉSUMÉ :** Le souci de la durabilité des ouvrages amène à revoir aujourd'hui l'ensemble des techniques et méthodes du génie civil **sous l'angle de leur pérennité**. En ce qui concerne la précontrainte, les critiques (voire les interdictions) formulées au Royaume-Uni et en Allemagne sur certaines de ses utilisations rendent cette **approche indispensable au développement de ces technologies** d'origine française.

Corrélativement, la mise en place d'un **nouveau contexte réglementaire et normatif européen** va modifier durablement le « corpus technique » des professionnels, tant en matière de **conception** (par les Eurocodes) que de **produits** et de **procédés** (par les agréments, les homologations...)

Cela fait déjà 50 ans que les plus anciens ouvrages en béton précontraint comparables à nos ouvrages actuels ont été construits. Même si certains d'entre eux ont été réformés, le recul dont nous disposons permet de situer cette technique sur un plan d'égalité avec les autres techniques de construction qui se sont développées depuis la révolution industrielle du XIXème siècle.

En l'absence d'entretien, les matériaux élaborés modernes sont inéluctablement condamnés à perdre plus ou moins leurs caractéristiques. C'est également vrai, avec une autre échelle du temps pour les matériaux naturels (la pierre par exemple) qui se dégradent au fil des siècles et parfois beaucoup plus vite à cause de la cryoclastie, du vent, de l'ensoleillement, ...

Les succès de la précontrainte sont tellement évidents qu'il est superflu, surtout auprès d'un public averti, de recenser les réalisations grandioses qui ne cessent de battre des records encore récemment.

Le béton est réputé pour sa durabilité, la pollution de l'environnement : « le béton envahit les paysages ».

Une erreur courante concernant le béton précontraint consiste à supposer superflue toute surveillance portant un éventuel entretien, erreur qu'on ne commet pas avec le métal.

Cette vue simpliste doit donc être corrigée dès qu'on tient compte des ravages que peuvent causer à long terme des alternances climatiques sévères.

De plus, dans le béton, il y a des armatures qu'on sait sensibles à la corrosion.

Les réticences à l'encontre de la précontrainte sont alimentées par la crainte de ruptures fragiles des armatures de précontrainte qui ne peuvent être inspectées à l'œil nu. Même si les cas où de telles ruptures fragiles qui ont ensuite conduit à des accidents, sont rares. Mais le malaise vient de la difficulté à détecter les prémices de tels accidents, avec la technique la plus courante jusqu'à ce jour comportant des armatures de précontrainte injectées au coulis de ciment.

Dans quels cas risque-t-on vraiment des ruptures fragiles ? Pour qu'on ne remarque aucune déformation significative avant une rupture, il faut que la défaillance soit locale et qu'elle concerne un élément non redondant de la structure. Il faut encore que cet élément soit lui-même homogène dans sa conception et sa réalisation, de sorte que la propagation ultime du défaut puisse l'affecter en une fois et dans sa totalité.

C'est donc la protection des armatures de précontrainte contre la corrosion qui sera examinée plus en détail.

### **PROTECTION DES ARMATURES DE PRECONTRAINTES EN USINE**

Au cours des dix dernières années, différentes solutions ont été adoptées par les producteurs pour obtenir des armatures de précontrainte plus résistantes à la corrosion.

#### **• ARMATURES DE PRECONTRAINTES (FILS, TORONS, BARRES)**

Des essais de corrosion sous contrainte à l'eau distillée ainsi que des essais de corrosion au thiocyanate d'ammonium permettent dorénavant d'apprécier la sensibilité des armatures de précontrainte.

Des spécifications ont été précisées :

- Résistance à la corrosion à l'eau distillée 0.8 Fr : 90 jours (fils, torons et barres)
- Résistance au thiocyanate d'ammonium :

	FILS	TORONS	BARRES
temps mini	1 h 30	1 h 30	60 h
temps moyen	4 h 00	3 ou 4 h	250 h

#### **• ARMATURES DE PRECONTRAINTES GALVANISEES/GALFANISEES**

En 1994, sous l'égide de la Commission Interministérielle de la Précontrainte (CIP), les armatures galvanisées à chaud (fils lisses et torons) font l'objet d'une réglementation.

En parallèle, l'AFNOR publie la norme NFA 35035 intitulée « Fils lisses et torons de précontrainte galvanisés à chaud ».

Il existe :

- deux catégories d'armatures :

=> fil galvanisé	classe 1670 et 1770
=> toron à sept fils galvanisés	classe 1770 et 1860

- deux sous-classes selon les applications envisagées pour les torons :

- => **A**
  - Traction ondulée entre 0.70 Fm et 0.70 Fm -2ΔFa avec  $2\Delta Fa/A_n = 190$  MPa
  - Coefficient de perte de résistance par traction déviée  $\leq$  à 28 %
- => **B**
  - Traction ondulée entre 0.45 Fm et 0.45 Fm -2ΔFa avec  $2\Delta Fa/A_n = 300$  MPa
  - Coefficient de perte de résistance par traction déviée  $\leq$  à 20 %

Dans le cas des torons, la galvanisation des fils constitutifs du toron doit être effectuée avant l'opération de toronnage.

La méthode de galvanisation est laissée au choix du producteur du fil lisse ou du fil constitutif de toron de précontrainte galvanisé.

La masse déposée par unité de surface est comprise entre 190 et 350 g/m<sup>2</sup> (correspondant à des épaisseurs moyennes de zinc de 27 à 50 μm).

Cette année, une nouvelle norme AFNOR NFA 35035 paraîtra. Cette fois, elle est étendue au revêtement d'alliage zinc-aluminium à 5 % d'aluminium et aux fils lisses de diamètre 5 et 6 mm, de classe de résistance 1860 MPa et/ou 1770 MPa.

#### • ARMATURES DE PRECONTRAINTE GAINÉES PROTÉGÉES

Dès 1988, un règlement de l'homologation et du contrôle des armatures de précontrainte gainées protégées était en vigueur.

L'armature utilisée doit être homologuée ou bénéficiée d'une autorisation de fourniture.

Le matériau de protection (graisses, cires, ...) et le matériau constitutif de la gaine (PEHD, ...) font l'objet de spécifications spécifiques. Il en est de même pour l'armature gainée protégée.

Compte tenu de l'expérience acquise, un projet de norme a été transmis au bureau national de la sidérurgie au début de cette année pour instruction.

Les principales innovations sont les suivantes :

#### **PEHD**

- **Mélange prêt à l'emploi (granules) exclusivement**

⇒ ENGAGEMENT DU FOURNISSEUR à respecter les spécifications suivantes :

- <u>Melt index</u> :	≤ 0.25 g/10 min sous 2.16 Kg	ISO 1133
- <u>Masse volumique</u>	≥ 0.94 g/cm <sup>3</sup>	ISO 1133
- <u>Teneur en noir de carbone</u>	2.3 ± 0.3 %	ISO 6964
- <u>Dispersion en noir de carbone</u>	Indice maximal C2	ISO 4437
- <u>Répartition en noir de carbone</u>	Indice maximal 3	ISO 4437
- <u>Limite d'écoulement (23°C)</u>	≥ 22 MPa (1)	ISO 527.2
- <u>Allongement (23°C)</u>	≥ 600 % (1)	ISO 527.2
- <u>Allongement à - 20°C</u>	≥ 350 %	ISO 527.2
- <u>Stabilité thermique</u>	≥ 20 mn à 20°C sous O <sup>2</sup> sans dégradation	ISO/TR 10837 (O.I.T. : Oxygene Induction Time)

(1) *Eprouvettes normalisées ISO 1 BA, vitesse de traction : 100 mm/mm*

- **Fabrication de la gaine**

⇒ ENGAGEMENT DE L'EXTRUDEUR à respecter les spécifications suivantes :

- Limite d'écoulement (23°C) ≥ 18 MPa (1) ISO 527.2
- Allongement (23°C) ≥ 500 % (1) ISO 527.2
- Allongement à - 20°C ≥ 250 % (1) ISO 527.2
- Etat de surface :
  - Absence de rayures (2)
  - Absence de blessures (2)
  - Absence de bulles
  - Absence de trace de produit de remplissage
- **Fissuration sous contrainte** : Aucune fissuration après 72 heures dans un liquide tensioactif à 50°C NFC 32.060
- **Tenue aux U.V.** (3000 heures) : Absence de fissures DIN 53387  
Maintien de la limite d'écoulement  $\Delta A \leq 25 \%$
- **Thermique** (100°C 3 jours) : Variation en limite d'écoulement :  $\leq 25 \%$  NFT 51034  
Variation à l'allongement :  $\leq 25 \%$
- **Tenue à l'huile minérale** (du matériau de protection) NFT 51-029
- **Tenue aux acides**
- **Tenue aux solvants**
- **Tenue au brouillard salin**
  - Variation en limite d'écoulement  $\leq 25 \%$
  - Variation en allongement  $\leq 25 \%$
  - Variation en volume  $\leq 5 \%$



## PROTECTION DES ARMATURES DE PRECONTRAINTE IN SITU

La qualité de la protection des armatures de précontrainte in situ est l'un des soucis constants des maîtres d'œuvre. En post-tension, cette protection est assurée dans la plupart des cas par l'injection d'un coulis de ciment dans les conduits qui abritent les câbles et par la réalisation de cachetages efficaces au niveau des ancrages.

Après une période d'euphorie, la décennie 80 a vu s'amorcer un tournant : l'utilisation des superplastifiants s'est répandue, des changements sont intervenus dans la normalisation des ciments, modifiant par contrecoup les sources d'approvisionnement en produits aptes à ces applications très particulières. Les contrôles se sont relâchés.

Dès le début des années 90, des signes avant-coureurs de problèmes ont pu être détectés sur certains ouvrages. On a observé des dépôts généralement blanchâtres, au-dessus du coulis remplissant les capots provisoires d'injection.

Une campagne d'auscultation gammagraphique des câbles extérieurs d'un pont caisson construit peu auparavant a confirmé la présence d'anomalies : défauts de remplissage aux points hauts, présence d'un produit de consistance pâteuse surmonté d'une pellicule d'eau et d'une poche d'air.

Des vérifications sur d'autres ouvrages en construction ont montré depuis lors que le phénomène est fréquent et se produit aussi dans les structures courantes comme les ponts dalles.

Il n'est pas prouvé que ces défauts présentent un véritable danger pour la conservation des aciers de précontrainte. Toutefois, l'Administration de l'Équipement a mis en œuvre trois actions :

- une note d'information SETRA-LCPC sur les coulis. Ce document attire l'attention des maîtres d'œuvre sur les problèmes rencontrés et systématise la réalisation d'essais sur tubes transparents inclinés (longueur 5 m, angle d'inclinaison  $30^\circ \pm 2^\circ$ ) à titre d'essais de convenance.
- la mise au point d'une procédure d'homologation sous l'autorité de la CIP .
- un effort de recherche entrepris au LCPC, en collaboration avec les professionnels concernés, sur la quantification des paramètres influant sur la qualité des coulis et sur la formulation de ces produits.

Une circulaire n°99.54 du 20 août 1999 institue un avis technique des coulis d'injection pour conduits de précontrainte, délivré par la commission interministérielle de précontrainte.

Compte tenu du caractère évolutif du référentiel technique, les coulis s'y conformant ne bénéficieront dans un premier temps que d'un avis provisoire d'un an.

Même lorsque la doctrine prendra la forme d'un référentiel technique éprouvé, les produits proposés à l'avis technique resteront soumis, pendant une période probatoire, à cette procédure « d'avis provisoire » pour permettre une confirmation, par mise en œuvre sur chantier, de leurs qualités attendues.

Compte tenu de la variabilité des ciments, des problèmes de compatibilité ciment-adjuvant, de la sensibilité des coulis aux variations de température, les produits prêts à l'emploi, pré-conditionnés par le fournisseur, sont sans doute une solution d'avenir.

Encore conviendra-t-il de s'assurer que les prescriptions de fabrication soient bien respectées et que des procédures d'injection adéquates soient effectivement suivies par l'entreprise distributrice spécialisée chargée des travaux.

Pour l'injection à l'aide de produits souples, la cire microcristalline convient parfaitement. Il est néanmoins nécessaire d'attirer l'attention des utilisateurs sur la vérification préalable de l'étanchéité des conduits de précontrainte ainsi que sur les purges nécessaires du produit d'injection afin d'éliminer toute l'eau y compris celle de condensation.

## CONCLUSION

Dans les années à venir, le travail va consister à améliorer la durabilité des armatures de précontrainte dans le domaine de la post-tension. D'autant que ces armatures évolueront très peu à l'exception de nouvelles classes de résistance et du développement d'un nouveau toron dit « cohérent » pour des utilisations particulières.

Nous devons aussi tenir compte de la normalisation européenne des ciments et de l'arrivée de nouveaux produits (superplastifiants, ...)

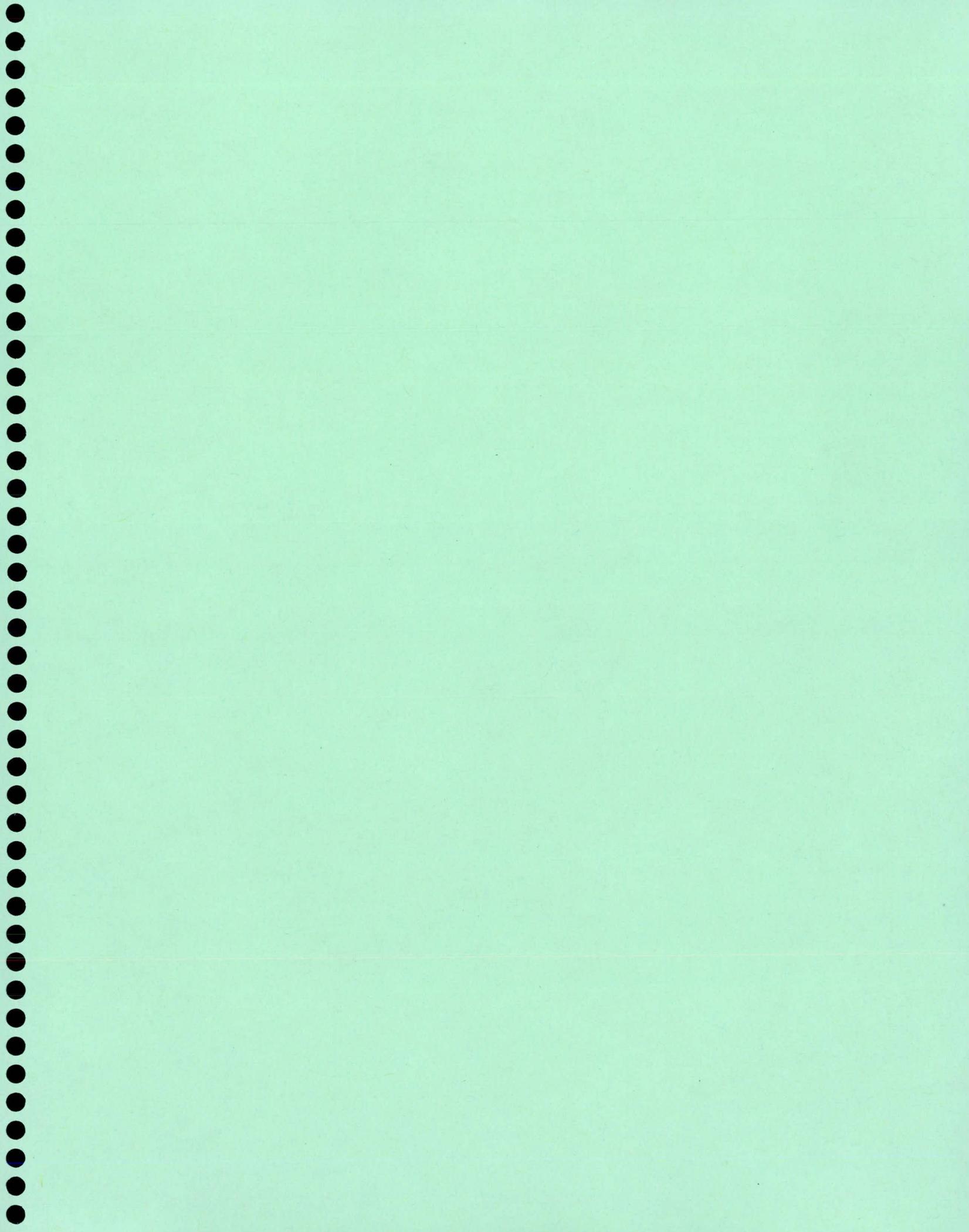
Des recherches en cours, sur la rhéologie des coulis de ciment notamment, permettront de mieux comprendre certains mécanismes et d'améliorer nos connaissances actuelles.

Il est certain que les conduits de précontrainte et la mise en œuvre jouent un rôle également important dans la pérennité de la précontrainte.

Dans le domaine de la précontrainte par pré-tension, des travaux sur le crantage sont aussi en cours. L'utilisation d'armatures de précontrainte galvanisées n'a jamais été envisagée. Si leurs longueurs de scellement étaient identiques à celles des armatures « claires », il ne resterait plus qu'à régler le problème de la compatibilité : armatures galvanisées – béton. Il conviendrait encore de vérifier que l'ajout de bichromate de potassium comme inhibiteur de corrosion est suffisant.

En France, la galvanisation est considérée comme une protection provisoire.

Une autre voie plus prometteuse, consisterait à utiliser des armatures de précontrainte phosphatées en phase finale.





7<sup>ème</sup> colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages  
d'art

La galvanisation et la galfanisation des aciers de  
précontrainte :  
Fabrication-produit-performance

1. Définition

Il s'agit de revêtement métallique par immersion à chaud. Cette méthode consiste à faire passer par défilement l'élément à revêtir dans un bain de zinc et/ou dans un bain d'alliage zinc-aluminium en fusion.

Qu'il s'agisse de monofils ou de toron, le revêtement s'effectue toujours AVANT l'opération finale de traitement thermo mécanique et dans le cas des torons AVANT l'opération de toronnage.

Galvanisation = revêtement 100 % Zinc

Galfanisation = revêtement 95 % Zinc + 5 % Aluminium

2. Propriétés des revêtements métalliques Zn et Zn + Al  
suivant NFA 35-035

2.1 *Masse de revêtement par unité de surface*  
Comprise entre 190 et 350 gr/m<sup>2</sup> (épaisseur de 26 à 49M)

2.2 *Adhérence*  
Par enroulement de 6 spires du fil revêtu sur un mandrin cylindrique de Ø variable en fonction du Ø fil (de 20 à 35 mm).

2.3 *Continuité*  
Par attaque au sulfate de cuivre à 275gr/litre  
Nombre d'immersions minimales de 60 secondes = 2.  
Remarques : la cinétique de réaction est plus rapide avec l'alliage Zn + Al et de ce fait ce test est réduit à 2 immersions de 45 secondes.



3. Caractéristiques mécaniques des armatures revêtues normalisées : (voir tableau).

Celles-ci sont semblables aux armatures non revêtues.

3.1

Catégorie de l'armature	Diamètre nominal mm	Classe de résistance 1) MPa	F <sub>m</sub> KN	F <sub>p0,1</sub> KN	Agt %	Z 2)	P1 000/0.7 3) %		
Fil lisse revêtu	5	1770	34.7	31.0	3.5	Rupture ductile visible à l'œil nu	2.5		
		1860	36.5	32.5					
	6	1670	47.3	42.0	3.5	Rupture ductile visible à l'œil nu	2.5		
		1770	50.1	44.6					
Toron à 7 fils revêtus	12.5	1770	164	146	3.5	Rupture ductile visible à l'œil nu	2.5		
		1860	173	154					
	12.9	1770	177	158				186	166
		1860	248	220					
	15.2	1770	260	230				265	236
		1860	279	248					
15.7	1770	265	236	279	248				
	1860	279	248						

1) La notion de classe de résistance n'est utilisée qu'à des fins de désignation ; la valeur correspond à la valeur arrondie de la résistance à la traction de l'armature exprimée en Mpa.  
2) En cas de contestation, le coefficient de striction est mesuré et doit être supérieur à 25 %  
3) Par accord entre l'acheteur et le producteur, une valeur spécifiée de 4.5 % peut être fixée pour P1 000/0.8



### 3.2 *Résistance à la fatigue sous charge axiale*

Les conditions d'essai tant en monofils qu'en torons sont spécifiques par utilisation et analogues à celles imposées sur armatures non revêtues.

Cas de la postention et de la prétention (armatures de catégorie A)

- dans ce cas l'aptitude à la traction déviée est de  $K_{max} = 28$
- l'essai de fatigue est poussé sans rupture jusqu'à  $2 \cdot 10^6$  de cycles de sollicitations entre  $0.7 F_{me}$  et  $0.7 F_{me} - 200 \text{ Mpa}$  ( $190 \text{ Mpa} =$  torons).

Cas de haubanage des ponts

- Dans ce cas, l'aptitude à la traction déviée est de  $K_{max} = 20$
- L'essai de fatigue est poussé sans rupture jusqu'à  $2 \cdot 10^6$  cycles de sollicitations entre  $0.45 F_{me}$  et  $0.45 F_{me} - 300 \text{ Mpa}$ .  
 $F_{me}$  = charge maximale effective déterminée par deux essais de traction sur éprouvettes contiguës à celle soumise à l'essai de fatigue.

## 4. Spécificités principale du revêtement Galva et Galfan

### 4.1 *Le zinc*

Le zinc offre une protection active, l'acier est protégé tant que cette couche galvanique est présente. Nous sommes donc confrontés à la vitesse de consommation du zinc dans le temps et ce en fonction des agents extérieurs agressifs (milieux salin, industriels ou autres).

L'épaisseur de la couche de zinc varie habituellement de 25 à 50 microns, correspondant à un grammage de 190 à 350  $\text{g/m}^2$ ; celle-ci est en conformité avec la seule norme traitant de ce sujet : la NFA 35-035.

La limite supérieure a été établie dans le but d'éviter l'engorgement de la denture des clavettes des ancrages qui pourrait être une source de glissement dans les clavettes. La seule technique fiable de fabrication est la galvanisation à chaud, une bonne maîtrise du bain de décapage avant galvanisation est de rigueur ( $T^\circ$ /concentration) pour éviter tout risque d'adsorption susceptible d'assurer une fragilisation de l'acier.

### 4.2 *Le zinc + aluminium (galfan)*

C'est un alliage particulier de zinc (95 %) et d'aluminium (5 %). Cette composition correspond à l'eutectique du diagramme zinc/aluminium et a été retenue pour l'excellent compromis qu'elle offre en matière de ductilité et de tenue à la corrosion. La tenue à la corrosion évaluée tant par le test au brouillard salin que par le test au  $\text{SO}_2$  est réputée 2 à 3 fois supérieure à celle du zinc pur et ce à épaisseur égale. Ceci s'explique entre autre par une passivation de la surface liée à la dissolution plus rapide du zinc conduisant de ce fait à un enrichissement d'aluminium. Ce dernier se transforme en oxyde d'aluminium et forme une barrière passive (noircissement de l'extérieur de l'armature).

La fabrication peut se faire de 2 manières :

- a) la première consiste à faire passer l'armature dans un bain constitué de zinc (95 %) et d'aluminium (5 %)

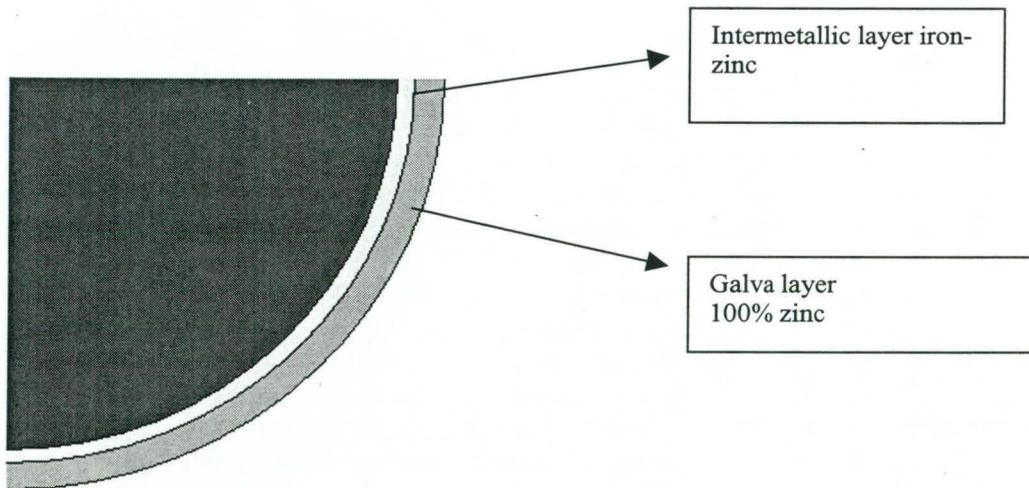


- b) la seconde consiste à faire passer l'armature dans deux bains consécutifs ; le premier bain est constitué de zinc pur, le second bain contient du zinc et de l'aluminium soigneusement contrôlé. L'avantage de ce procédé est d'enrichir la couche intermétallique de zinc et de fer par une quantité importante d'aluminium (15 à 25 %). Cette forte concentration en aluminium due à un phénomène de diffusion thermique peut être considérée comme une ultime et troisième barrière contre la corrosion.

Remarque : il a été démontré que ces deux couches extérieures à 5 % d'Al et intermédiaire à environ 20 % d'Al sont dotées de duretés Vickers significativement supérieures à celles obtenues par une galvanisation classique : cette propriété peut se révéler intéressante au niveau des ancrages (rendement amélioré : 2% en +).

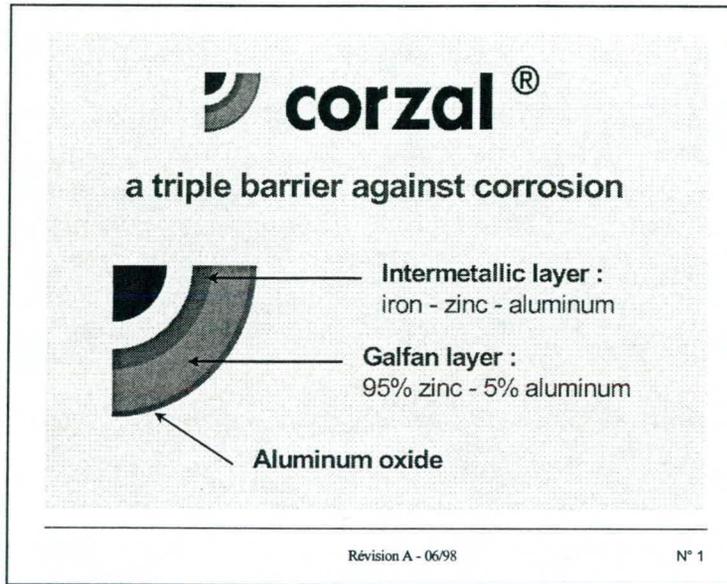
#### 4.3 Couche intermétallique

##### 4.3.1 Galva

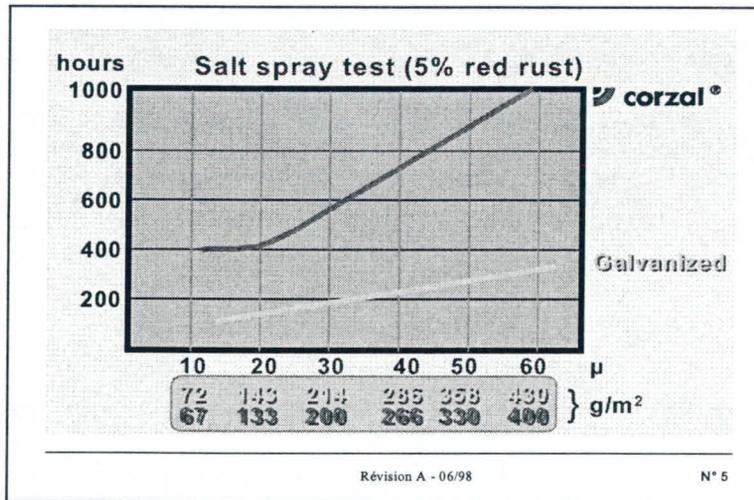




4.3.2 *Galfan*

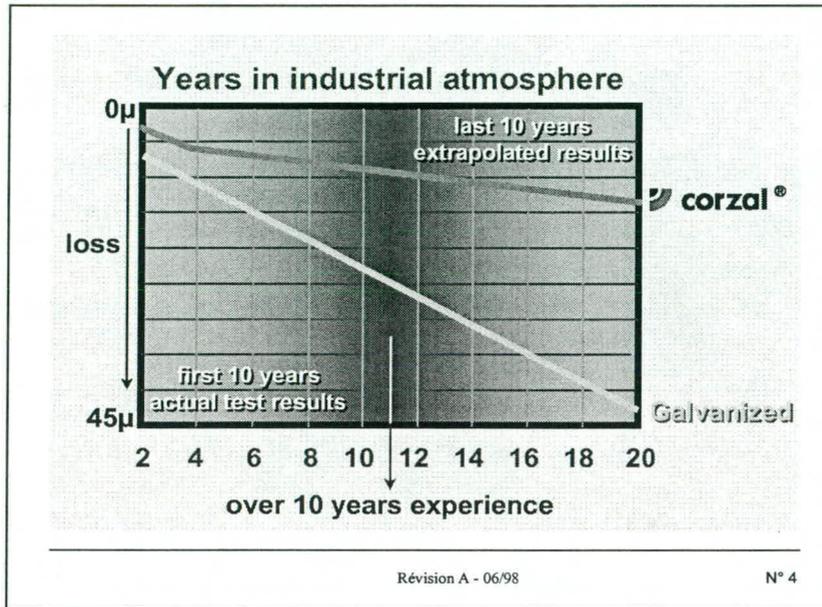


4.4 *Brouillard salin*



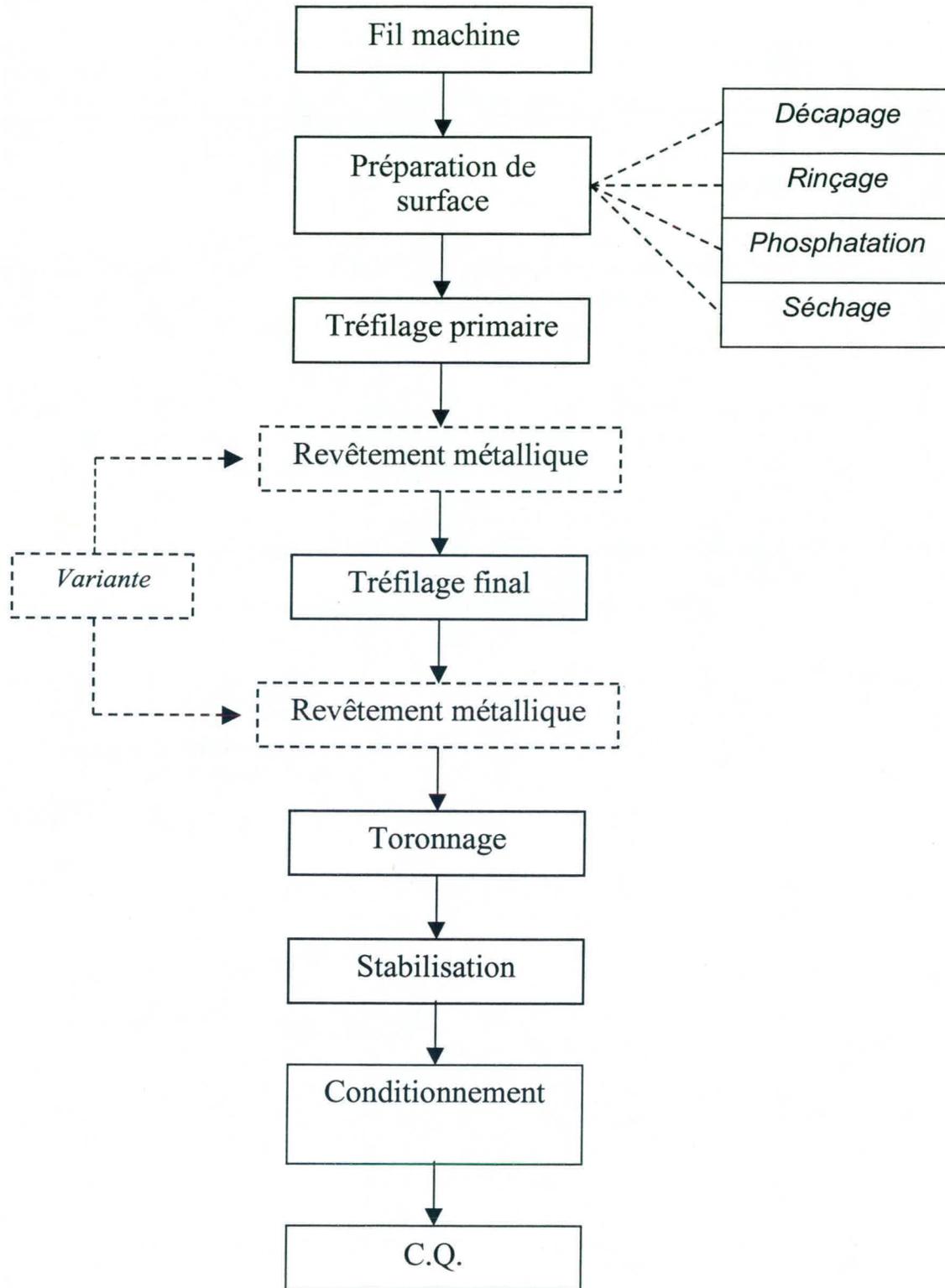


4.5 Test en atmosphère industriel (SO<sub>2</sub>)





5. Fabrication





6. Développement / utilisation

6.1 *Haubannage*

C'est à ce jour dans le domaine du haubannage des ponts que le toron galvanisé ou galfanisé est régulièrement utilisé : ce produit est d'ailleurs gainé de PEHD et un apport de cire ou de graisse se réalise entre les fils et l'enveloppe de PEHD pour offrir des protections supplémentaires contre la corrosion.

6.2 *Renforcement des barrières de sécurité en béton type New Jersey*

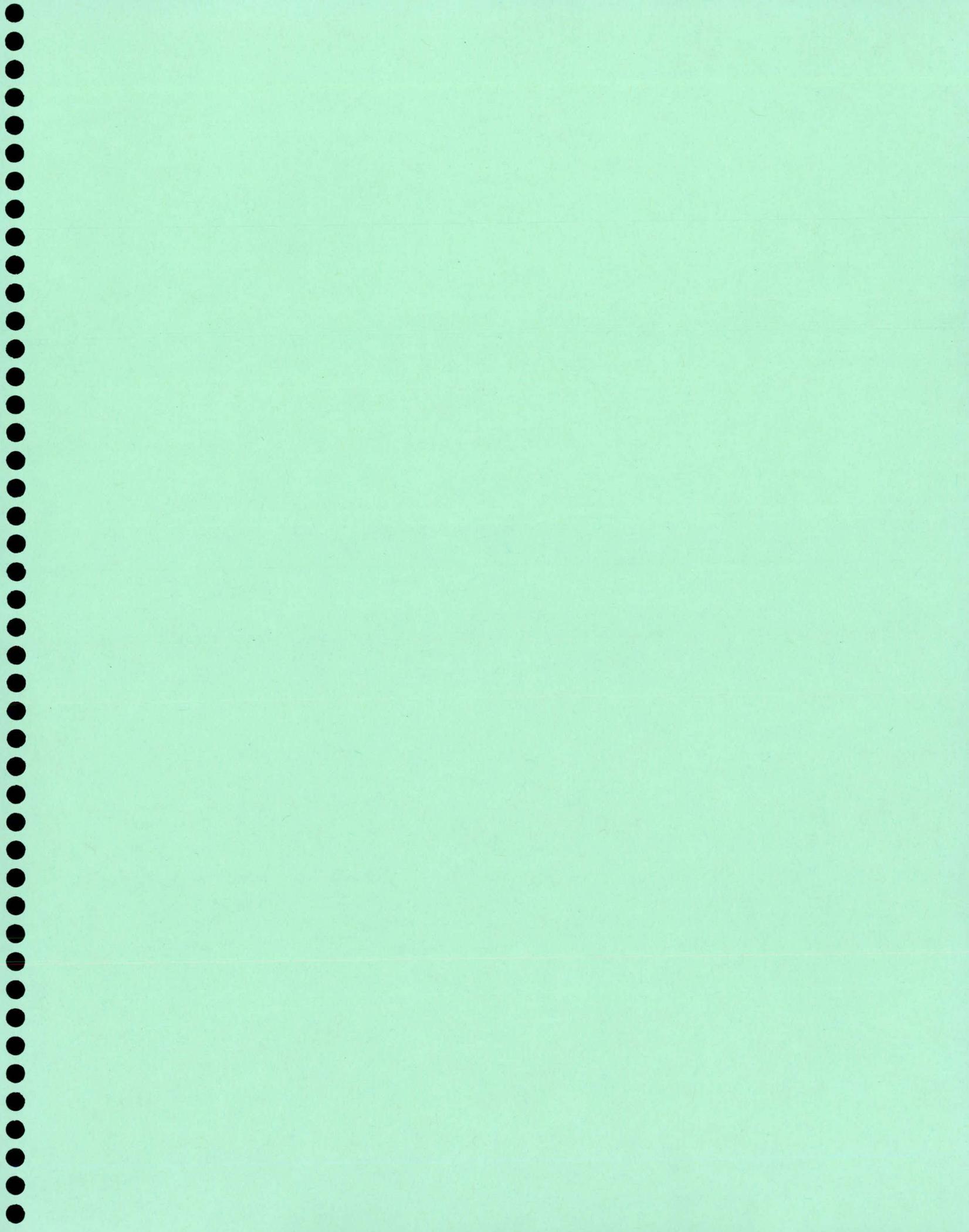
Il s'agit d'armatures galvanisées de 3 x 2.45 à 1670 N/mm<sup>2</sup> utilisées en tant qu'armature adhérentes passives.

6.3 *Autres domaines ?*

A ce jour pas ou peu d'expérience connue. Il apparaît toutefois que les propriétés chimiques des ciments utilisés pour la fabrication des bétons doivent être en conformité avec la réglementation exigée pour les coulis de ciment afin d'éviter toute réaction d'agressivité des bétons sur le revêtement métallique et les armatures proprement dites. La notion d'adhérence au béton doit être évaluée.

Une étude préalable pourrait se justifier suivant les cas spécifiques d'utilisation.

A. Demonté  
Directeur Produit et Développement  
Acier précontrainte



# EVALUATION DES PONTS SUSPENDUS AU QUEBEC : LE CAS DU PONT DE L'ÎLE D'ORLEANS

**Martin Talbot, ing., Ph.D.**

Direction des structures, Ministère des transports du Québec.

**RÉSUMÉ :** Nous présentons certains résultats expérimentaux (statiques et dynamiques du laboratoire mobile) et numériques (modèle éléments finis complet 3-D) de l'évaluation du pont suspendu de l'Île d'Orléans. Les principales composantes structurales sont aussi passées en revue : les fermes, les tours, les câbles porteurs et les suspentes. A la lumière de ces résultats, nous présentons finalement les étapes à suivre prochainement.

## 1. Historique et descriptif du pont

À l'opposé des ponts suspendus de Grand-Mère (en 1929) et du pont Laporte (en 1970) qui ont été conçus (pour la partie suspendue) par la firme Steinman *et Al.* de New York, le pont de l'Île d'Orléans est une belle réalisation du début des années trente des ingénieurs montréalais Monsarrat et Pratley (aussi concepteurs du Lions' Gate Bridge de Vancouver, à peu près à la même époque).

Le pont de l'Île d'Orléans a déjà été décrit dans la littérature (Pratley, 1936; Armstrong, 1938). Il a été ouvert à la circulation en 1935 (travaux débutés en 1931) soit il y a plus de 65 ans (figure 1). Il mesure 722m d'un bloc d'ancrage à l'autre et il possède trois travées de 127m, de 323m (centrale) et de 127m. Les deux câbles porteurs forment une longueur totale de 1535m et sont constitués de 37 torons galvanisés (aire totale de 26974.0mm<sup>2</sup>). Les suspentes sont au nombre de 118 et formeraient une longueur de 3528m si on les mettait bout à bout (aire totale = 2 x 595.5mm<sup>2</sup> = 1191.0mm<sup>2</sup>). Elles sont constituées de 7 petits torons galvanisés torsadés.

Ce pont suspendu n'a pas subi de modification ou de renforcement structural depuis 1935. Seule sa charge permanente a été légèrement modifiée par l'ajout d'une mince couche de bitume (revêtement antidérapant) en 1962.

## 2. Modélisation et analyse de la structure

Le pont de l'Île d'Orléans a été calculé à l'origine à l'aide d'équations analytiques basées sur des simplifications d'une théorie non linéaire. Cette approche analytique a donné à l'époque des résultats relativement précis (comprendre raisonnablement conservateurs). Ce sont ces mêmes équations qui ont permis la conception des grands ponts du début de ce siècle (Steinman, 1957; Pugsley, 1968; Gimsing, 1983).

Cependant, ces équations analytiques sont d'un intérêt très limité pour le cas d'une évaluation structurale moderne où le moindre excès de conservatisme conduira à une grande surévaluation du nombre d'éléments à renforcer ou à remplacer. De plus, ces équations ne tiennent pas compte, en général des possibles caractéristiques tridimensionnelles du problème (notamment pour les calculs dynamiques), des variations d'inertie des fermes, des affaissements dissymétriques des appuis, etc...

D'autre part, nous savons que l'utilisation et le développement des méthodes numériques actuelles de type éléments finis a très bien fait ses preuves au cours de ces dernières années pour ce qui est de la modélisation (statique, dynamique, interaction pont-véhicule) d'ouvrages d'art au Québec (Akoussah *et Al.*, 1997 ; Henchi, *et Al.*, 1995, 1996, 1997a, 1997b, 1997c, 1998a, 1998b, 1998c, 1998d ; Paultre *et Al.*, 1995 ; Savard, 1992 ; Talbot *et Al.*, 1992, 1993).

De la même manière, la méthode des éléments finis permet ici de construire un modèle tridimensionnel complet (figure 2) sans avoir à effectuer les hypothèses analytiques habituelles. Cependant, cette approche n'est pas directement applicable sans précaution à la modélisation d'un pont suspendu car ces structures sont très flexibles et intrinsèquement non linéaires et cela, dus au système de suspension (câbles, suspentes) dont la rigidité transversale est nulle en analyse linéaire mais directement proportionnelle à la tension en analyse non linéaire (Talbot, 1990). Il faut donc ici en tenir compte (Bégin, 1995 ; Paultre et Proulx, 1997 ; Savard et Talbot, 1997).

Le tableau 1 démontre bien qu'il est impossible de se contenter d'une analyse linéaire (erreurs inacceptables sur les déplacements et les efforts critiques). De plus, même en tenant compte des non-linéarités, la géométrie initiale est inconnue et il faut la calculer non-linéairement de manière à converger sur la géométrie finale exacte des plans, après déformation, due à la charge morte. Après convergence, il ne doit pas y avoir de réaction d'appui pour les fermes sous leur poids propre (ni même de moments ou d'efforts tranchants où que ce soit dans les fermes). Il n'y a donc pas d'efforts (de compression ou de traction) significatifs dans les membrures des fermes (sauf bien sûr les faibles effets du poids propre local d'un segment donné entre deux suspentes).

### **3. Inspection et évaluation du système de suspension**

En 1981, une première évaluation du système de suspension a été effectuée par la firme Bergeron & Côté (Bergeron, 1981) avec la firme Steinman *et Al.* de New York comme sous-contractant. Dans un premier temps, un arpentage fait avec précision a démontré un changement très important de la géométrie sous la forme d'affaissements considérables des parties Nord (170mm du bloc d'ancrage Nord, 140mm du petit pylône Nord, 460mm de la grande tour Nord et 650mm au centre de la travée centrale) et une inclinaison de 90mm de la grande tour Nord et de 65mm du petit pylône Nord (figure 3). De plus, de légères différences (environ 10 à 20 mm) ont aussi été constatées entre les côtés amont et aval. À l'heure actuelle, on ne sait pas si ce changement évolue et si oui, à quelle vitesse.

Une inspection détaillée du câble porteur (incluant l'ouverture du câble porteur en certains points) a alors eu lieu. Globalement, les torons étaient en relativement bon état malgré la présence d'humidité à certaines sections et la présence d'oxydation de la couche de galvanisation et de quelques taches de rouille mais sans pertes de sections (notamment aux sections S22-nord et portique nord). Une perte de section a cependant été observée dans les chambres d'ancrage, notamment Nord-Ouest (96.7% d'aire restante) due au problème de la forte présence d'humidité ambiante. La capacité portante pour un chargement de voie centrale de type MS250 a donné un facteur de sécurité (F.S.) de 2.56 qui est donc supérieur au 2.5 sans restrictions ou au 2.3 avec restrictions des valeurs internationales selon les calculs effectués par la firme Steinman *et Al.* (Bergeron, 1981).

L'inspection détaillée des suspentes a démontrée une assez bonne condition structurale avec une légère corrosion des fils sur la plupart des suspentes. Il n'y avait pas de fils brisés observables mais parfois une possibilité pour l'eau de s'infiltrer. Une suspente courte (la C- 66, au centre de la travée centrale) a été testée au laboratoire central du MTQ (rupture à 98.6% de la résistance à la rupture moyenne déterminée à l'époque (Bergeron, 1981)). La capacité portante calculée à l'époque (calculs effectués par la firme Steinman *et Al.*) a cependant donné comme limite de chargement un MS200 (un F.S.=2.42, donc avec restriction).

En 1981, aucun autre élément (tours, fermes, etc...) n'a alors fait l'objet d'une inspection ou d'une évaluation. Toutefois, une inspection générale très détaillée de tous les éléments (nécessitant notamment des techniques d'escalade) a été effectuée en 1993 puis en 1998 par J. Labbé et A. Godbout (Labbé, 1994, 1998).

#### 4. Tests du laboratoire mobile

Des tests statiques et dynamiques ont été effectués à l'automne 1998 par l'équipe du laboratoire mobile (Savard, 1999). Les tests statiques (avec jauges) portaient sur une section de la ferme (C-50 soit environ au tiers de la portée centrale, du côté Sud). On y a fait circuler deux camions (de 25000kg et 28000kg) le long des trois travées. Les valeurs des efforts dans les cordes inférieures, supérieures, diagonales, verticales et l'entretoise ont ainsi été comparées avec succès à celles du modèle par éléments finis (figures 7, 8, 9, 10) et ont mis en lumière le comportement partiellement composite du vieux tablier d'origine. Ainsi, à titre comparatif, la valeur expérimentale maximale de la tension mesurée dans la corde inférieure était de 905.9 kN, la valeur du modèle numérique final de 1125kN et la valeur d'un modèle ne tenant pas compte de l'effet partiellement composite de 1522kN. Cela constitue une différence appréciable. De plus, pour les autres membrures, la différence entre les valeurs expérimentales et celles du modèle étaient encore nettement plus faibles.

La première partie des tests dynamiques de 1998 a déjà conduit à l'identification des premiers modes de flexion et permis leur bonne comparaison aux valeurs du modèle numérique (figure 6). Il est à noter toutefois qu'une seconde phase de tests in situ, prévus à l'origine pour l'automne 1999, mais reportés à l'été 2000, pour des raisons de disponibilité du laboratoire mobile, viendra compléter les résultats dynamiques. Enfin, la tension a été mesurée dans 17 suspentes et les résultats en seront discutés en détail plus loin.

#### 5. Charges et effets considérés

L'évaluation complète d'un pont suspendu nécessite de considérer un grand nombre de cas de charges de voies possibles qu'il faut combiner au passage des camions (à 60%). De plus, compte tenu des effets d'élongation du câble porteur dus aux températures extrêmes, il faut normalement inclure les effets thermiques dans l'évaluation (ce qui n'est pas une pratique courante pour l'évaluation des structures plus standards). Le caractère probable d'une combinaison d'effets thermiques importants et de charges routières justifie tout à fait une telle approche. Pour les fins de cette évaluation, nous avons repris les températures extrêmes de conception de l'ouvrage soit : une température moyenne de  $15.5C^0$  ( $60F^0$ ), une température minimale de  $-28.9C^0$  ( $-20F^0$ ) et une température maximale de  $48.9C^0$  ( $120F^0$ ).

Par contre et comme c'est le cas en général, en évaluation, l'ajout des charges séismiques et de vent n'a pas été considéré dans un premier temps. Cependant, il est prévu en tenir compte ultérieurement dans le cas d'un calcul final et global de renforcement et de modification structural.

L'effet structural des changements géométriques importants observés en 1981 (figure 3) a aussi pu être quantifié par le modèle numérique. Il est à noter que le modèle numérique a révélé qu'en appliquant les affaissements d'appui mesurés, il n'était pas possible d'obtenir les flèches mesurées loin des appuis dans les fermes. Pour obtenir ces valeurs de flèche, il a fallu ajouter (en plus des effets du bitume posé dans les années soixante) une élongation (relaxation à long terme) du câble porteur d'une valeur moyenne de 0.019% (ce qui correspond à une dilatation thermique équivalente d'environ  $16C^0$ ). Il peut être rassurant de constater que ce phénomène a déjà été observé dans la littérature avec des valeurs de 0.038% sur le Lions' Gate de Vancouver (Buckland, 1990) et de 0.018% pour divers ponts suspendus (Brignon, M., Gourmelon, J.-P., 1989).

Or, il appert que les effets engendrés sur les efforts par de telles modifications sont, compte tenu de l'intensité des affaissements, étonnamment faibles. A titre d'exemple, il peut être intéressant de souligner les effets respectifs de ces changements sur une membrure particulièrement affectée, soit la corde inférieure au centre de la travée centrale. Ainsi, le modèle donne un effort axial de 86kN pour l'effet de la charge morte d'origine, de 224kN pour le bitume, de 459kN pour la température maximale, de 277kN pour les effets d'affaissements d'appui et de relaxation du câble et de 4869kN pour l'effet de la charge de voie pondérée maximale (incluant 60 % de QS660). Et l'on notera que pour la plupart des autres éléments structuraux, ces effets sont encore plus faibles.

## **6. Fermes (centrale et d'approche)**

Les fermes, contrairement aux câbles, aux suspentes et aux tours, ne subissent que des effets pratiquement négligeables dus à la charge morte (hormis le faible ajout de bitume en 1962 et l'effet local du poids propre de chaque segment entre les suspentes). Les membrures ont donc été essentiellement conçues pour les charges vives. Puisque ces charges vives ont fortement évoluées en 65 ans, on comprend alors l'état de faiblesse d'un grand nombre de membrures de ces fermes. Des remarques de même nature ont aussi été formulées incidemment pour le pont de Grand-Mère et pour le Lions' Gate (Buckland, 1981a, 1990).

Les membrures sont sensibles aux nombreux cas de charges de voies. Il y a aussi inversion d'efforts dans les travées (d'où l'importance de certaines charges de voie incomplètes). Plus de 500 membrures (sur un total de 1648 pour l'ensemble des fermes) ont un FCS inférieur à 0.85 (près de 800 membrures avec un FCS inférieur à 1.0). Cette enveloppe inclut tous les chargements de voies, les effets thermiques, d'affaissement et de relaxation des câbles porteurs. Sur ce nombre, plus de la moitié est constituée de cordes diagonales. De fait, les inspections de 1994 et 1998 ont révélées de nombreuses cordes diagonales tordues.

## **7. Tours et portiques**

La bonne tenue des tours et des portiques est évidemment aussi importante que le câble porteur lui-même. Tout comme pour les câbles et les suspentes, les tours sont fortement sollicitées par la

charge permanente de l'ouvrage. La différence réside cependant dans le fait que les tours reprennent ces charges sous la forme d'efforts de compression. Il faut donc tenir compte des problèmes à la fois de contraintes et de stabilité. Contrairement aux fermes donc, les charges vives ne constituent qu'une fraction de la charge totale. Les tours sont, en fait, des colonnes encastrées à inertie variable ayant un comportement non linéaire (effets P- $\Delta$ ) et une retenue partielle au sommet due aux câbles porteurs.

Si on admet, dans un premier temps, une inertie moyenne, la valeur de flambement de la tour se situe entre deux cas extrêmes (Pugsley, 1968) soit le flambement pour une colonne entièrement libre au sommet (charge critique pour chaque colonne de la tour =  $C_r = 13950.8$  kN) ou retenue et rotulée au sommet ( $C_r = 113883.7$  kN). La réalité se trouve entre les deux mais, on le constate, la marge est grande (un facteur 8.16 soit  $(2.0/0.7)^{**2}$ ). Or, puisque l'effort total de compression avec la charge vive se situe autour de 13000kN, il importe de calculer avec précision la valeur du flambement non-linéaire en tenant compte de la rigidité (retenue) du câble porteur tendu et du déplacement du sommet (effets P- $\Delta$ ).

Il y a deux cas de chargement critique soit la charge de voie totale pour la compression maximale et la charge de voie partielle (travée centrale et de sortie) pour un effet P- $\Delta$  maximal. Les calculs tiennent compte de la déformation non linéaire de la structure après application des charges mortes et vives. Puis, on procède alors à un calcul aux valeurs propres pour obtenir la charge d'Euler de ce système déformé.

Dans le cas de la charge de voie totale, le facteur de flambement est de 8.4 (soit  $8.4 \times (\text{Morte} + \text{Vive})$ ), une contrainte maximale dans la tour de  $-142$  Mpa (près du sommet) et un déplacement au sommet de 250mm. A titre indicatif et prospectif, on a aussi doublé la charge vive actuelle et obtenu un facteur de flambement de 6.7 (soit  $6.7 \times (D + 2\text{Vive})$ ), une contrainte maximale de  $-187$  Mpa (près du sommet) et un déplacement au sommet de 400mm.

Dans le cas de la charge de voie partielle (travée centrale et de sortie), le facteur de flambement est de 8.5 (soit  $8.5 \times (\text{Morte} + \text{Vive})$ ), une contrainte maximale dans la tour de  $-148$  Mpa (près du sommet) et un déplacement au sommet de 350mm (ce déplacement vient relativiser la déformation de 90mm de 1981 sur la figure 3). A titre indicatif et prospectif, on a aussi doublé la charge vive actuelle et obtenu un facteur de flambement de 6.7 (soit  $6.7 \times (D + 2\text{Vive})$ ), une contrainte maximale de  $-198$  Mpa (près du sommet) et un déplacement au sommet de 580mm. Les tours sont donc parfaitement stables et offrent une résistance satisfaisante. Elles pourraient même résister à une augmentation de la surcharge de voie actuelle ou à une certaine augmentation de son inclinaison si les déformations de 1981 devaient encore progresser.

Quant aux portiques (petites tours), ils forment une colonne uniforme, rotulée à la base (théoriquement et contrairement aux grandes tours, il n'y a donc pas de flexion) et retenue par le câble porteur au sommet avec possibilité de déplacements. Les efforts de compression maxima (avec charge vive) sont de l'ordre de 3900kN. Les deux cas de charges de voie donnent des résultats proches (absence de flexion) soit un facteur de flambement de 14.5 ( $14.5 \times (D + \text{Vive})$ ) et une contrainte maximale de  $-80$  Mpa. A titre indicatif et prospectif, on a aussi doublé la charge vive actuelle et obtenu un facteur de flambement de 11.5 (soit  $11.5 \times (D + 2\text{Vive})$ ) et une contrainte maximale de  $-100$  Mpa. En résumé, les portiques ont une excellente capacité portante.

Ils ont même une réserve qui pourrait être utile selon les scénarios de renforcements qui seront envisagés.

## 8. Câble porteur

La pratique internationale pour les ponts suspendus consiste à calculer un facteur de sécurité pour le câble porteur (dérivé, dans les faits, de la théorie des contraintes admissibles):

$$\text{Facteur de sécurité} = FS = R_{ult.} / (D + L \text{ (incluant un FAD)})$$

Le cas de charge de voie maximum pour le câble porteur est la charge de voie totale (combinée aussi, selon notre norme, avec 60% d'un QS660). La section théorique la plus critique est normalement au sommet de la tour du côté de la travée d'approche avec un FS= 2.78 et un FCS= 2.30 ce qui correspond à une contrainte de 545Mpa. Cependant, la section observée la plus critique est dans la zone d'ancrage nord-ouest avec un FS= 2.70 et un FCS de 2.17 (contrainte de 562Mpa) compte tenu de la réduction de section observée en 1981 (corrosion de certains torons). Il est à noter que la contrainte ultime est de 1500Mpa. Nous sommes donc sécuritaire parce qu'au-dessus du FS de 2.50 sans restriction.

Cependant, seule l'inspection de 1981 nous a permis de connaître (en 65 ans) l'état de l'intérieur du câble porteur en quelques points (sur les 1535m de longueur des 2 câbles ou les 56800m des 37 torons de câbles) en faisant bien sûr exception des 4 zones d'ancrage visibles en tout temps. Or, pour les décennies à venir, il sera nécessaire d'établir (ou à tout le moins de tenter d'établir) un taux de détérioration du câble porteur pour tenir compte de son âge avancé.

En effet, le câble peut naturellement se détériorer pour les raisons suivantes (Stahl et Gagnon, 1996): perte naturelle et graduelle de la couche de galvanisation; endommagement de la galvanisation en certains points (a priori inconnu) lors de la mise en place à l'origine; augmentation de la tendance à la corrosion sous un fort niveau de tension (ici plus de 500Mpa); manque d'étanchéité en certains points de la gaine de protection; perte de ductilité due à une réaction impliquant l'hydrogène (propre au vieillissement des aciers à haute résistance galvanisés). Plusieurs inspections de ponts suspendus aux USA ont mis en évidence une tendance à l'accélération du taux de détérioration des câbles avec l'âge. Même un ouvrage plus récent comme le pont de Tancarville en France, ouvert à la circulation en 1959, a vu ses deux câbles porteurs (avec torons non galvanisés) entièrement remplacés pour cause de corrosion (Virlogeux, 1999). Dans une vision à long terme et si le pont est renforcé pour en prolonger la vie de plusieurs décennies (pour devenir largement centenaire), il nous faudra donc estimer de manière réaliste l'évolution du câble porteur.

## 9. Suspentes

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.

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.

La tension a été mesurée expérimentalement dans 17 suspentes ( 9 à la travée centrale et 8 à la travée Sud) sur un total de 118 suspentes (14% des suspentes). Les tensions ont été obtenues en excitant chaque suspente avec un marteau et en captant ainsi le signal d'un accéléromètre attaché à la suspente (figure 4). Le traitement FFT a alors permis d'obtenir la réponse spectrale de la suspente (figure 5) avec les pics caractéristiques des fréquences fondamentales. A partir de ces fréquences, il a alors été possible de dériver des valeurs de tension (Robert *et Al.*, 1991 ; Savard et Tablot, 1997).

Bien que pour les longues suspentes, la théorie de la simple corde vibrante puisse être suffisante (et alors une seule fréquence suffit), 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. Les valeurs des tensions sont résumées au tableau 2. On y constate de fortes variations de tension qui s'éloignent des valeurs théoriques uniformes. Ainsi, l'une des 17 suspentes mesurées expérimentalement (la #58, donc l'une des plus courtes) a une tension de 526 kN (au lieu des 220 kN théoriques) et cela conduit à un F.S. de 2.04 (soit nettement inférieur au 2.5 inconditionnel et au 2.3 conditionnel) ce qui est normalement considéré comme inacceptable selon les standards internationaux.

Il y manque aussi notamment les suspentes les plus courtes et les plus longues soit vraisemblablement les variations les plus extrêmes (valeurs difficiles à obtenir avec précision, en pratique, par la méthode de l'accéléromètre compte tenu de la plage de fréquence des accéléromètres utilisés). De plus, un seul côté du pont a été investigué.

Or, en 1981, l'évaluation de la firme Steinman *et Al.* de New York n'a pas tenu compte de possibles variations de tensions puisqu'aucune mesure de ce type n'était disponible. Les F.S. calculés étaient donc basés sur une tension uniforme théorique pour toutes les suspentes.

Il est ici intéressant de noter qu'une première tentative de mesures de tension de suspentes avait été effectuée sur seulement 13 suspentes lors de l'évaluation du pont suspendu de Grand-Mère (Savard et Talbot, 1997). Nous avons alors aussi mis en évidence une variation de tension pour laquelle nous n'avons aucune explication (et qui ne figurait pas non plus dans les hypothèses de

calculs de la firme Steinman *et Al.* ). A l'époque, il s'agissait d'une première tentative et il était difficile de mesurer le degré de précision de ces mesures. Nous avons alors convenu de poursuivre nos recherches tant au niveau de la littérature (pour trouver des mentions d'observations similaires) qu'au niveau expérimental (pour trouver une autre technique abordable qui justifierait une contre-mesure et qui surtout nous permettrait de mesurer facilement toutes les suspentes, si possible).

Or, depuis, nous avons fait les mêmes observations expérimentales (bien que sur seulement 14% des suspentes) pour le pont de l'Île d'Orléans. À cela s'ajoute aussi les observations que nous avons recueillies depuis dans la littérature. Ainsi, au Canada, des mesures indirectes des efforts dans les appuis sur le Lions' Gate (Buckland, 1981a) ont démontré un relâchement important (donc une sous tension) des longues suspentes. La même observation a été faite pour le Tacoma Narrows Bridge, USA (Buckland, 1990). Des mesures directes des suspentes inclinées sur le Bosphorus Suspension Bridge, pont ouvert à la circulation en 1973 (Brownjohn *et Al.*, 1989) et sur le Severn Crossing aussi à suspente inclinée et ouvert à la circulation en 1966 (Cuninghame *et Al.*, 1992) ont aussi démontré un fort dérèglement de tension des suspentes. Les suspentes du pont de Brooklyn (1883) ont aussi démontrées de fortes variations (Birdsall, 1991).

Mais c'est surtout en France où l'on semble avoir été le plus sensibilisé depuis longtemps au problème de l'irrégularité de tension dans les suspentes et ce, de manière plus systématique. C'est le cas notamment dans les documents du SETRA-LCPC (Brignon, Gourmelon, 1989 ; Gourmelon, 1985) et dans l'article de Lafuente ; 1983. Dans ces documents, on y lit que « le réglage d'un pont suspendu n'est pas une constante dans le temps et il importe de s'inquiéter périodiquement de son évolution ». Nos récentes observations ne font donc que corroborer cette remarque.

Parmi les raisons de dérèglement des suspentes, on pourrait évoquer notamment le mauvais ajustement géométrique (longueur) lors de l'assemblage des tronçons de fermes, les changements de géométrie du pont dans le temps (affaissements, relaxation des câbles porteurs, ajout de bitume), le glissement des colliers (surtout près des tours, compte tenu de la pente), le blocage d'appuis, la variation initiale du module d'Young équivalent ou apparent (à cause du mouvement des fils entre eux), la relaxation des suspentes qui fait notamment intervenir les appuis des fermes (surtout au niveau des longues suspentes). Notons que l'absence de contrôle final de tension (contrairement aux haubans) peut faire en sorte qu'il y ait un dérèglement même pour des ouvrages récents. Dans l'article de Lafuente (1983) on y donne même des valeurs de dérèglement pour des suspensions refaites récemment et on y constate des dispersions surprenantes.

Le dérèglement des suspentes peut avoir des conséquences diverses. Dans le cas des suspentes en surtension, le FS diminue. Si plusieurs suspentes voisines sont en surtension, le risque d'une réaction en chaîne n'est pas négligeable en cas de rupture d'une suspente. S'il s'agit des petites suspentes, il faut aussi tenir compte de leur plus grande susceptibilité (pour des raisons géométriques non linéaires ou sorte d'effets  $P-\Delta$ ) due aux charges longitudinales (séisme ou freinage), latérales (vent) et de fatigue ainsi que d'accrochage par un véhicule lourd.

De plus, les phénomènes de sous-tension peuvent aussi avoir des conséquences néfastes, dans le temps, tant pour les suspentes que pour la ferme. Une suspente sous-tendue (surtout si elle est longue), peut subir de fortes vibrations locales dus aux décollements de tourbillons (*vortex*

*shedding*). Ceci peut accélérer le phénomène de fatigue et causer éventuellement des bris de certains fils qui ne seront pas nécessairement visibles (A. Pugsley, 1968). De plus, cette sous-tension peut aussi avoir des effets négatifs sur la ferme dans la zone considérée en modifiant le profil d'efforts tranchants (qui peut ressembler à une quasi absence de suspente dans cette zone).

Tout comme pour les câbles porteurs, il faudra aussi tenir compte des phénomènes suivants quant au vieillissement des suspentes : perte naturelle et graduelle de la couche de galvanisation, endommagement de la galvanisation en certains points lors de la mise en place à l'origine ou à cause des vibrations dans le temps, augmentation de la corrosion sous un fort niveau de tension, manque d'étanchéité en certains points de la suspente et perte possible de ductilité due à une réaction impliquant l'hydrogène (propre au vieillissement des aciers à haute résistance galvanisés). De plus, la suspente se déforme au sommet due à la courbure (au contour du câble porteur) et cela peut constituer une porte d'entrée pour l'humidité qui descendra par gravité et s'accumulera au culot.

Ainsi, toutes les suspentes du Golden Gate Bridge (ouvert à la circulation en 1937) ont été remplacées pour des raisons de corrosion au niveau des connections avec la ferme entre 1973 et 1976. Sur le pont Benjamin Franklin, USA (ouvert à la circulation en 1926) toutes les suspentes ont été remplacées entre 1978 et 1980 après avoir constaté (à l'aide de tests de chargement) que le nombre de fils brisés était supérieur à ce que l'inspection visuelle semblait indiquer (Stahl et Gagnon, 1996). Sur le Severn Crossing (ouvert à la circulation en 1966), toutes les suspentes ont été remplacées en 1988 pour des raisons de fissurations dues à la fatigue de corrosion (Cuninghame *et Al.*, 1992).

## 10. Conclusion

En tenant compte des remarques qui ont été exposées, il y a un certain nombre de mesures qui pourraient être prises dans un proche avenir. Tout d'abord, il serait souhaitable de savoir s'il y a eu une évolution des affaissements d'appuis et un changement de la géométrie du pont après 19 ans. Il faut ici faire très attention à la distorsion due aux effets thermiques lors des mesures (Buckland, 1981a, 1990). Il faut aussi compléter la mesure des modes pour les tours et le post-traitement de certains modes 3-D et établir, si possible, un facteur d'amplification dynamique expérimental car les valeurs fournies dans les normes (basées sur la portée ou la première fréquence) ne s'appliquent pas directement à un pont suspendu.

Il serait aussi utile d'obtenir des valeurs expérimentales pour l'acier ( $F_y$ ,  $F_u$ , résilience) qui date des années trente. On pourrait le faire en utilisant et en remplaçant une diagonale déjà faible (membrure à remplacer de toute façon et facile à remplacer) située près des tours (avec une possibilité de mesurer du même coup le niveau de l'effort tranchant dans la ferme dû à la charge morte par rapport à la théorie). Il serait aussi souhaitable de quantifier les conséquences du blocage partiel des appuis aux tours (le joint de dilatation au pylône sud est apparemment bloqué à partir de 20°C). En effet, ce blocage peut aussi modifier le FCS de plusieurs membrures des fermes dans cette zone spécialement lors de l'application des températures maximales.

On pourrait aussi remplacer une autre suspente courte et la tester au laboratoire central comme en 1981 et en profiter pour inspecter le câble sous le collier, refaire une inspection plus détaillée de

certaines parties du câble et de certaines suspentes. Il faudrait aussi prévoir, dans les années à venir, une inspection spéciale du câble (l'ouvrir en certains endroits comme en 1981).

Il faudrait aussi idéalement mesurer la tension dans toutes les suspentes. Si les fortes variations de tension dans les suspentes sont bel et bien généralisées, il pourrait y avoir une modification des FCS des suspentes de même que de certaines membrures des fermes (surtout près des appuis si les suspentes sont fortement relâchées). Cela pourrait conduire à une dégradation prématurée de certaines parties de l'ouvrage et à l'impossibilité de calculer avec précision le FCS de certaines membrures. En outre, toute modification structurale majeure de l'ouvrage ne pourra se faire de manière sécuritaire qu'à condition de connaître ce profil de tensions dans les suspentes.

Si les travaux de renforcements ne sont prévus qu'à plus long terme, il serait souhaitable de prévoir une forme de *monitoring* pour éviter l'affichage avant le renforcement. Il existe plusieurs scénarios de renforcements possibles et combinables dont le renforcement de certaines membrures des fermes, le remplacement du tablier actuel par un tablier composite (possiblement orthotrope, comme c'est le cas en général pour les réfections de ponts suspendus) de même que l'ajout de quelques haubans aux tours actuelles. Les haubans viendraient renforcer à la fois les câbles porteurs et les suspentes (en les déchargeant partiellement), les fermes et même éventuellement les tours en réduisant les effets  $P-\Delta$ . Le renforcement par hauban a déjà fait ses preuves pour certains ponts suspendus. Une première analyse par éléments finis (non optimisée) incluant l'ajout de haubans a donné des résultats fort intéressants en réduisant le nombre de membrures des fermes dont le FCS est inférieur à 1.0 de plus des deux tiers (il ne reste plus alors que des diagonales).

Il est à noter que si les changements structuraux sont majeurs lors d'une réfection (ajouts de haubans ou de porte-à-faux si le pont est élargi, modification majeure de la masse), les règles internationales exigent (à cause de la catastrophe du pont de Tacoma (USA), le 7 novembre 1940) qu'il y ait des essais en soufflerie sur un tronçon (modèle simplifié) d'une section de tablier. En effet, comme pour les ponts Laporte (1970) et Papineau-Leblanc (pont haubané, 1969) lors de leur design (Taylor et Demers, 1972) ou encore le Lions' Gate de Vancouver (Buckland, 1981a), le Angus L. Macdonald de Halifax (Deveau et O'Halloran, 1998) ou le pont de Tancarville (Virlogeux, 1990) lors de leur évaluation et de leur modification récente, il faudra mesurer la stabilité aérodynamique du pont. Dans ce cas, les résultats expérimentaux et numériques que nous avons déjà obtenus seront essentiels puisque ces études en soufflerie nécessitent notamment des valeurs précises pour les premières fréquences de flexion et de torsion.

En résumé, le pont suspendu de l'Île d'Orléans n'a pas fait l'objet jusqu'à ce jour de travaux majeurs de réfection et de renforcement et ce, malgré son âge et son importance stratégique (seule et unique voie d'accès). C'est donc sous cet angle qu'il faut comprendre les besoins en évaluation, expérimentation et finalement en renforcement d'une telle structure. Cette approche évite d'une part tout excès de conservatisme coûteux en utilisant des méthodes de calculs plus fines. Inversement, elle met aussi en lumière le manque de conservatisme de ces mêmes méthodes classiques de calculs lorsque celles-ci ne tiennent pas compte de l'état réel de la structure tel que révélé par certaines mesures expérimentales. Une bonne réfection de ce pont, en toute connaissance de cause, pourra ainsi assurer sans problème une durée de vie centenaire à l'ouvrage. Les efforts consentis en valent donc la peine s'ils sont vus sous l'angle d'un gain à long terme.

De plus, toute l'expertise (expérimentale, numérique et bibliographique) acquise dans ce projet constitue un bagage essentiel dans le cadre d'une évaluation précise des autres grandes structures suspendues ou haubanées du Québec. Cette expertise a déjà notamment attirée notre attention sur les pathologies possibles des autres structures avec câbles. Elle sera donc aussi utile pour l'évaluation de ces structures qui sont âgées, même pour les ouvrages récents, rappelons le, de trente à quarante ans...déjà !

## 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.
- 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.
- 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). « Ambient vibration survey of the Bosphorus 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.
- 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.
- Cunningham, 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.
- 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.
- 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.
- 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. » *4<sup>e</sup> 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- Taylor, P. R., Demers, J.-G. (1972). "Design, fabrication and erection of the Papineau-Leblanc Bridge." *Canadian Structural Engineering Conference*, 1-18.
- Virlogeux, M. (1999). "Replacement of the suspension system of the Tancarville bridge." *Transportation Research Record* 1654, Paper No. 99-0604, 113-120.

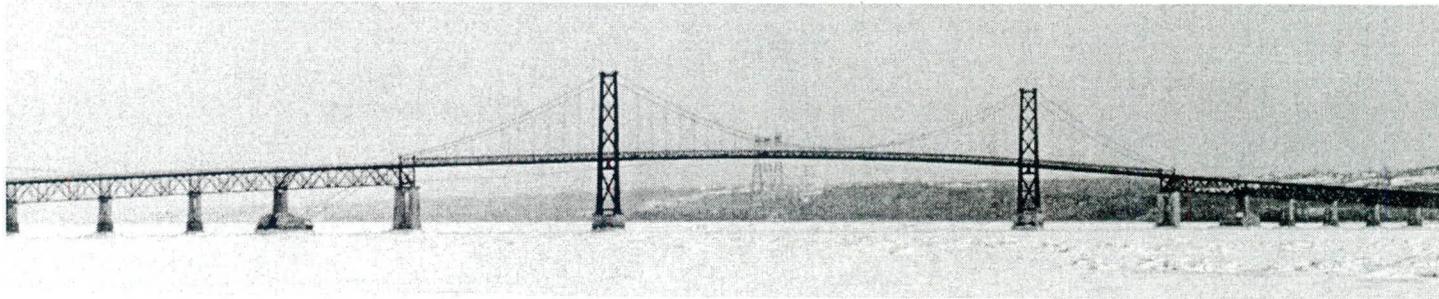
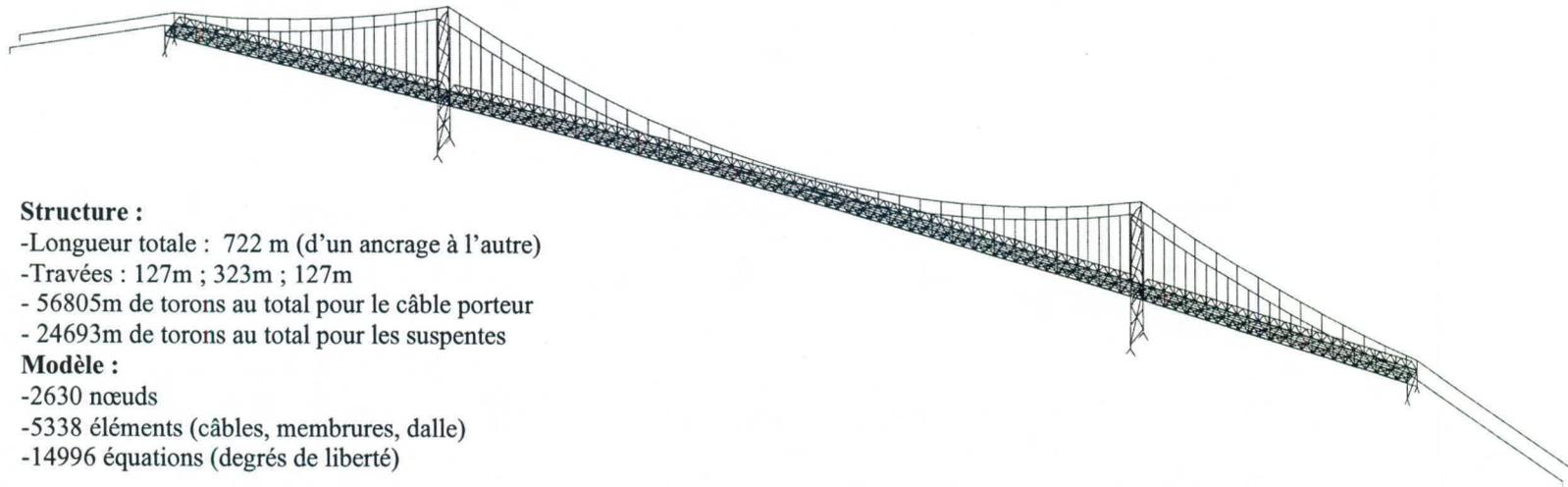


Figure 1 : Vue générale du pont de l'Île d'Orléans.

8-13



**Structure :**

- Longueur totale : 722 m (d'un ancrage à l'autre)
- Travées : 127m ; 323m ; 127m
- 56805m de torons au total pour le câble porteur
- 24693m de torons au total pour les suspentes

**Modèle :**

- 2630 nœuds
- 5338 éléments (câbles, membrures, dalle)
- 14996 équations (degrés de liberté)

Figure 2: Modèle par éléments finis 3-D complet du pont de l'Île d'Orléans.

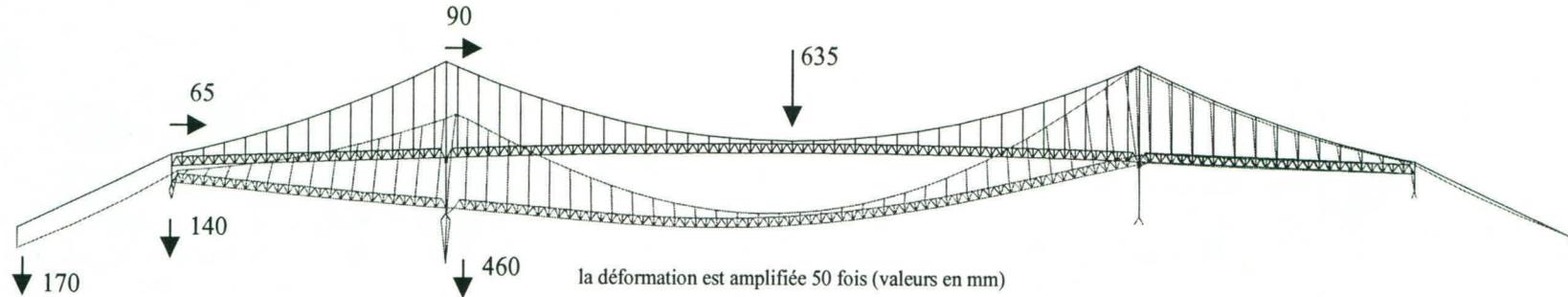


Figure 3 : État actuel du pont dû à l'affaissement de la moitié Nord et à la relaxation du câble porteur.

8-14

Type de valeurs*	position	partie du pont	type de charges	non-linéaire précise (m)	non-linéaire approx. (m)	n.-l. approx- n.l. précis (m)	linéaire (m)	linéaire - n.l. précis (m)
déplacement vertical	centre	travée centrale	permanente d 'origine	-0.025	-2.073	-2.048	-2.829	-2.804
déplacement vertical	centre	travée centrale	perm. + QS660 centre	-0.679	-2.703	-2.024	-3.708	-3.029
déplacement vertical	centre	travée centrale	perm. + QS660 approche	0.165	-1.876	-2.040	-2.501	-2.666

Type de valeurs	position	partie du pont	type de charges	non-linéaire précise (kN)	non-linéaire approx. (kN)	n.-l. approx- n.l. précis (kN)	linéaire (kN)	linéaire - n.l. précis (kN)
effort axial **	centre	travée centrale	permanente d 'origine	85.6	2302.0	2216.4	3200.0	3114.4
effort axial	centre	travée centrale	perm. + QS660 centre	2698.0	4915.0	2217.0	6514.0	3816.0
effort axial	centre	travée centrale	perm. + QS660 approche	-117.9	2089.0	2206.9	2842.0	2959.9

Tableau 1 : comparaison des erreurs engendrées par une analyse linéaire ou non linéaire approximative\*\*\*.

\* Les valeurs sont obtenus pour la structure d'origine, avant affaissement et avant ajout de bitume.

\*\* C'est l'effort axial de la membrure inférieure de la ferme qui est mesuré.

\*\*\* L'analyse non-linéaire approximative signifie que le modèle tient compte du comportement non linéaire des câbles sans cependant corriger la géométrie après l'application de la charge morte.

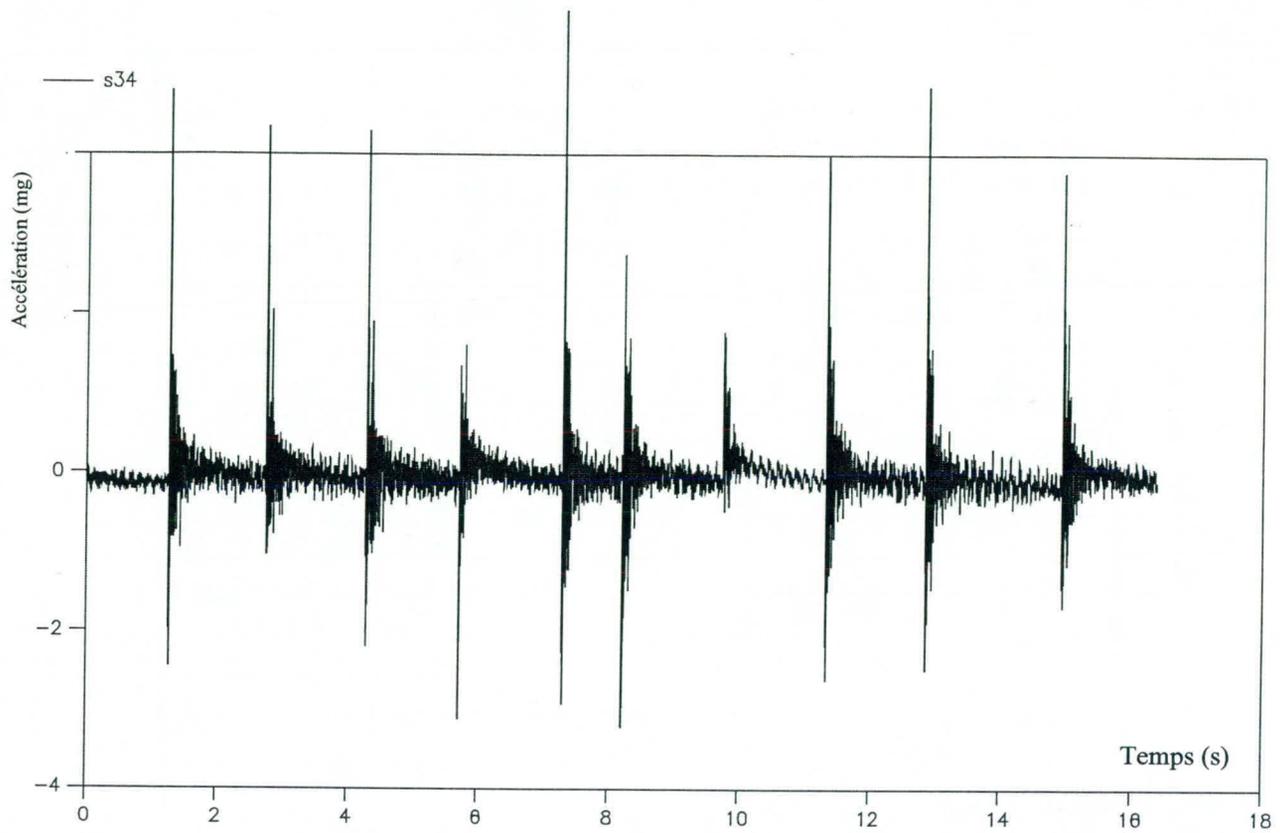


Figure 4: Accélération de la suspenste #34 en fonction du temps (excitée par un marteau).

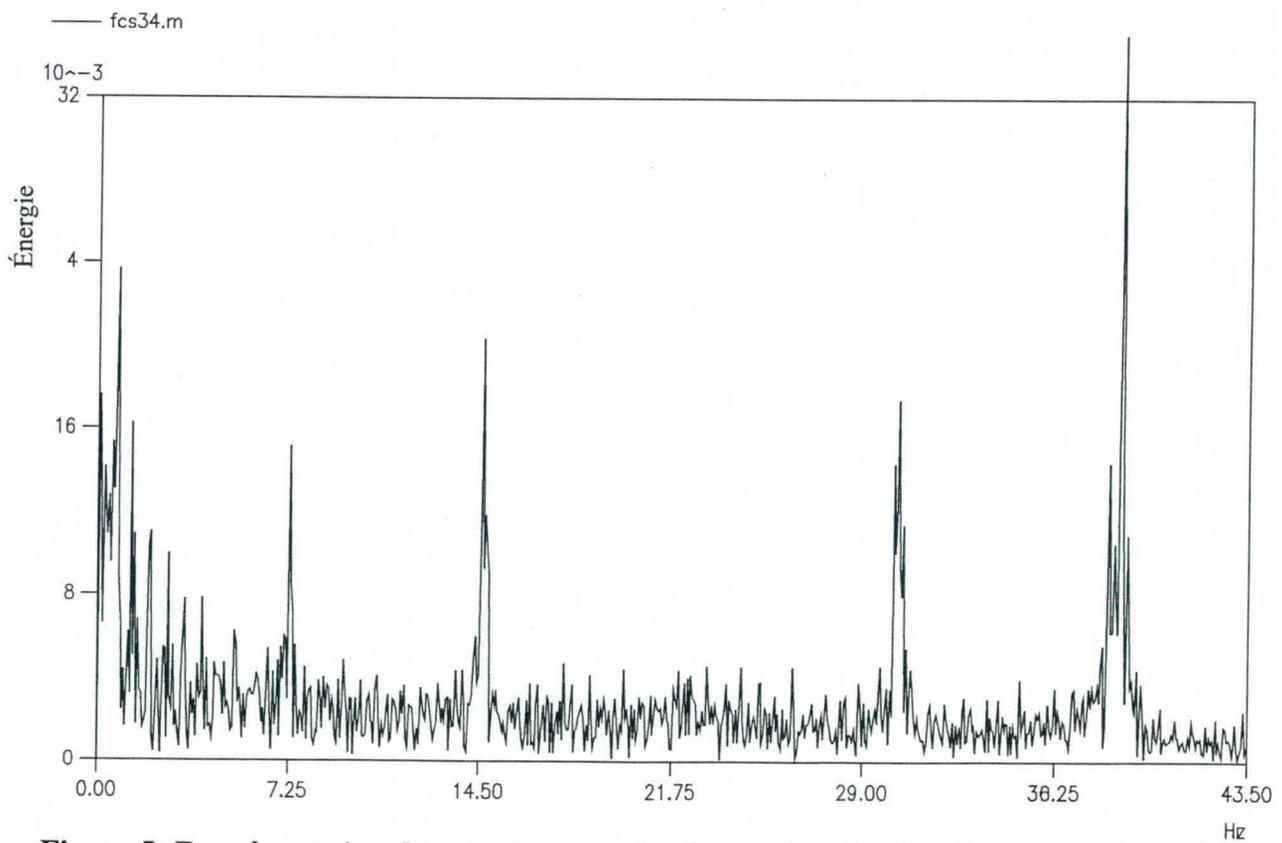


Figure 5: Représentation dans le domaine des fréquences du signal de la suspenste #34 en fonction de la fréquence (Hz).

*Travée centrale, côté amont (ouest),  
moitié nord :*

Suspente	Longueur	Fréquence 1	Fréquence 2	Tension	Tension totale
	(m)	(Hz)	(Hz)	(kN)	(kN)
26	14.67	4.63	9.15	103.98	207.96
30	12.08	5.86	11.6	112.94	225.89
34	9.77	7.2	14.53	111.46	222.92
38	7.73	8.91	17.82	106.83	213.67
42	5.96	12.45	25.02	124.14	248.28
46	4.47	16.96	34.67	129.42	258.84
50	3.25	24.65	51.2	144.48	288.95
54	2.30	40.3	84.8	193.64	387.28
58	1.63	66.5	141	263.20	526.39
62	1.22				
66	1.09				

*Travée Sud, côté amont  
(ouest) :*

Suspente	Longueur	Fréquence 1	Fréquence 2	Tension	Tension totale
	(m)	(Hz)	(Hz)	(kN)	(kN)
30	17.36	3.54	7.08	85.07	170.14
26	14.24	4.51	9.03	92.90	185.79
22	11.51	5.55	11.1	91.89	183.79
18	9.17	7.2	14.4	98.14	196.29
14	6.83	9.2	18.5	88.86	177.72
10	4.88	13.75	27.83	101.27	202.54
6	3.02	24.5	50.8	123.59	247.19
2	1.37	59.7	134.6	149.67	299.35

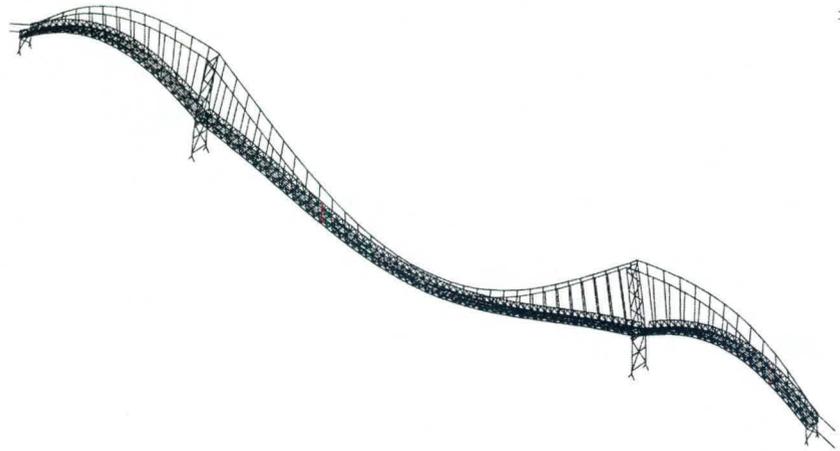
A = 595.5 mm<sup>2</sup>  
 ρ = 5.63 kg/m

**Tableau 2 : Fréquences et tensions dans les suspentes.**

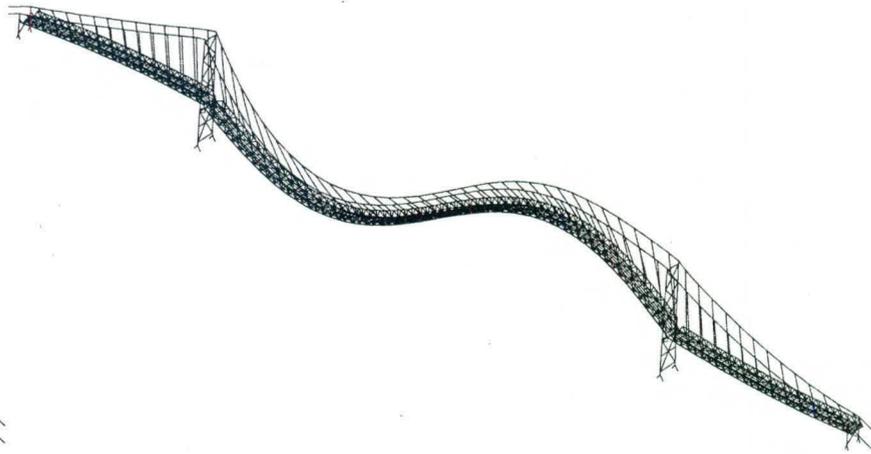
- La suspente #66 de la travée centrale correspond à la plus courte, au centre.
- La suspente #2 de la travée Sud correspond à la plus courte à l'appui.

Valeurs des tensions théoriques des suspentes :

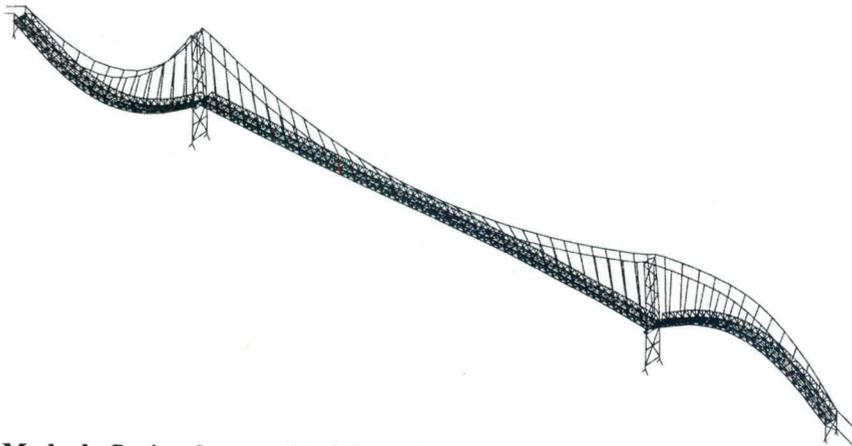
- Pour toutes les suspentes de la travée centrale : 222. kN
- Pour toutes les suspentes de la travée sud : 188. kN



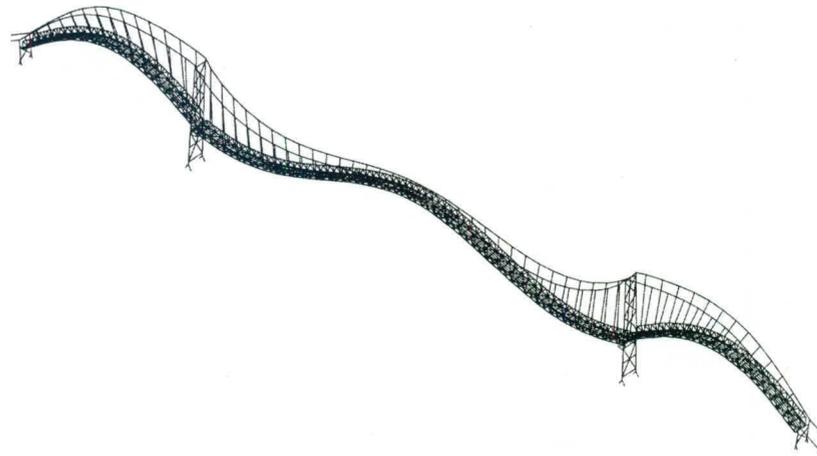
**Mode de flexion 1 :** Modèle : 0.287 Hz ; Expérimental : 0.293 Hz



**Mode de flexion 2 :** Modèle : 0.340 Hz ; Expérimental : 0.342 Hz

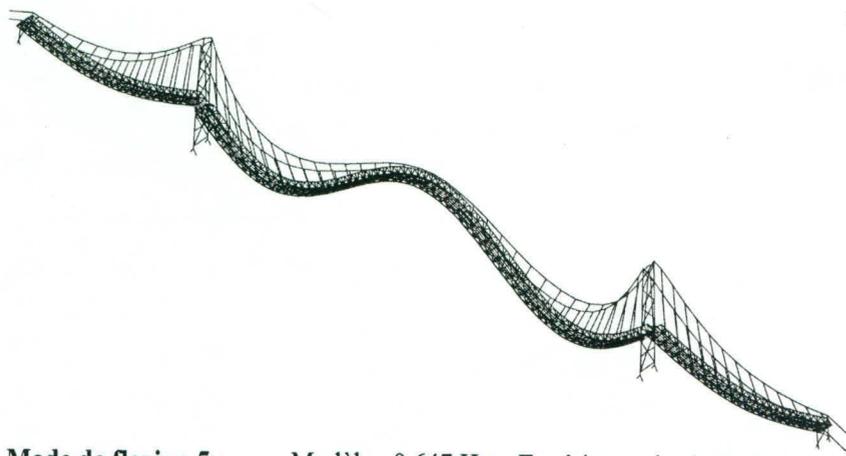


**Mode de flexion 3 :** Modèle : 0.443 Hz ; Expérimental : non identifié

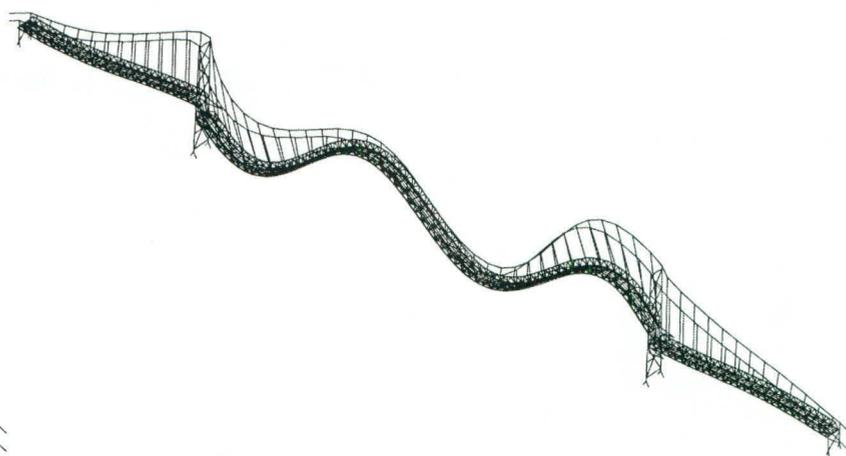


**Mode de flexion 4 :** Modèle : 0.539 Hz ; Expérimental : 0.562 Hz

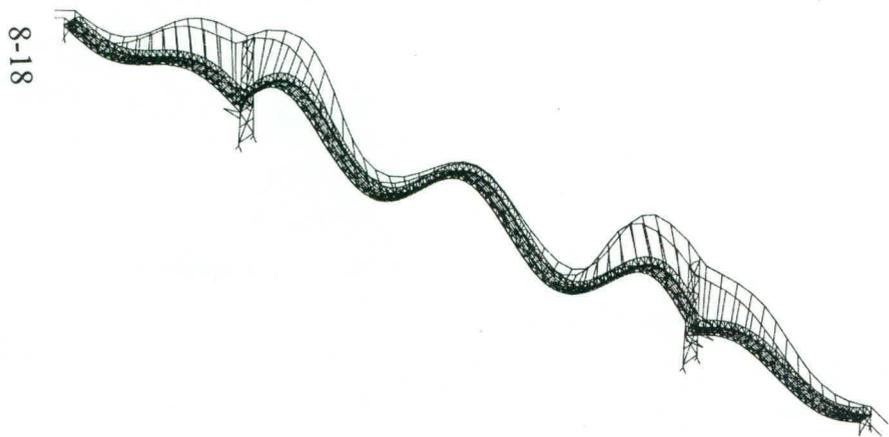
**Figure 6 : Modes de vibration flexionnel dans le plan (partie 1).**



**Mode de flexion 5 :** Modèle : 0.647 Hz ; Expérimental : 0.659 Hz



**Mode de flexion 6 :** Modèle : 0.970 Hz ; Expérimental : 1.025 Hz



**Mode de flexion 7 :** Modèle : 1.381 Hz ; Expérimental : 1.489 Hz

**Figure 6 : Modes de vibration flexionnel dans le plan (partie 2).**

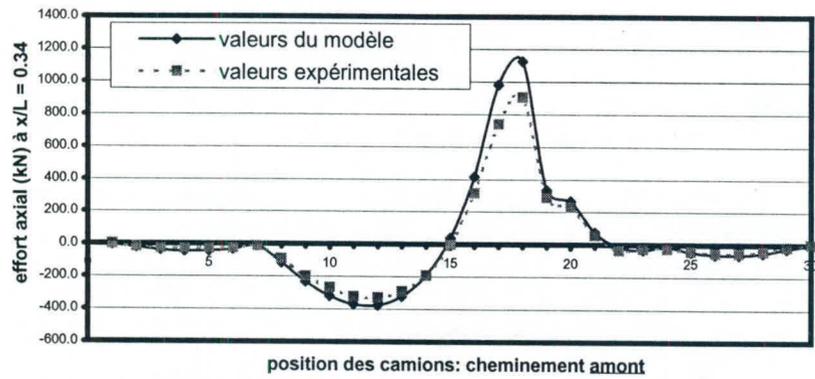


Figure 7a: Effort axial dans la corde inférieure selon la position des camions.

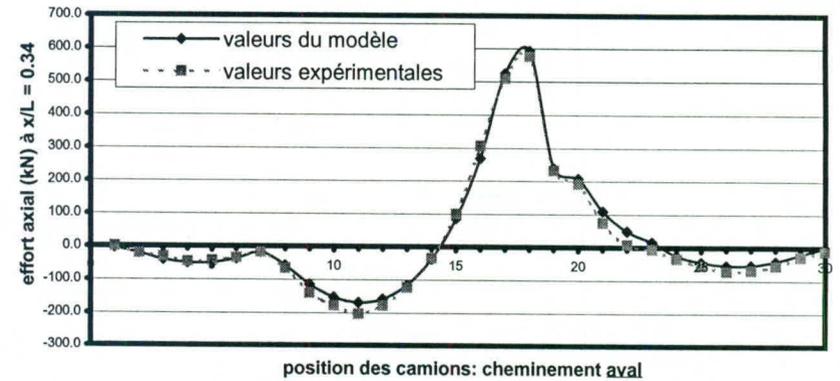


Figure 7b: Effort axial dans la corde inférieure selon la position des camions.

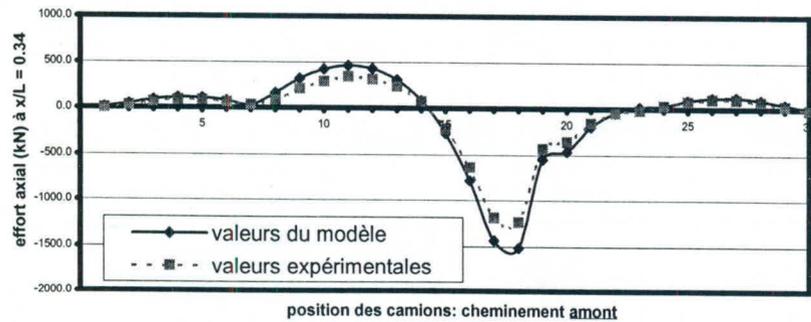


Figure 8a: Effort axial dans la corde supérieure selon la position des camions.

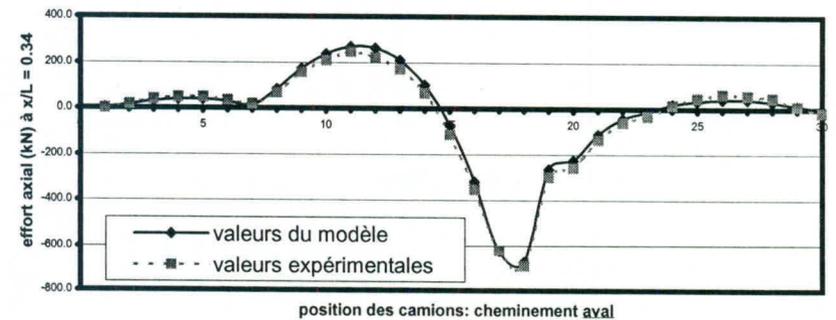


Figure 8b: Effort axial dans la corde supérieure selon la position des camions.

Position des camions: 0 à 7: travée Nord ; 8 à 23: travée centrale ; 24 à 30: travée Sud.

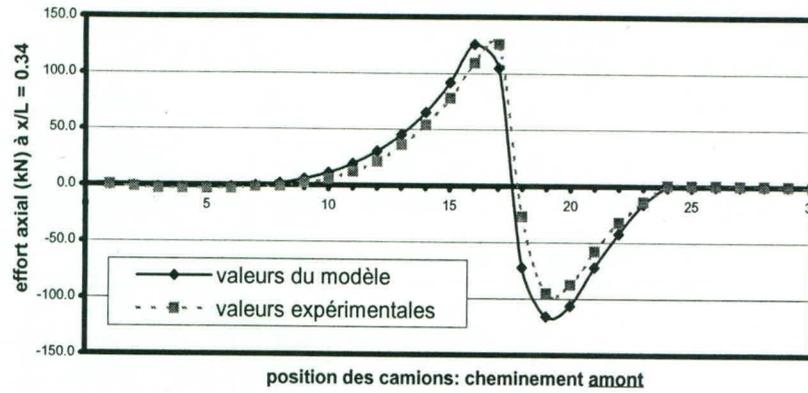


Figure 9a: Effort axial dans la corde diagonale selon la position des camions.

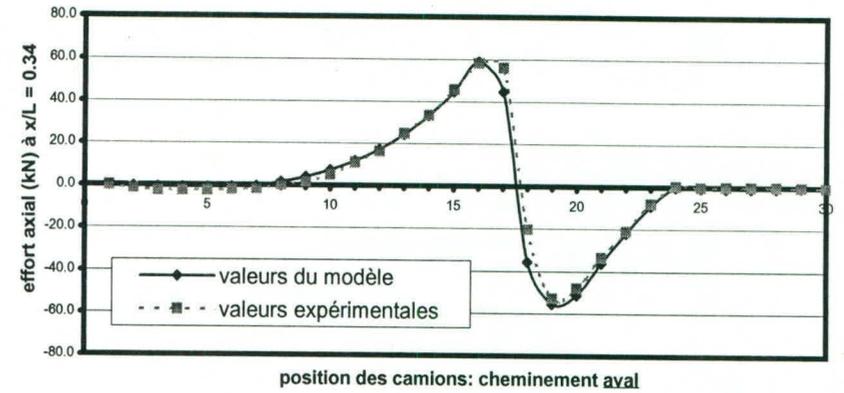


Figure 9b: Effort axial dans la corde diagonale selon la position des camions.

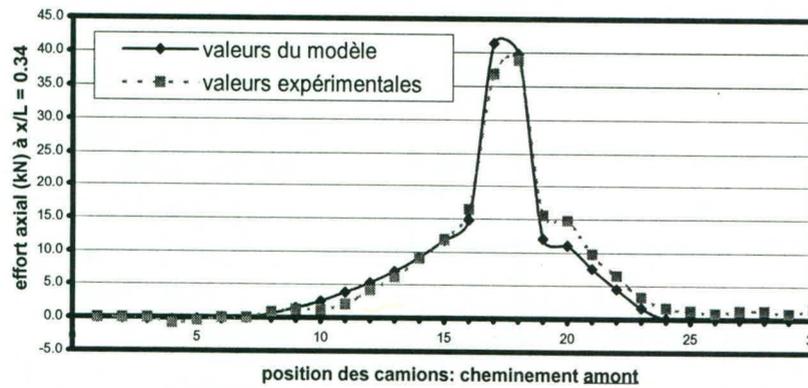


Figure 10a: Effort axial dans la corde verticale selon la position des camions.

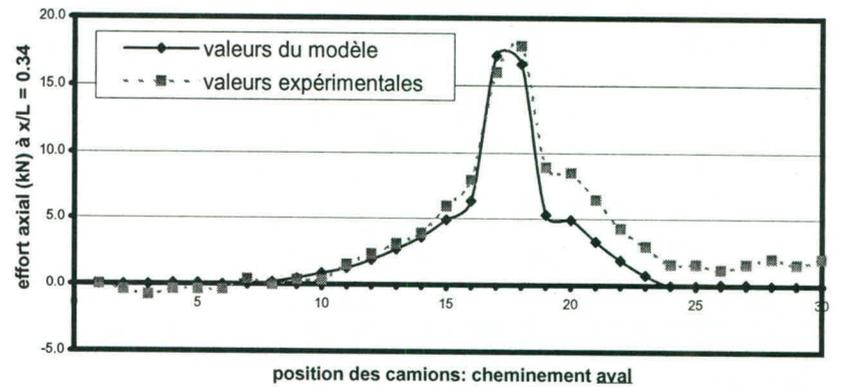
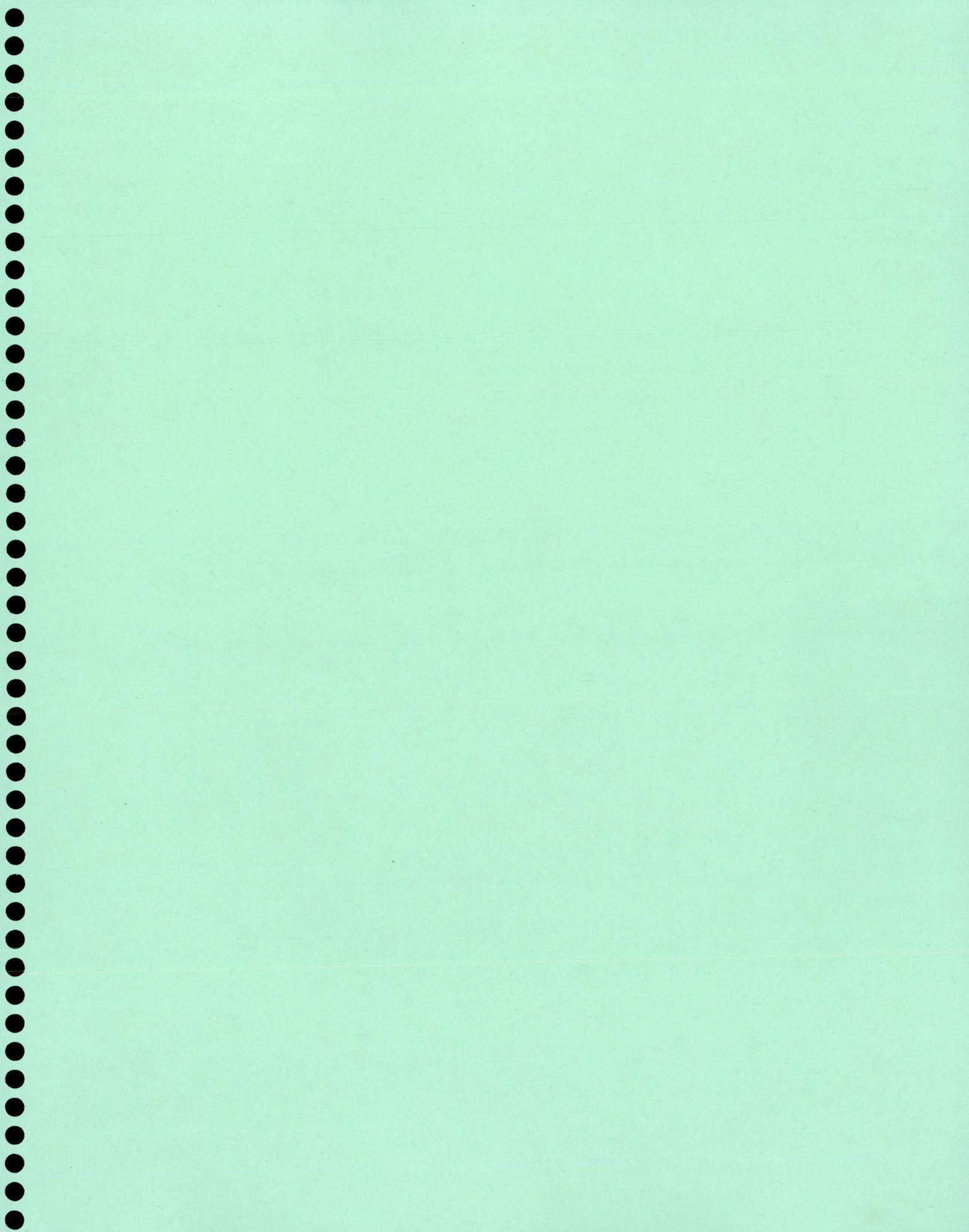


Figure 10b: Effort axial dans la corde verticale selon la position des camions.

Position des camions: 0 à 7: travée Nord ; 8 à 23: travée centrale ; 24 à 30: travée Sud.



# CONSTRUCTION D'UN PONT FERROVIAIRE EN BÉTON PRÉCONTRAIT RUES PEEL ET DE LA COMMUNE, MONTRÉAL

Par A. Chantelois, B. Côté et B. Déry

## Sommaire

Avec le projet de développement du Canal de Lachine, le Canadien National, à la demande de la Ville de Montréal, a construit cette année un pont en béton précontraint. Cette structure située à environ un mile de la Gare Centrale (point milliaire 0.92 de la subdivision Montréal) permettra prochainement de joindre les rues Peel et de la Commune créant ainsi un accès direct au site du Vieux Port de Montréal. Cette structure de 66 mètres de longueur est composée de trois travées continues de 22 mètres. Le tablier de 16 mètres de largeur permet de supporter les trois voies ferroviaires existantes.

Le choix du type de structure et la méthode de construction ont été dictés par l'échéance des travaux, la géométrie des voies ferroviaires, la largeur de l'ouverture demandée, le dégagement vertical, la durabilité de la structure, les coûts et le maintien des opérations ferroviaires. Une économie substantielle a été réalisée en choisissant des caissons comme piliers et deux travées d'approche. Ainsi, deux culées sur pieux ont été requises et les caissons ont été forés du haut du remblai existant. De plus, le tablier a été bétonné directement sur le remblai sans étaieement inférieur. Seulement une dalle de propreté et un agent de non adhérence ont été requis comme surface de travail et comme coffrage inférieur.

Afin de minimiser l'impact des travaux sur la circulation des trains, une voie de déviation a été construite au sud de l'ouvrage. Elle était constituée principalement de remblai et de deux murs berlinois de 3,7 mètres de hauteur et de 17,5 mètres de longueur. Ces murs de soutènement ont été requis pour permettre l'excavation et la construction des deux culées.

Les travaux reliés à la construction du pont et de la voie d'évitement ont débuté en mars 1999. La circulation ferroviaire sur le tablier a été remise en service le 8 décembre dernier. Les principales particularités de ce projet se résument par l'utilisation d'un béton anti-lessivage pour la partie inférieure des caissons, l'emploi d'un béton haute performance pour la partie exposée des colonnes et la méthode de construction du tablier sur sol ne requérant pas l'utilisation de coffrage ou d'étaieement inférieur.

## INTRODUCTION

Avec le développement du Vieux Port, la Ville de Montréal a demandé au Canadien National une ouverture sous le remblai à l'extrémité Sud de la rue Peel, classifié au CN comme étant le point miliaire 0.92 de la subdivision Montréal. Cet article résume les différentes étapes du projet: de la conception à la construction.

## **CONTRAINTES**

La Ville de Montréal souhaitait voir le tablier de cette structure complété à l'automne 1999 afin de construire la voie routière sous le pont ainsi que différents aménagements pour l'été 2000, dans le cadre du développement du Canal de Lachine.

Près de 15 voies ferroviaires au sud de la Gare Centrale de Montréal desservent les trains passagers Via Rail, les trains de banlieue ainsi que les trains passagers Amtrak. Ces 15 voies convergent en deux voies à la hauteur du Canal de Lachine. L'emplacement du pont doit considérer la géométrie complexe des voies ferroviaires tout en conciliant les tracés et profils existants des rues Peel et de la Commune.

Le remblai ferroviaire à cet endroit est largement utilisé pour les réseaux de fibres optiques par les compagnies de télécommunication afin de desservir le centre-ville de Montréal. Ce service, tout comme la circulation ferroviaire, peuvent difficilement être interrompus.

Le dégagement vertical de 5m sous la structure est requis selon les normes du Canadien National. De plus, un massif souterrain de 315kV d'Hydro-Québec est localisé à l'endroit proposé du pont.

## **ALTERNATIVES ÉTUDIÉES**

### **Travées d'acier**

Des travées à poutres multiples en acier avec tablier de béton composite ont été considérées. Ces travées seraient sises sur des culées composées de poutres chevêtres sur pieux avec murs d'aile. Les piliers consisteraient de caissons de grand diamètre forés jusqu'au roc avec une poutre chevêtre.

Cette alternative n'a cependant pas été retenue car elle est beaucoup plus dispendieuse. Le coût élevé des matériaux et de l'érection fait en sorte que cette structure n'est habituellement pas économique lorsqu'il est possible de dévier le trafic ferroviaire afin de faciliter la construction d'un pont en béton coulé en place. De plus, cette structure nécessite une poutre chevêtre d'une épaisseur minimale de 1.25 mètres qui a pour effet d'augmenter la profondeur d'excavation et par conséquent le soutènement. Le délai requis pour la fabrication des poutres est également peu favorable au respect de la contrainte sur la durée de la construction. De plus, l'arrangement des voies et la flexibilité latérale de la superstructure engendreraient des déformations hors plan dans les connections qui pourraient fissurer à moyen terme. Ces poutres sont aussi sujettes à des dommages importants dans le cas où elles sont frappées par des véhicules. Toutes ces raisons font également en sorte que cette alternative reste peu désirable pour répondre aux besoins du Chemin de Fer.

### **Poutres en béton préfabriquées avec tablier de béton coulé en place**

Des poutres en béton préfabriquées avec tablier de béton coulé en place au lieu de poutres multiples en acier ont été considérées. Bien que cette alternative solutionne quelques-unes des inquiétudes mentionnées précédemment quant aux délais de livraisons ainsi qu'à la problématique de fissuration des connections, celle-ci est quelque peu plus dispendieuse et présente toujours un désavantage majeur au niveau des dommages potentiels pouvant être causés par les véhicules. Ces poutres ne peuvent donc pas être utilisées pour les structures supportant les voies du Canadien National

### **Tablier de béton coulé en place**

L'alternative d'un tablier en béton armé ne permet pas d'atteindre des portées de plus d'une douzaine de mètres sans affecter sérieusement le dégagement vertical. Le nombre de caissons augmente alors proportionnellement. Le coût des caissons par rapport au prix de la post-tension fait en sorte qu'il est avantageux pour ce projet d'augmenter la longueur des travées et réduire le nombre de caissons.

### **Cadre rigide en béton, coulé en place**

L'alternative d'un cadre rigide coulé en place nécessiterait une excavation de 9 mètres à proximité de la diversion. Un mur de soutènement avec trois rangées d'ancrages serait alors nécessaire pour assurer la sécurité du trafic ferroviaire. Ceci augmenterait significativement le temps requis pour la construction. Les coûts pour cette structure sont également plus élevés comparativement à un tablier de béton.

## **STRUCTURES CHOISIES**

Une structure en béton précontraint par post-tension est l'alternative qui répond le mieux aux exigences du projet.

La superstructure précontrainte est la plus élancée parmi les alternatives citées et ne nécessite pas de poutres chevêtres comme appui aux piliers. Elle se compose de trois travées continues de 22 m dont deux travées d'approche (voir figures 1 et 2). La conception de cette structure a été effectuée selon le code AREMA pour une charge vive de 90,000 lbs par essieu. Pour reprendre les charges des trois voies ferroviaires, le tablier de 40MPa possède environ 1,2 m d'épaisseur et 16 m de largeur. Les 40 tendons composés de torons 19-15 mm appliquent une post tension finale d'environ 14000 tonnes. Ce tablier a été coulé en place sur le remblai existant préalablement recouvert d'une dalle de construction de 150 mm avec un agent de non adhérence. Aucun étaieement inférieur n'a été utilisé à l'exception d'un coffrage en bois pour les cotés du tablier. La structure possède un biais de 7,33 degrés à chaque appui pour concilier l'alignement existant des rues Peel et de la Commune.

La géologie du terrain à l'emplacement du pont était constituée d'un remblai ferroviaire d'environ 6 m, suivi d'une couche de matériaux meubles. On a observé la présence de blocs de pierre ainsi que d'anciennes fondations de la Montreal Warehousing Co. À cet endroit, le socle rocheux classifié comme du schiste noir est fracturé sur une faible profondeur. La nappe phréatique se situe à environ 10 m au dessus du socle rocheux.

Les culées sont composées de poutres chevêtres sur pieux avec murs d'aile. Pour chaque culée, vingt-six pieux avec pointes renforcées ont été battus du haut du remblai jusqu'au roc. Ces pieux ont une capacité en pointe de 100 tonnes chacun.

Les deux piliers sont constitués de quatre caissons de 1.5 m de diamètre avec une emboîture de plus de 5 m dans le roc sain (voir figure 3). Chacun des caissons reprend près de 1000 tonnes en friction dans le roc seulement. Les caissons d'acier ont été forés du haut du remblai et encastrés de 150 mm à 300 mm dans le roc sain. Les emboîtures, effectuées avec un trépan, ont été immergées en tous temps afin d'empêcher l'altération des parois et d'éviter le lessivage des interlits du roc. Chacune des emboîtures a été inspectée par caméra afin de confirmer la qualité des parois. Le mélange de béton de 40 MPa, possédant un agent anti-lessivage, a été utilisé pour bétonner avec trémie les caissons sous l'eau. Cet agent offrait une résistance au lessivage du liant inférieure à 5%.

Des coffrages de type sonotube de 1.22 m ont été utilisés pour la partie exposée des colonnes, directement sous le tablier. Cette diminution de diamètre a permis à la fois de finaliser la rectitude et assurer la bonne couverture des armatures des colonnes. A titre expérimentale, la partie supérieure a été bétonnée avec béton haute performance.

Le pont repose sur des appuis sphériques en bronze. Ceux au pilier est ainsi qu'aux culées ont été conçus pour permettre l'expansion et la contraction du pont.

## **DÉVIATION**

Pour minimiser l'impact sur la circulation ferroviaire, une voie de déviation a été construite du côté sud du pont. La profondeur d'excavation n'excédant pas 3.7 mètres pour les culées a permis d'utiliser deux courts murs de soutènement avec une seule rangée d'ancrage. Ces murs berlinois composés de pieux et de boisage étaient requis sur une longueur de 17,5 m (voir figure 4). Le rang d'ancrage horizontal était situé à 1,5m du haut et transférait les efforts horizontaux dans des blocs de béton en butée installés lors de la mise en place du remblai.

## **RÉSUMÉ DES ÉTAPES DE CONSTRUCTION DU PONT**

1. Construction de la voie de déviation;
2. Déviation du trafic ferroviaire;
3. Excavation du remblai jusqu'au dessous du tablier et culées;
4. Battage des pieux des culées;
5. Bétonnage des poutres chevêtres et des murs d'aile des culées;

6. Forages des caissons pour les piliers;
7. Inspection des emboîtures et bétonnage sous l'eau des caissons;
8. Construction de la dalle sur remblai;
9. Installation des appareils d'appui;
10. Mise en place de l'armature et tendons du tablier;
11. Bétonnage continu des 1335 m<sup>3</sup> de béton du tablier;
12. Mûrissement du tablier et application de la post tension;
13. Imperméabilisation du tablier;
14. Remblayage aux approches et reconstruction des voies ferroviaires;
15. Rétablissement de la circulation ferroviaire;
16. Excavation sous la structure.

## CONCLUSION

Les travaux reliés à la construction du pont et de la voie d'évitement ont débuté en mars 1999. La circulation ferroviaire sur le tablier a été remise en service le 8 décembre dernier. Les principales particularités de ce projet se résument par l'utilisation d'un béton anti-lessivage pour la partie inférieure des caissons, l'utilisation d'un béton haute performance pour la partie exposée des colonnes et la méthode de construction du tablier sur sol ne requérant pas l'utilisation de coffrage ou d'étaieement inférieur.



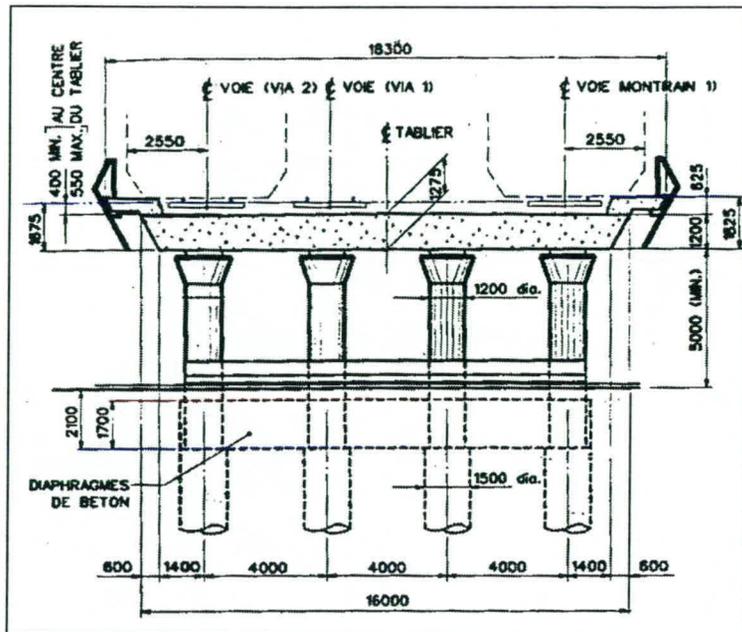


Figure 3: Section du pont

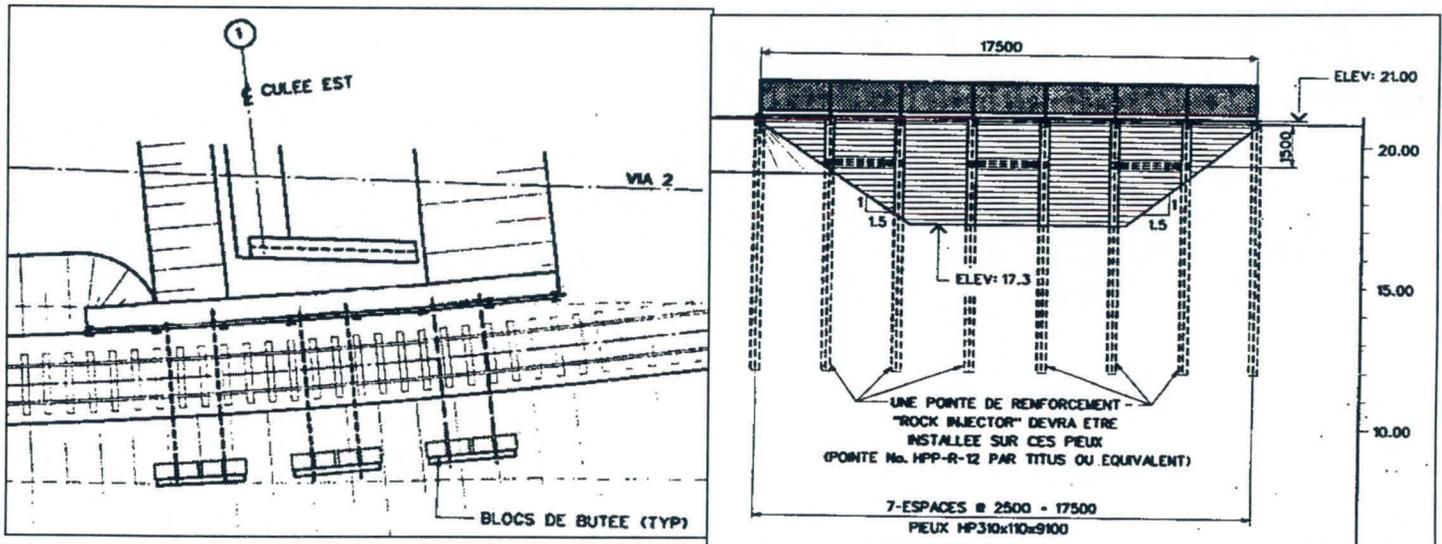
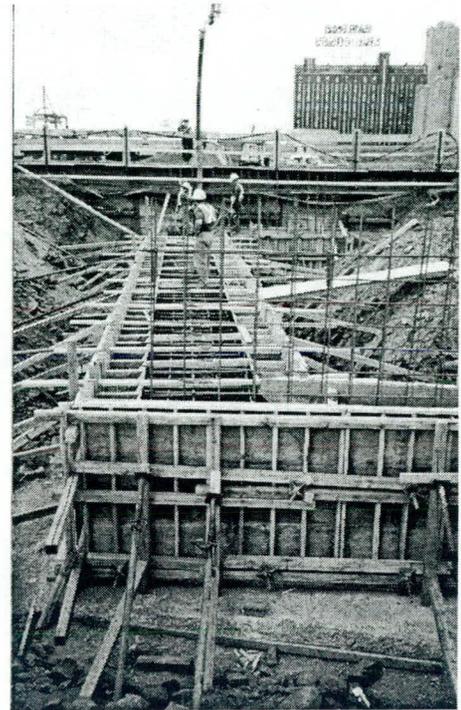
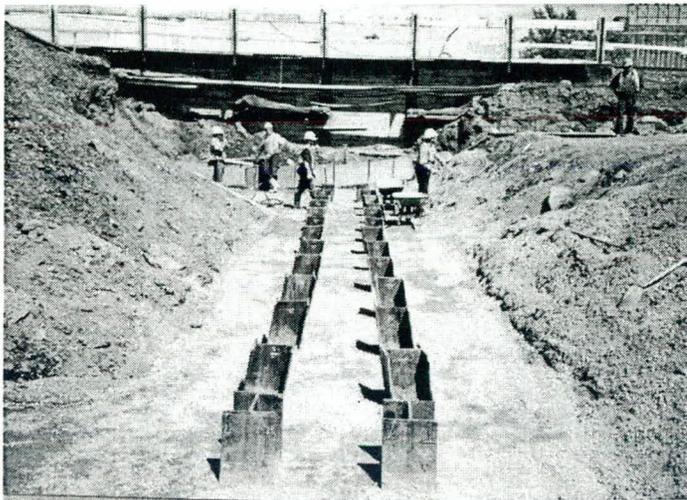


Figure 4: Déviation



Figure 5 : Géométrie des voies ferroviaires



Figures 6a et 6b: Construction des culées

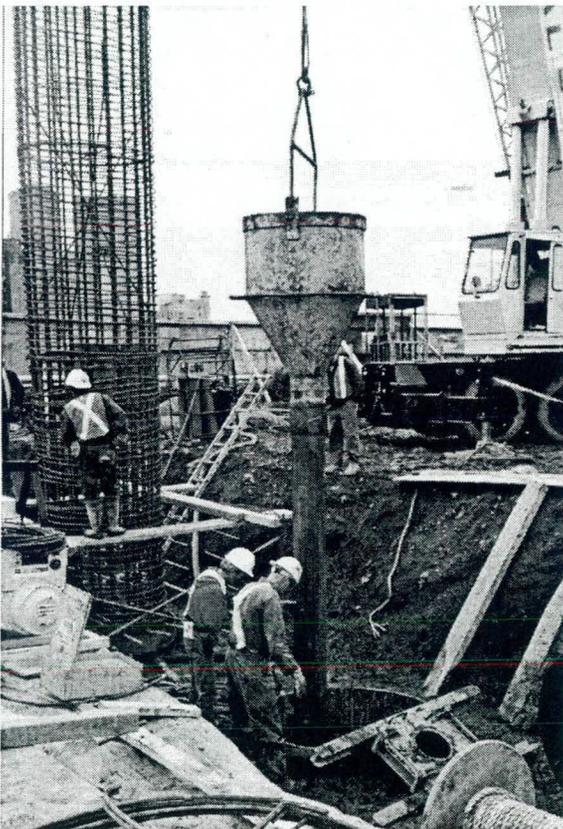


Figure 7a et 7b: Construction des piliers



Figure 8 : Finition de la dalle de construction

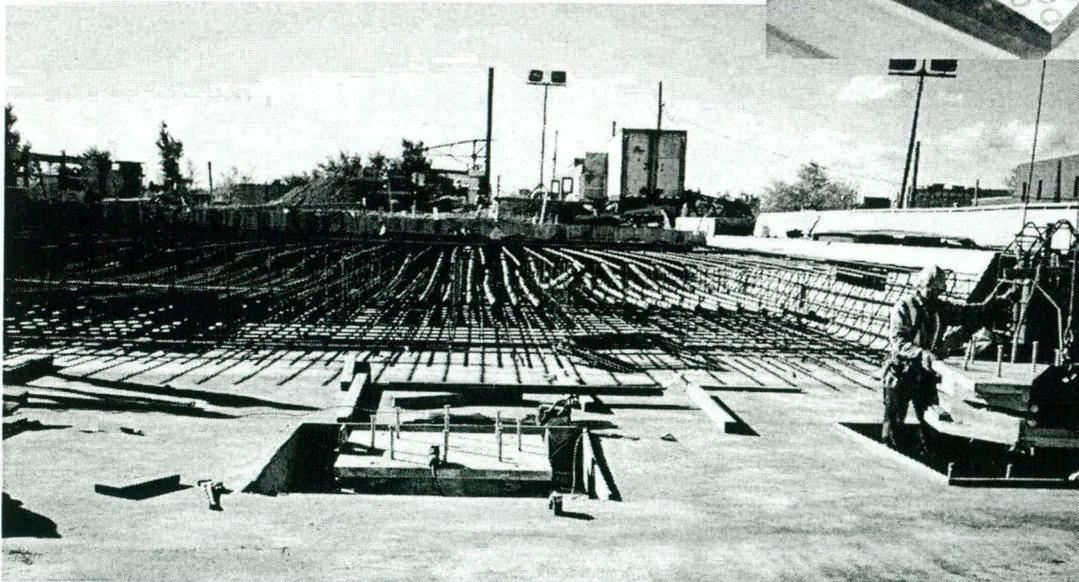
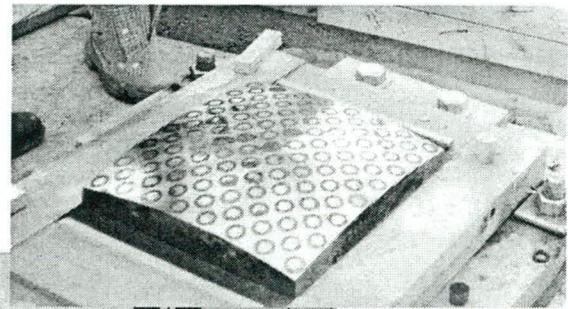


Figure 9a et 9b: Armature du tablier et installation des appareils d'appui

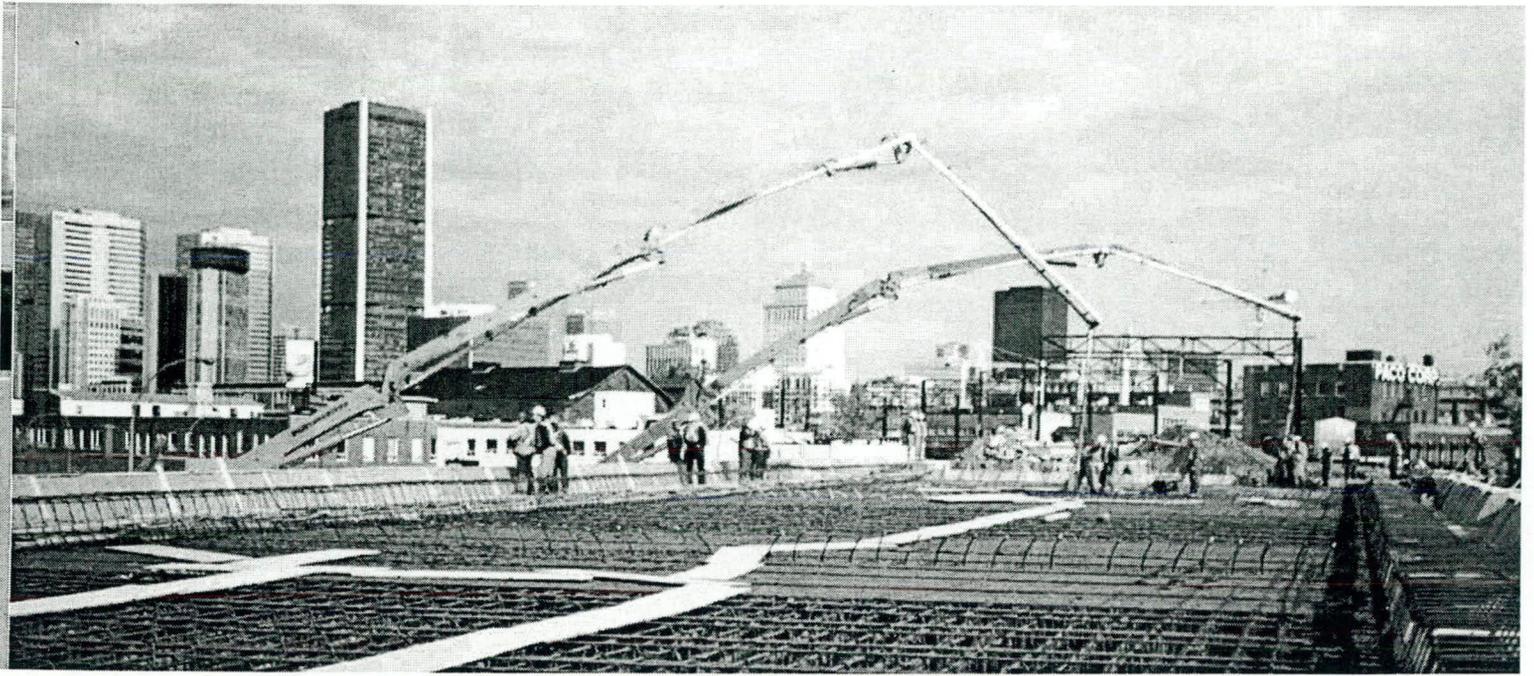


Figure 10: Bétonnage du tablier



Figure 11: Mûrissement du tablier sur remblai

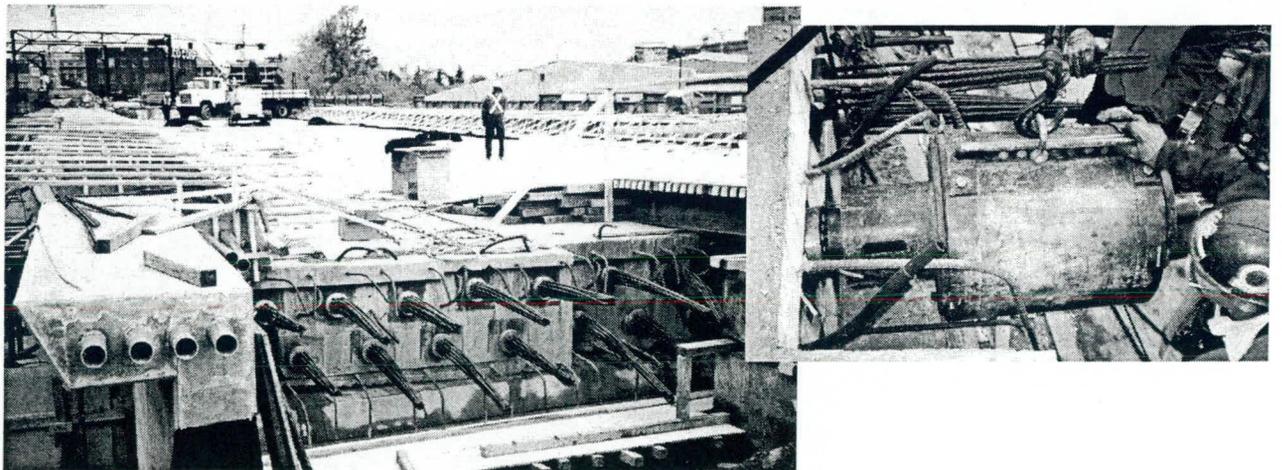
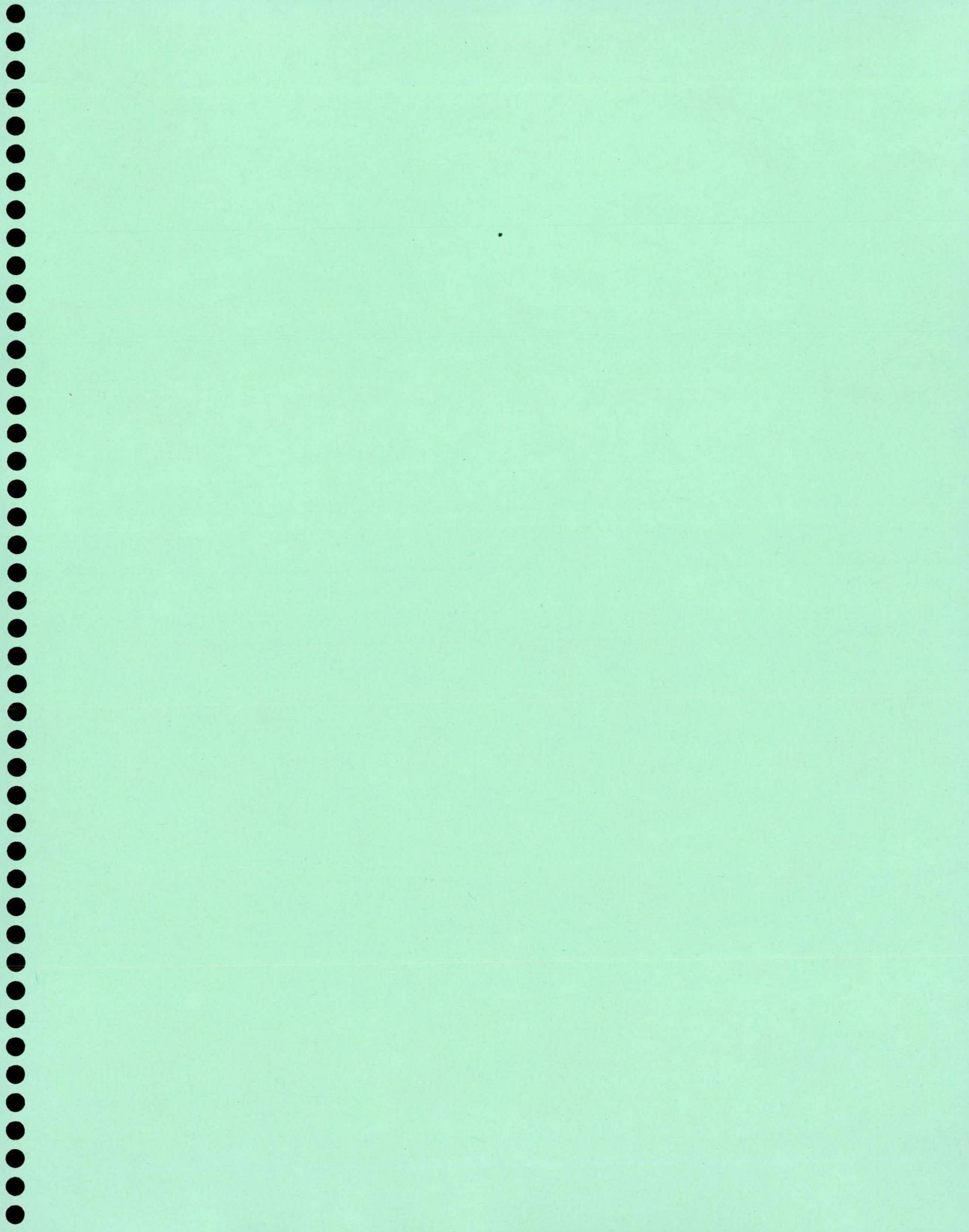


Figure 12a et 12b: Application de la post tension



# PORTIQUES DE SIGNALISATION AÉRIENNE

**Marcel Vallières, ing. M. Sc.**

Direction des structures  
Ministère des Transports du Québec

**Résumé :** Les portiques de signalisation aérienne supportent de nombreux équipements routiers au-dessus des voies de circulation. Les structures de signalisation aérienne les plus couramment utilisées au Québec sont des portiques en aluminium. Des portiques en acier sont aussi très largement utilisés en Amérique du Nord. Ces portiques en aluminium ou en acier sont constitués de charpentes triangulées ou de charpentes monotubulaires dont nous exposerons les particularités à prendre en compte lors de la conception. Nous présenterons aussi, dans ses grandes lignes, l'évolution actuelle dans le domaine.

## 1. INTRODUCTION

La croissance des besoins en signalisation aérienne et l'évolution dans la conception des équipements routiers électroniques requiert des structures support de grande capacité pour faciliter la gestion du réseau routier et pour résister aux conditions climatiques du pays.

Les systèmes structuraux les plus robustes sont les portiques de signalisation aérienne. Qu'il s'agisse de charpentes en aluminium ou en acier, les structures triangulées s'avèrent, a priori, le choix le plus intéressant : ces structures sont identifiées selon le type A1 dans les normes ministérielles ; ces structures requièrent de nombreux assemblages soudés qui représentent forcément des sections critiques lorsqu'on considère la fatigue structurale. Une autre option très intéressante s'offre aussi aux concepteurs : les portiques monotubulaires dont les membrures sont de section circulaire ou polygonale ayant de 4 à 16 côtés : les normes ministérielles les regroupent dans le type A3.

Les supports verticaux peuvent être constitués d'une simple pièce monotubulaire très robuste ou encore de deux à quatre poteaux réunis par un treillis. De même, les supports horizontaux peuvent être monotubulaires ou triangulés avec deux à quatre longerons. Les pièces peuvent être de section uniforme ou variable.

Après un bref rappel des exigences de conception, nous examinerons ici les caractéristiques principales des principaux systèmes disponibles en Amérique du Nord pour supporter la signalisation aérienne.

## **2. CRITÈRES DE CONCEPTION**

### **2.1 Équipements routiers**

Les principaux équipements que l'on installe sur les portiques sont les panneaux de supersignalisation, lesquels sont caractérisés par leurs grandes dimensions. Le panneau standard, est fait d'extrusions en aluminium qui sont boulonnées entre elles et fixées à des barres en T : il ne pèse guère plus de 0,2 kPa. Le panneau à message variable (PMV ou VMS), apparu sur le réseau routier nord-américain au cours des dernières années, est un panneau certes versatile, mais aussi, beaucoup plus lourd et plus large aussi. Cette évolution entraîne aussi de nouveaux problèmes qu'il ne faut pas négliger. Ainsi, on rapporte deux ruptures de structures cantilever en Virginie et en Californie (NCHRP Report 411, p. 70) : ces équipements avaient été installés en négligeant les effets de torsion beaucoup plus importants et les effets aérodynamiques à prendre en compte forcément lorsqu'un panneau peut atteindre de 1,2 à 1,5 m de largeur. Le comportement aérodynamique de ces installations est complexe et requiert des études approfondies pour étudier les effets dus aux vents et au passage des véhicules. L'usage des PMV est limité au Québec à des installations sur portiques.

Des équipements secondaires tels que des feux lumineux, des caméras et des petits panneaux sont aussi installés sur les portiques : ils ont peu d'impact ; on doit toutefois faire attention aux vibrations des structures trop peu chargées car elles ne peuvent pas bénéficier de l'amortissement disponible en présence de grands panneaux. Des amortisseurs de vibrations existent mais ils ne peuvent pas protéger la structure éternellement.

### **2.2 Conception structurale**

La conception a longtemps été basée sur les seules exigences de la norme américaine, laquelle est basée sur le calcul aux contraintes admissibles. Depuis 1997, le Ministère des Transports exige que la conception des structures de signalisation aérienne soit faite selon la méthode de calcul aux états limites selon les exigences stipulées dans la norme « Ontario Highway Bridge Design Code » (OHBDC). La résistance d'une structure de signalisation aérienne doit être suffisante pour résister aux combinaisons de chargement les plus critiques stipulées pour les états limites ultimes ULS-4 et ULS-5. Les autres états limites SLS-1, et FLS-1 doivent aussi être pris en considération. Les calculs de résistance sont basés sur les normes S157-M83 et OHBDC, en plus des ajustements apportés pour prendre en compte les conditions applicables aux structures de signalisation aérienne. Ainsi, on prend en compte la bonification de résistance obtenue en faisant le traitement thermique requis suite à l'exécution des assemblages soudés entre une semelle d'ancrage et un poteau en alliage d'aluminium 6063-T6.

Il y a certes d'importantes différences entre les normes AASHTO et OHBDC, cette dernière étant généralement beaucoup plus sévère. À titre d'exemple, il n'y a qu'à considérer le verglas où la norme OHBDC considère des épaisseurs excédant largement celles prévues par la norme AASHTO pour le Nord des Etats-Unis : nul ne peut désormais nier l'importance de prendre en compte les surcharges de verglas dans la conception des structures. En ce qui a trait aux autres critères de conception, la norme américaine fait présentement l'objet d'une vaste refonte. A priori, des pressions de vent plus élevées devraient être considérées. De plus, de

nombreuses exigences supplémentaires seront vraisemblablement stipulées pour améliorer la résistance à la fatigue.

C'est là un constat que nous avons déjà fait : l'inspection des portiques de signalisation aérienne de type A1 révèle que les fissures se produisent aux extrémités des membrures secondaires dont les assemblages sont faits par soudures d'angle. La fissuration par fatigue se produit parfois dans l'assemblage comme l'illustre la figure 1 ; elle peut aussi se produire directement dans la membrure secondaire ou dans le longeron, ce qui est alors très critique.

**Fig. 1.** Fissuration d'un assemblage



Quelques modifications aux procédures de soudage s'imposent d'emblée. En évitant de faire des départs ou des arrêts là où les concentrations de contraintes sont les plus élevées, on évite déjà beaucoup de problèmes car les zones d'arrêt et de départ constituent un endroit où les défauts de soudage sont fréquents : dans les assemblages usuels, ce point critique se situe là où la paroi d'une membrure fait un angle de  $135^\circ$  avec la paroi de la membrure principale. Les nouveaux plans types du Ministère indiquent qu'une préparation de surface est maintenant nécessaire pour exécuter la soudure entre des parois dont l'angle excède  $120^\circ$ .

La recherche menée à l'École Polytechnique de Montréal par Sylvain Bédard sous la direction de Bruno Massicotte, ing. Ph. D. et André Picard, ing. Ph.D., permettra d'en apprendre davantage sur la résistance réelle des assemblages utilisés dans la construction des portiques de signalisation aérienne.

### **3. PORTIQUE TRIANGULÉ DE TYPE A1 EN ALUMINIUM**

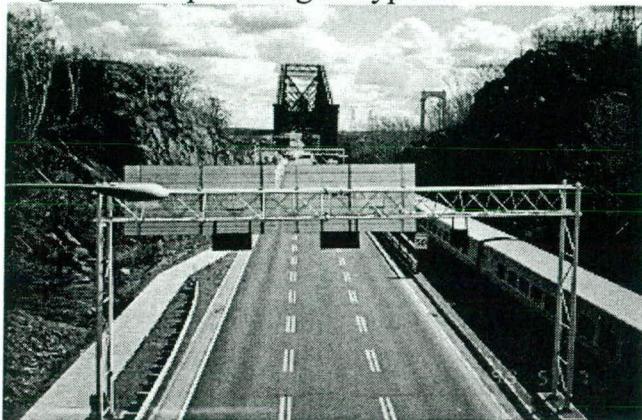
Ces portiques sont constitués d'une charpente métallique en aluminium. Ils comportent une poutre triangulée et deux ou trois supports verticaux. Le Ministère utilise couramment quatre types de portiques : A, B, C et CS. La figure 2 montre un exemple de portique de type A1. Ces portiques se caractérisent essentiellement par la largeur,  $D_x$ , et la hauteur,  $D_y$ , de la poutre triangulée soient les types A (914 mm x 914 mm), B (1219 mm x 1219 mm), C (1524 mm x 1524 mm) et CS (1829 mm x 1524 mm). Les portiques A1 ont couramment une portée de 15 m à 30 m. La hauteur des supports verticaux excède rarement 10 m. Dans les meilleures conditions, la superficie totale des panneaux ne dépasse guère  $60 \text{ m}^2$ .

#### **3.1 Poutres triangulées**

Les poutres triangulées comportent quatre longerons reliés par des pièces diagonales formant un treillis. Les longerons et les membrures secondaires sont en alliage d'aluminium 6061-T6. Les

longerons des poutres triangulées existantes ont 4,76 mm d'épaisseur ; ceux des nouvelles poutres triangulées ont 6,35 mm d'épaisseur ; leur diamètre est de 89 mm pour les poutres de type A, de 127 mm pour celles de type B et de 152 mm pour celles de types C et CS.

Fig. 2. Portique triangulé type A1



Les membrures diagonales des poutres triangulées de type A, B ou C sont assemblées à 45° par rapport aux longerons.

Les membrures diagonales verticales des poutres triangulées de type CS sont assemblées à 45° tandis que les diagonales horizontales sont ajustées en fonction de l'espacement horizontal plus important entre les longerons de la poutre triangulée.

### 3.1.1 Discontinuités de la triangulation aux extrémités d'une poutre

Aux extrémités de la poutre triangulée, la triangulation est interrompue de façon à laisser un jeu suffisant pour permettre de faire l'assemblage à l'aide de boulons en U. Il est essentiel de limiter l'excentricité entre le dernier nœud de triangulation et l'axe du support vertical.

Certaines discontinuités ont parfois atteint plus de 900 mm. Mentionnons que de telles discontinuités entraînent des surcharges importantes sur les longerons et sur les deux dernières diagonales dans chaque face du treillis : une augmentation de contraintes de près de 25% est possible dans les pires conditions.

Il va de soi que ces discontinuité du treillis aux extrémités d'une poutre triangulée s'avèrent souvent le point le plus névralgique de la structure. D'ailleurs, plusieurs structures inspectées ont révélé des dommages importants aux extrémités des poutres. Les problèmes de discontinuité structurale sont aggravés par l'absence de cales entre les longerons et les poteaux. Des correctifs rapides peuvent être apportés en renforçant in situ les extrémités des poutres : il s'agit alors d'ajouter une diagonale sur chacune des quatre faces de la poutre triangulée dont une extrémité a une discontinuité aussi grande. Compte tenu du fait que le soudage in situ est rarement possible, la solution présentement considérée est le renforcement à l'aide de pièces boulonnées in situ. Des essais de chargement sont prévus incessamment pour tester la solution préconisée.

### 3.1.2 Discontinuités de la triangulation dans les zones de raccord entre les segments d'une poutre

Comme de grandes portées sont généralement requises, des poutres constituées de deux ou trois segments sont monnaie courante. Dans les zones de faible cisaillement situées à mi-portée ou au tiers de portée, les segments de poutre sont boulonnées entre elles à l'aide des brides de raccord soudées aux longerons. Le faible cisaillement présent en ces zones de discontinuités structurales relativement importantes ne peut générer une flexion secondaire significative. Cette affirmation

reste vraie en autant que les segments du treillis soient orientés adéquatement. Ainsi, des nœuds de triangulation effectifs doivent se situer de part et d'autre de la bride de raccord. Ceci implique qu'en plan, tout autant horizontal que vertical, une diagonale acheminant un effort jusqu'à proximité d'une bride de raccord doit être suivie d'une autre diagonale ou d'une traverse qui supportera l'effort de l'autre côté de ladite bride de raccord. Malheureusement, les inspections ont révélé que quelques poutres triangulées ne sont pas conformes à ce genre d'installation. Des dommages importants ont été constatés sur une structure pratiquement neuve située à Longueuil et la structure a dû être démontée.

### 3.2 Supports verticaux

Les supports verticaux (voir fig. 3) comportent deux poteaux généralement tronconiques qui sont reliés par une poutre d'appui, des pièces diagonales et des traverses formant un treillis continu jusqu'à la base ; la poutre d'appui sert d'assise à la poutre triangulée.

Fig. 3. Portique triangulé type A1 - Support vertical



L'alliage d'aluminium 6063-T6 choisi pour les poteaux permet une conification facile et un traitement thermique qui l'amène à un niveau de résistance supérieur à celui de l'aluminium de charpente de type 6061-T6. Les membrures secondaires et la poutre d'appui sont en alliage d'aluminium 6061-T6.

Les gabarits sont établis de telle sorte que la poutre triangulée puisse être mise en place facilement : avant de faire la pose des boulons en U, on doit forcément combler l'espace libre total de 50 à 64 mm à l'aide de cales insérées entre les longerons supérieurs et les poteaux.

L'usage de piédestaux est une pratique qui s'est répandue largement au cours des années. Elle est la conséquence directe de l'évolution de la signalisation routière. Cette évolution a entraîné l'augmentation de la hauteur des panneaux au fil des ans. Ce faisant, il a fallu rehausser de nombreuses poutres triangulées afin de respecter le dégagement minimal de 5,5 m entre le bas des panneaux de signalisation et la chaussée. Ces changements ont entraîné de nombreuses modifications des charpentes installées initialement avec des supports verticaux peu élevés. L'augmentation de la hauteur totale des supports verticaux requiert une vérification de la stabilité d'ensemble de la structure.

#### 3.2.1 Résistance à la base des poteaux des supports verticaux

Un traitement thermique est requis suite à l'exécution des soudures entre la semelle d'ancrage et le poteau en alliage d'aluminium 6063-T6. Les normes nord-américaines reconnaissent qu'il y a bonification de la résistance dans la zone affectée par la chaleur lors du soudage (ZAT). Au lieu de limiter la contrainte maximale à une valeur  $F_{yw}$  de 70 Mpa, on peut considérer une valeur

égale à 85% de la limite élastique en état non-soudé de l'alliage d'aluminium 6063-T6, soit :  $0,85 F_y = 144 \text{ MPa}$ . Pour bonifier davantage la résistance des poteaux, on les munit d'un manchon de renfort afin de compenser la diminution de résistance suite au soudage des semelles d'ancrage.

Le fabricant utilise une procédure de soudage incluant un traitement thermique postérieur à l'exécution des soudures de la semelle d'ancrage. De façon générale, les calculs théoriques révèlent une faiblesse potentielle dans la ZAT correspondant à la soudure d'angle située au haut du collet de la semelle d'ancrage. Toutefois, peu de dommages de ce type ont été constatés, ce qui laisse supposer que l'effet du vieillissement naturel pourrait être éventuellement considéré dans les analyses. Il appert toutefois que ce phénomène de vieillissement naturel puisse être considéré seulement pour de très longues durées, de l'ordre d'au moins 20 ans. Une vérification de l'état de dureté Rockwell du matériau est un indicateur que les métallurgistes estiment très fiable : des vérifications de la dureté devraient être faites pour statuer sur ce point.

En ce qui a trait aux semelles d'ancrage, il est assez fréquent de constater des dommages dus aux concentrations de contraintes aux points de contact avec les tiges d'ancrage. Outre les surcharges possibles, l'autre phénomène à considérer est l'effet de la corrosion des semelles d'ancrage en aluminium dû au contact direct avec le béton ou avec des tiges d'ancrage rouillées. Ce faisant, les pièces s'affaiblissent progressivement jusqu'à ce que la résistance devienne insuffisante pour résister aux efforts développés à la base des poteaux.

### 3.2.2 Treillis des supports verticaux

Le treillis doit supporter les charges horizontales dues au vent s'exerçant sur la poutre triangulée et aux équipements qu'elle supporte. La triangulation des supports verticaux est considérée continue jusqu'à la base des poteaux, là où le dernier noeud de triangulation se situe à 300 mm du bas de la semelle d'ancrage. En présence de piédestaux, il y a généralement des discontinuités importantes dans la triangulation.

Ces discontinuités structurales et les dommages à la semelle d'ancrage doivent être identifiés. La hauteur totale entre le centre de la dernière traverse horizontale d'un support vertical et le bas de la semelle d'ancrage doit normalement être limitée à 300 mm, sinon une évaluation spéciale est requise. Habituellement, la partie supérieure des supports verticaux possède un treillis adéquat, ce qui est loin d'être toujours le cas à la base des supports verticaux, là des piédestaux ont souvent été ajoutés et où les charges se sont accrues.

### 3.2.3 Piédestaux

Trois types de piédestaux sont couramment utilisés : le piédestal de type P1 qui ne comporte qu'une traverse, le piédestal de type P2 qui comporte deux traverses et le piédestal de type P3 qui comporte deux traverses et une diagonale. Il arrive parfois que plusieurs piédestaux soient juxtaposés pour rehausser un support vertical. Souvent, aucune diagonale n'est présente sur des hauteurs parfois fort importantes lorsque les piédestaux de type P1 et P2 sont utilisés. De plus, le bilan de capacité de la structure est généralement déficient en présence de piédestaux. Ces pratiques sont à éviter.

L'absence de toute diagonale sur une hauteur importante entraîne une flexion secondaire qui s'ajoute aux efforts principaux qui sollicitent déjà les pièces de la structure, les rendant ainsi plus vulnérables. Évidemment, l'effort horizontal à reprendre au sommet d'un support vertical s'achemine directement par le treillis jusqu'au dernier nœud de triangulation avant de se répartir en fonction de la rigidité des membrures. Dans un piédestal, les traverses ne peuvent guère contribuer à renforcer la base des poteaux puisque sans aucune diagonale présente sur une hauteur considérable, les piédestaux doivent être sollicités en mode Vierendel, c'est-à-dire que les traverses des piédestaux doivent être sollicitées en flexion. Comme la résistance flexionnelle des traverses s'avère très faible par rapport à celle des poteaux, une partie de la charge horizontale de vent est transmise en passant par la dernière traverse reliant les poteaux au niveau du nœud de triangulation. Chaque poteau doit alors résister à une flexion secondaire importante car les autres traverses situées au-dessous de ce point de transfert n'ont pratiquement aucun rôle. La détermination des efforts se fait donc aisément à l'aide de coefficients de flexion et de cisaillement déterminés en prenant en compte la rigidité flexionnelle des poteaux et la rigidité axiale de la dernière traverse.

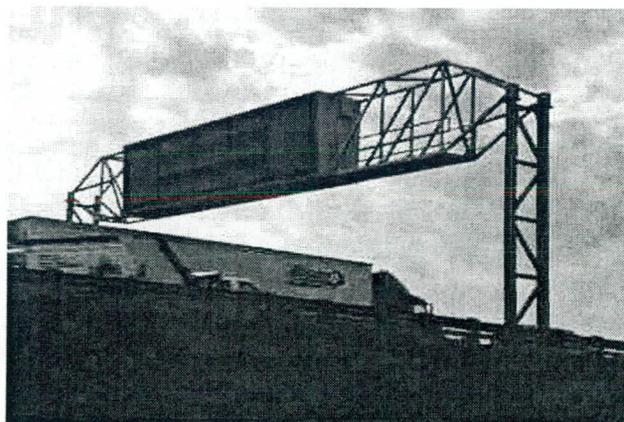
Au besoin, on peut évidemment raffiner davantage les calculs, mais le gain potentiel est marginal. Il est utile de rappeler que lorsque la discontinuité structurale est faible, on devrait prendre en compte la déformation en cisaillement, ce qui est moins important lorsque s'accroît la discontinuité de la triangulation à la base d'un support vertical, l'énergie de déformation en cisaillement devenant relativement plus faible dans le bilan global par rapport à l'énergie de déformation flexionnelle des poteaux et de déformation axiale des traverses horizontales.

#### 4. PORTIQUE TRIANGULÉ DE TYPE A1 EN ACIER

Ces portiques sont constitués d'une charpente métallique en acier. Ils comportent une poutre triangulée de très grande capacité et deux ou trois supports verticaux.

Dans certains états américains où les effets du verglas sont négligeables, la portée prévue pour les portiques de type A1 s'étend d'une portée de 15 m jusqu'à 50 m. Ces portiques sont prévus pour installer des panneaux ayant une superficie totale variant de 65 à 100 m<sup>2</sup>.

Fig. 4. Portique triangulé type A1 en acier



La figure 4 montre un portique ontarien de conception récente. Cette structure de type A1 est utilisée pour supporter un PMV de très grandes dimension. La structure est dotée d'une passerelle d'inspection.

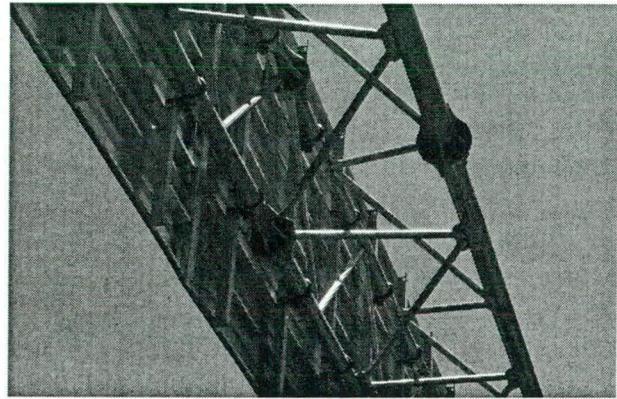
Des portiques dont la poutre triangulée ne comporte que 3 longerons et un treillis 3D sont d'usage courant en Amérique du Nord. Les figures 5 et 6 en montrent un exemple.

Lorsque les poutres sont galvanisées, la longueur limite d'un segment de la poutre dépasse rarement 12 m. Pour assurer un aspect esthétique adéquat, on doit utiliser des aciers dont le taux de silicium est contrôlé sévèrement. C'est d'ailleurs une exigence stipulée pour la fabrication des tours d'éclairage et des lampadaires en acier.

**Fig. 5.** Portique triangulé type A1 en acier – poutre à 3 longerons (Tri-cord)

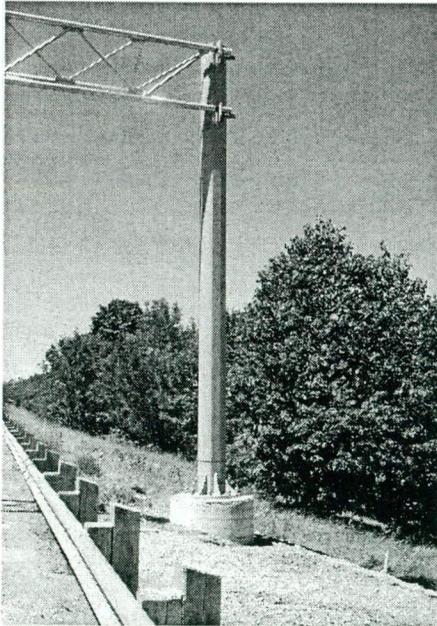
a) Vue en élévation

b) Brides de raccord



**Fig. 6.** Portique triangulé type A1 en acier – 3 longerons

- Support vertical monotubulaire



Les portiques en acier peuvent comporter des supports verticaux triangulés ou des supports verticaux monotubulaires tel que celui montré dans la figure 6 ci-contre.

Afin de pouvoir compter sur la meilleure résistance possible à la fatigue, il y a lieu de considérer l'élimination des raidisseurs autant que possible.

À la base des supports verticaux, on devrait privilégier l'usage d'une soudure pleine pénétration avec soudure d'angle en surépaisseur.

On notera en outre qu'un portique doté d'une poutre monotubulaire à section variable en acier peut avoir une portée atteignant plus de 30 m. Ce type de structure est cependant exposé de façon plus tangible aux effets des tourbillons alternés.

## 5. PORTIQUES MONOTUBULAIRES DE TYPE A3 EN ALUMINIUM

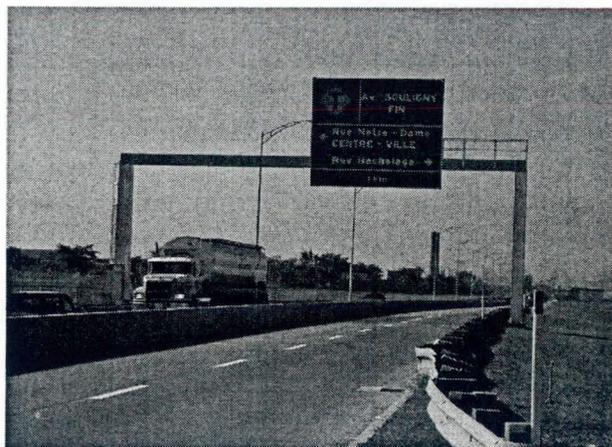
En Amérique du Nord, les petits portiques monotubulaires en aluminium conviennent tout à fait à l'installation d'équipements tels que des feux lumineux ou des petits panneaux d'indication de voies. La capacité maximale considérée pour les applications courantes ne dépasse guère plus de 12 m<sup>2</sup> de superficie de panneau.

En Europe, les portiques monotubulaires en aluminium ont des membrures à section rectangulaire très robuste. Les membrures sont fabriquées en soudant les plaques sur des extrusions. Les supports verticaux sont de forme tronconique. Ces portiques ont une capacité vraisemblablement équivalente ou supérieure à celle des portiques triangulés de type A1 couramment utilisés sur le réseau québécois. Il appert que ces structures pourraient supporter une superficie de panneaux allant jusqu'à 100 m<sup>2</sup>, ceci restant à vérifier selon les exigences des normes nord-américaines.

En France, ce type de portique a vraisemblablement remplacé tous les portiques de type triangulé. Au Québec, la compagnie SSD a pris une entente de transfert de technologie pour fabriquer ce type de structure et éventuellement entrer sur le marché américain. Les figures 7 et 8 montrent un portique installé sur l'avenue Souigny à Montréal dans le cadre d'un projet-pilote qui est en cours présentement.

Fig. 7. Portique monotubulaire type A3 ( SSD )

a) Vue vers l'Ouest-Panneau 1

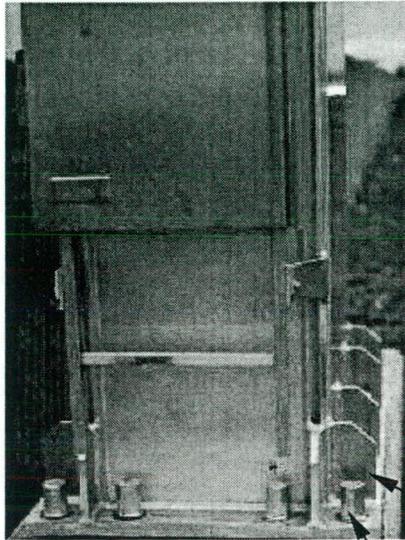


b) Vue vers l'Est-Panneaux 1 et 2



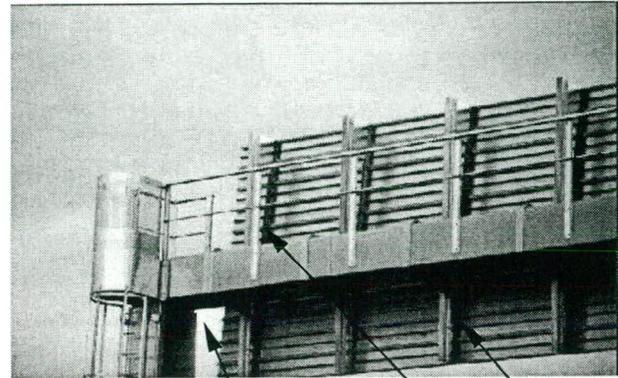
**Fig. 8.** Portique monotubulaire type A3 ( SSD )– Détails

a) Joint inférieur



20 tiges d'ancrage requises

b) Joint supérieur



Échelle

Garde-fou

Joint boulonné

Montant et sangle

Raidisseur

## 6. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Nous avons pu constater que de nombreux systèmes structuraux s'offrent aux organismes publics pour combler toute une panoplie de besoins en signalisation aérienne. Le choix d'un design spécifique doit être fait en fonction des besoins à long terme qu'il importe de prendre en compte dans la conception des structures de support d'équipements routiers.

On peut certes accroître quelque peu le gabarit actuel des poutres triangulées de type A1 en aluminium mais il faudra réexaminer les assemblages dans les zones de discontinuité structurale. Le nouveau portique monotubulaire de type A3 (SSD) semble très prometteur mais c'est une nouvelle technologie qui doit faire ses preuves avant d'en généraliser l'usage. On constate que le nombre potentiel de sections critiques pouvant être affectées par la fatigue est fortement réduit : il s'agit essentiellement des brides de raccord et des semelles d'ancrage, les autres assemblages présentent moins d'inquiétudes.

Il faut concevoir une structure de façon telle que l'ajout d'un équipement supplémentaire se fasse le plus rapidement possible sans avoir à rehausser ou remplacer une structure. Il faut donc accroître la capacité des structures jusqu'à 100 m<sup>2</sup> au besoin. Il faut aussi normaliser les gabarits des structures et limiter l'inventaire de façon à faciliter la gestion du réseau. En acier, nous savons déjà que la cible de 100 m<sup>2</sup> peut être atteinte aisément. En aluminium, ce but à atteindre requiert des efforts supplémentaires. Il faudra toutefois mettre au point un nouveau système structural et il faudra investir pour obtenir les meilleurs assemblages possibles.

## REMERCIEMENTS

L'auteur tient à remercier tout particulièrement Messieurs Sylvain Bédard, Bruno Massicotte et André Picard pour avoir contribué à l'avancement de la recherche dans le domaine de la fatigue des assemblages soudés en aluminium, de même que Monsieur Yves Casavant dont la compagnie Feralux contribue à ladite recherche et finalement, les inspecteurs Messieurs Michel Labonté et Roger Gosselin pour leur précieuse collaboration lors de l'inspection des structures en aluminium faisant l'objet de la présente étude.

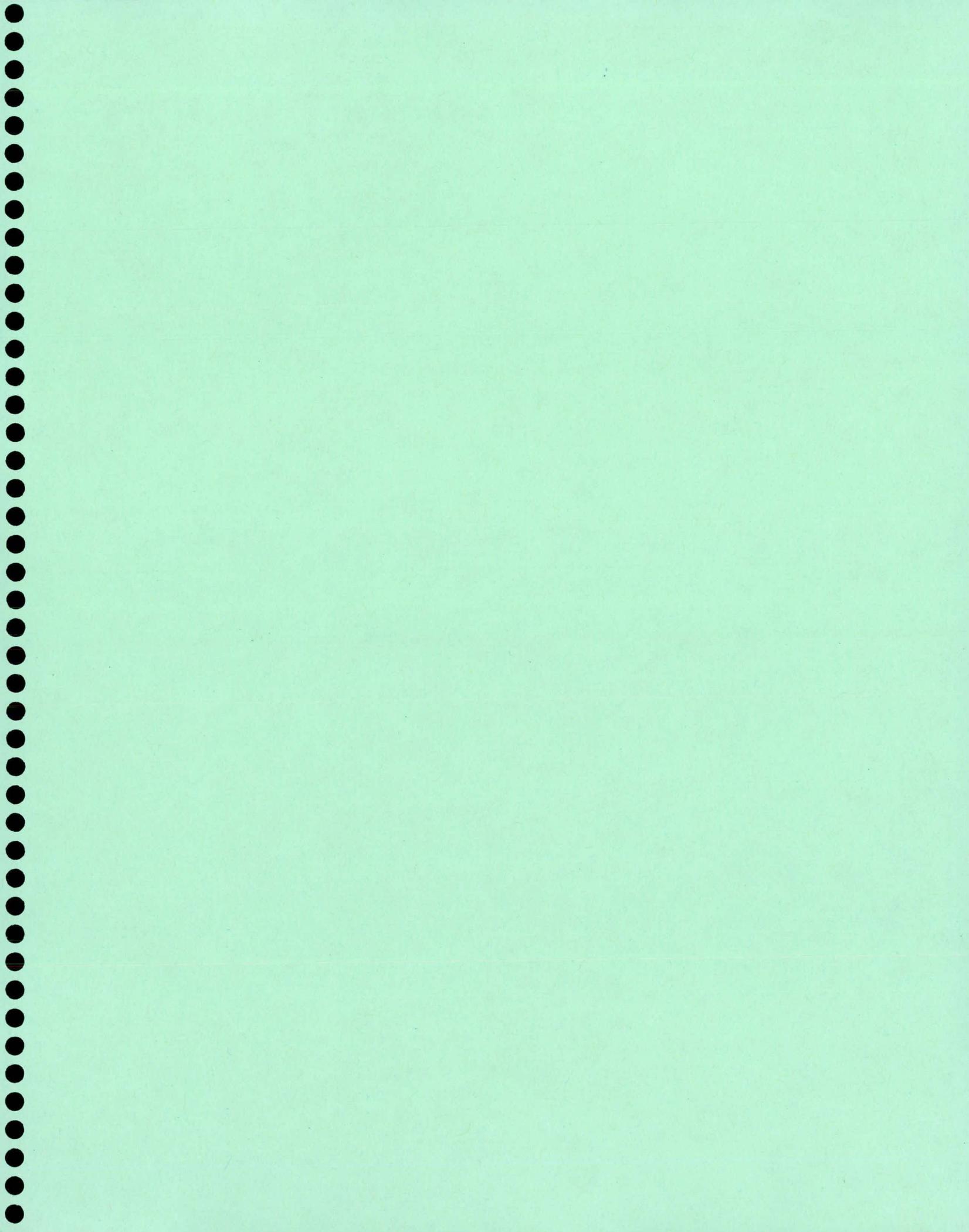
## RÉFÉRENCES

AASHTO (1994). « Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires and Traffic Signals ». American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

MTO (1991). Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC) , 3e édition.  
Ontario Ministry of Transportation, Toronto.

TRB (1998). Structural Supports for Highway Signs, Luminaires and Traffic Signals .  
NCHRP Report 411, Transportation Research Board, Washington, D.C.

TRB (1998). Fatigue-Resistant Design of Cantilevered Signal, Sign and Light Supports.  
NCHRP Report 412, Transportation Research Board, Washington, D.C.



# RÉSISTANCE À LA FATIGUE DES PORTIQUES DE SIGNALISATION AÉRIENNE EN ALUMINIUM

Sylvain Bédard<sup>1</sup>   Bruno Massicotte<sup>1</sup>   André Picard<sup>2</sup>  
Étudiant à la maîtrise   Professeur titulaire   Professeur titulaire

<sup>1</sup> Département des génies civil, géologique et des mines  
École Polytechnique de Montréal  
Montréal (Québec) H3C 3A7

<sup>2</sup> Département de génie civil  
Université Laval  
Sainte-Foy (Québec) G1K 7P4

**RÉSUMÉ :** L'inspection récente de structures de signalisation aérienne, suite au verglas de 1998, a révélé de nombreux signes de détérioration indiquant une durée de vie inférieure aux attentes. Malgré les modifications proposées aux procédés de fabrication, le ministère des Transports a initié un programme de recherche visant à valider et, au besoin, améliorer, les méthodes de fabrication. Ainsi, durant l'été et l'automne 1999, des essais statiques et cycliques ont eu lieu sur une poutre d'un portique de signalisation aérienne en aluminium. Le but de ces essais était de déterminer la performance des assemblages soudés que l'on retrouve dans ces structures. Le programme expérimental est jumelé à des analyses par éléments finis afin de déterminer une courbe de conception de fatigue pour le type d'assemblage le plus courant.

## INTRODUCTION

Les portiques de signalisation aérienne en aluminium ont récemment fait l'objet d'une attention toute particulière. En effet, en 1998, après les tempêtes de verglas qui ont gravement touché le Québec, le ministère des Transports du Québec (MTQ) a procédé à une inspection détaillée des structures de ce type. Plusieurs d'entre elles présentaient des signes de détérioration avancée. De nombreuses fissures causées par les sollicitations aléatoires du vent ont été observées au niveau des assemblages soudés. Des mesures correctives ont immédiatement été prises pour réparer les structures les plus endommagées.

Cependant un fait inquiétant demeure. Bien que ces portiques soient conçus en accord avec les normes actuelles, leur vie utile a été plus courte que prévue. Le MTQ s'est donc joint à l'École Polytechnique, à l'Université Laval et aux entreprises œuvrant dans le domaine pour trouver des solutions à long terme au problème de fatigue. Cet article présente une partie des travaux effectués durant l'été et l'automne 1999.

## OBJECTIFS, PORTÉE ET MÉTHODOLOGIE DU PROJET

Le projet de recherche comporte trois objectifs principaux:

- comparer les normes canadiennes avec ce qui se fait ailleurs;
- valider la performance des structures de signalisation aérienne en aluminium fabriquées selon les critères en vigueur;
- améliorer les procédés de fabrication et les critères de conception de ces structures.

Les types et dimensions des portiques en aluminium de même que le nombre de détails problématiques étant nombreux, le projet a été restreint à l'étude des assemblages soudés entre les diagonales et le longeron d'un treillis de type T2. Le projet comporte des essais structuraux statiques et cycliques sur des tronçons de poutres triangulées de même que sur des éléments d'assemblages isolés. Ces essais sont accompagnés d'analyses structurales conventionnelles, utilisées lors de la conception de tels éléments structuraux, de même que des analyses raffinées par éléments finis.

## FATIGUE D'UN MATÉRIAU

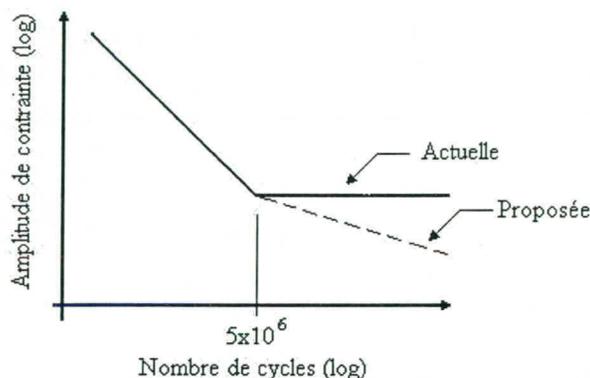
La fatigue est définie comme étant la détérioration interne d'un matériau soumis à des efforts cycliques. Cette détérioration consiste en la formation de fissures qui sont toujours initiées aux endroits où la variation de la contrainte locale de traction est la plus élevée. Chaque cycle de chargement d'une amplitude excédant un seuil minimal cause une propagation des fissures qui se poursuit jusqu'à ce que l'aire de la section restante soit insuffisante pour reprendre les efforts appliqués, ce qui conduit à la rupture. Les données relatives à la fatigue sont généralement présentées sur un graphique logarithmique, appelé courbe S-N, dont l'ordonnée représente l'amplitude des contraintes nominales (S) et l'abscisse, le nombre de cycles (N) jusqu'à la rupture. Les matériaux possèdent pour la plupart une limite d'endurance qui représente le niveau de contrainte en dessous duquel il n'y aura pas de rupture par fatigue, et ce, peu importe le nombre de cycles de chargement.

Les normes spécifient des courbes S-N pour chacun des types d'assemblages les plus couramment utilisés. Cependant, les assemblages faits de membrures tubulaires, comme ceux des portiques de signalisation, n'en font pas partie. En fait, il existe peu de données concernant ce type de joint fabriqué en aluminium. L'approche utilisée dans ce projet s'inspire donc des recherches effectuées sur des assemblages similaires en acier. Plusieurs études faites sur les structures des plates-formes de forages ont permis de développer la méthode du point critique ou « *hot spot* ». Cette méthode est basée sur l'utilisation de l'amplitude de contrainte locale maximale au lieu de l'amplitude de contrainte nominale. De cette façon, tous les points expérimentaux se retrouvent sur une courbe S-N unique, peu importe la géométrie de l'assemblage. Il a été démontré par Sharp et al. (1996) que cette hypothèse était également valide pour l'aluminium. On peut obtenir la contrainte locale par des mesures expérimentales ou par une analyse par éléments finis.

## REVUE DES NORMES

La norme CAN/CSA-S157 régit la conception des structures d'aluminium au Canada. La version actuellement en vigueur date de 1983. Depuis ce temps, de nombreuses recherches ont eu lieu, notamment en Europe. Suivant ces nouveaux développements, une révision de la norme S157 a été proposée en 1992 mais n'a toujours pas été acceptée à ce jour. L'une des modifications majeures proposées concerne les courbes S-N. Des études ont démontré que lorsqu'une structure d'aluminium est soumise à un chargement spectral, les amplitudes inférieures à la limite d'endurance contribuent également à l'accumulation des dommages, mais à un taux moins élevé.

Il est donc proposé de modifier la pente des courbes S-N au delà de la limite d'endurance pour tenir compte de ce phénomène (voir la figure 1).



**Figure 1 : Courbes S-N proposées**

La norme britannique BS-8118, parue en 1992, et l'Eurocode 9 de 1999 ont déjà adopté ces courbes à deux pentes. De plus, les normes européennes offrent un plus grand choix de catégories d'assemblages. En effet, il y a 9 catégories dans la norme BS-8118, et 33 dans l'Eurocode 9, incluant des courbes pour différents types d'alliage, contre seulement 6 catégories dans la norme canadienne et dans les recommandations de l'« *Aluminium Association* » aux États-Unis. Une étude comparative faite par Sharp et al. (1996) montre que la norme BS-8118 offre les critères de conception les plus critiques alors que la norme S157 est souvent la moins sévère.

En Amérique du Nord, les guides de conception sont écrits en admettant que l'ingénieur est familier avec le phénomène de la fatigue. Donc, peu d'informations complémentaires s'y retrouvent. Du côté européen, les guides sont plus complets. Des techniques pour traiter les chargements spectraux ainsi que des recommandations concernant l'utilisation de la méthode du point critique y sont incluses.

## PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

### Essais statiques

La première phase du programme expérimental consiste à vérifier la performance des structures de signalisation aérienne construites selon les critères et méthodes actuelles. Pour ce faire, une poutre triangulée de 4877 mm de long par 1219 mm de côté, tel qu'illustré sur la figure 2, a été fabriquée selon les spécifications du MTQ. Les longerons sont fait de profilés tubulaires 127x6.35 et les diagonales de profilés 60.3x5.54 en alliage d'aluminium 6061-T6. Les joints ont une excentricité de 25 mm au point de rencontre des diagonales. La poutre a été par la suite coupée longitudinalement de façon à obtenir deux treillis identiques. Le premier a été chargé statiquement alors que le second a été soumis à un chargement cyclique. La charge était

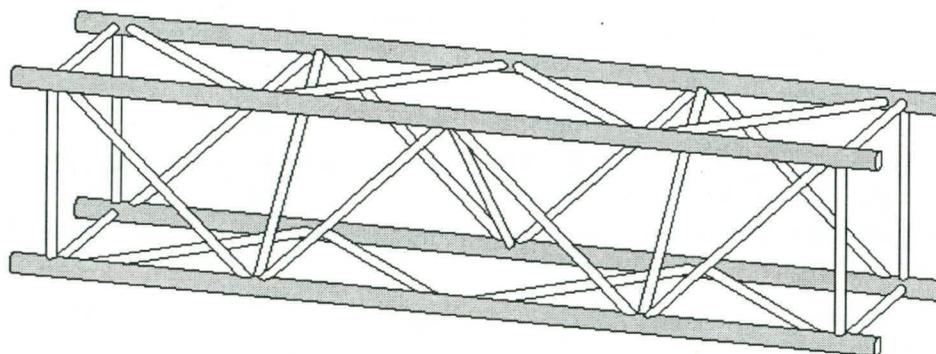
appliquée à l'aide d'un vérin hydraulique au centre du treillis au croisement des deux diagonales (voir la figure 3).

Généralement, dans l'analyse d'un treillis, on suppose des joints concentriques rotulés. Cette hypothèse n'est pas valide dans ce cas-ci car la contribution du moment causé par l'excentricité est non négligeable et compte pour environ 30 % de la contrainte nominale dans la diagonale. La résistance ultime de la diagonale en traction est calculée comme suit:

$$T_u = A_g F_{wu} = 953 \text{ mm}^2 \cdot 170 \text{ MPa} = 162 \text{ kN} \quad (1)$$

où  $A_g$  est l'aire de la diagonale alors que  $F_{wu}$  est la contrainte de rupture du matériau dans la zone affectée thermiquement (ZAT). Donc, tenant compte du moment, la force de traction dans la diagonale au moment de la rupture devrait être d'environ 113.4 kN ( $0.7 \times 162$ ).

Or, la rupture est survenue lorsque la traction dans la diagonale n'était que de 77.3 kN. Cependant, la rupture s'est produite à l'intérieur de la soudure même si normalement celle-ci doit être plus résistante que les membrures. Des examens macrographiques réalisés sur plusieurs soudures des spécimens (Gosselin et Labonté 1999) ont permis de voir plusieurs défauts. Entre autres, il y avait un manque de fusion à l'interface des diagonales et de la paroi du longeron. Une mauvaise préparation de la surface en est probablement la cause.



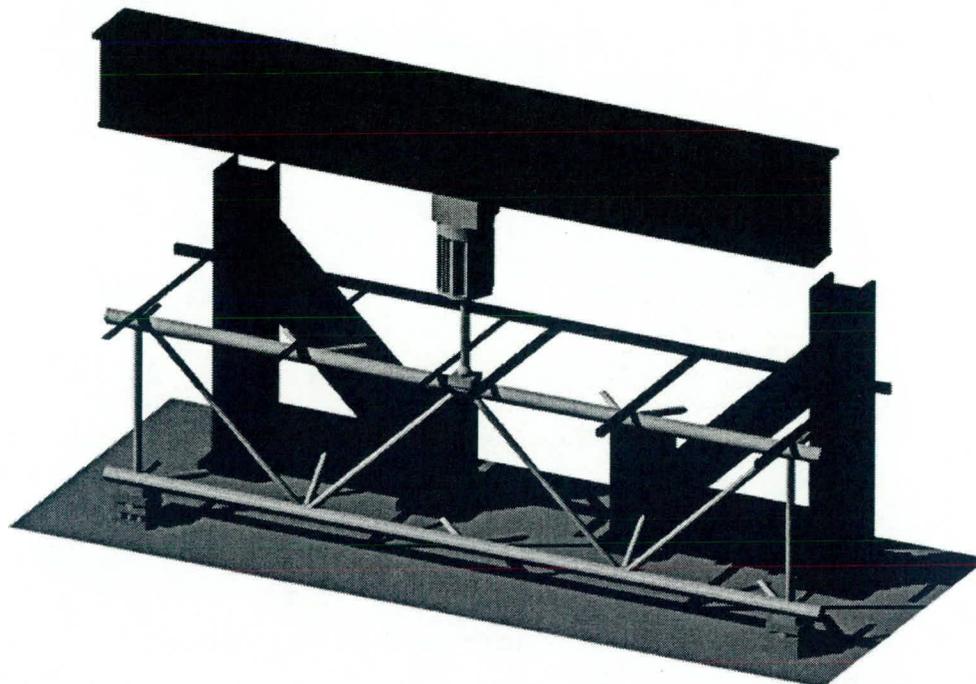
**Figure 2 : Poutre triangulée**

### Essais de fatigue

Pour le deuxième treillis, soumis à un essai de fatigue, on a utilisé le même montage que pour l'essai statique. Pour des considérations pratiques, la variation du chargement sur le treillis a été fixée à 22.24 kN. Ainsi, la variation de la contrainte nominale dans la diagonale tendue était d'environ 22.7 MPa. Bien qu'il n'y ait pas de courbe S-N spécifique à cet assemblage, une estimation de la durée de vie est obtenue en utilisant la catégorie la plus critique de la norme S157 (catégorie F). Selon la version en vigueur, le nombre de cycles avant d'atteindre la rupture devait être d'environ 682000. Il est intéressant de noter que la même prédiction faite en utilisant

les courbes proposées dans la version de 1992 donne 400000 cycles. La norme britannique de son côté donne 470000 cycles.

Une fissuration a été remarquée à 520000 cycles. À ce moment, la fissure avait une longueur d'environ 6 mm. La rupture totale de la section s'est produite à 670000 cycles. Encore une fois, la fissure s'est propagée à l'intérieur de la soudure, tout comme pour l'essai statique. Cependant, en temps normal, la dégradation du matériau aurait dû se produire dans la ZAT. Le manque de fusion a entraîné des points de concentration de contrainte à la racine de la soudure.



**Figure 3 : Montage d'essais sur poutres triangulées**

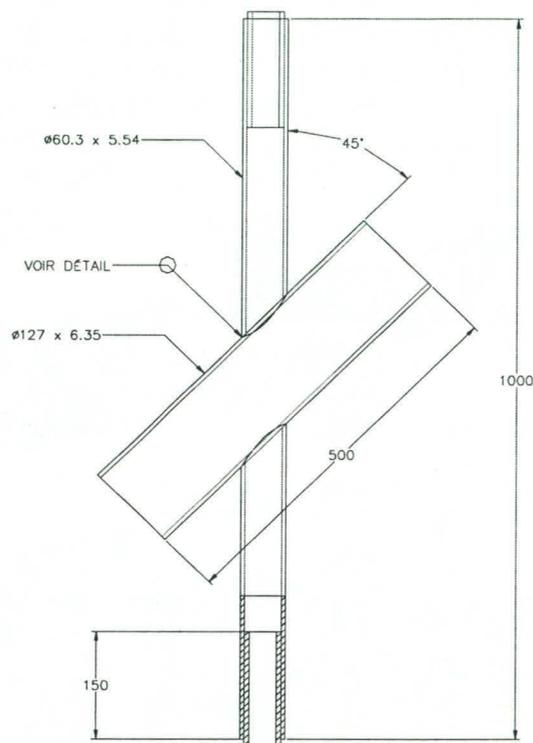
### **Essais sur les soudures**

Après examen des résultats des essais sur la poutre triangulée, il est apparu clairement que les soudures avaient besoin d'amélioration. Des échantillons représentant l'assemblage entre les diagonales et le longeron (Figure 4) ont été fabriqués en faisant varier certains paramètres qui influencent la performance des soudures, soit la préparation de la surface, l'angle d'inclinaison des diagonales, le type d'alliage et l'utilisation de goussets. Ces échantillons ont été soumis à un essai de traction pour déterminer la capacité ultime des soudures.

### **Essais de fatigue sur des joints en K**

Pour conclure le programme expérimental, une série d'essais de fatigue sera réalisée sur des joints en K au printemps 2000. Ces joints ont une géométrie semblable à celle illustrée sur la figure 5. Le chargement imposé sur le spécimen représentera la répartition des efforts qui se trouvent dans une poutre triangulée complète (dernier assemblage en K): une diagonale étant

comprimée et l'autre tendue, alors que le longeron est tendu d'un seul côté. Les essais cycliques ont pour but de déterminer la courbe S-N et la limite d'endurance pour ce type de joint



**Figure 4 : Échantillons pour les essais sur les soudures**

## CONCLUSIONS

Il reste encore beaucoup de recherche à faire sur le sujet. L'historique du chargement réel et l'influence de la turbulence générée sur ce type de structure par le passage de véhicules lourds sont encore inconnus. Il pourrait donc s'avérer utile un jour d'instrumenter un portique en condition de service. Pour l'instant, il est important de pouvoir rattraper le retard accumulé du côté des outils de conception en se dotant d'une norme plus à jour.

## REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le ministère des Transports du Québec et le Fonds FCAR pour leur support financier.

## RÉFÉRENCES

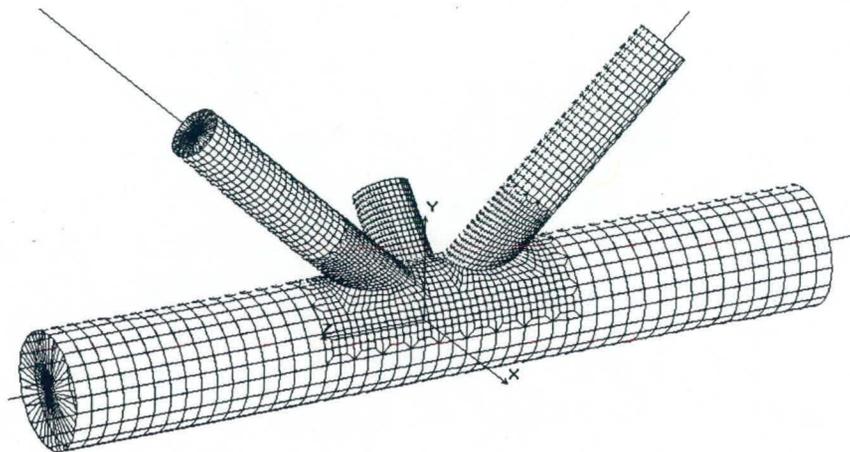
BS-8118, 1991. Structural use of aluminium , Part 1. British Standard.

CAN/CSA-S157-M83, 1983. Strength Design in Aluminium. CSA Standards.

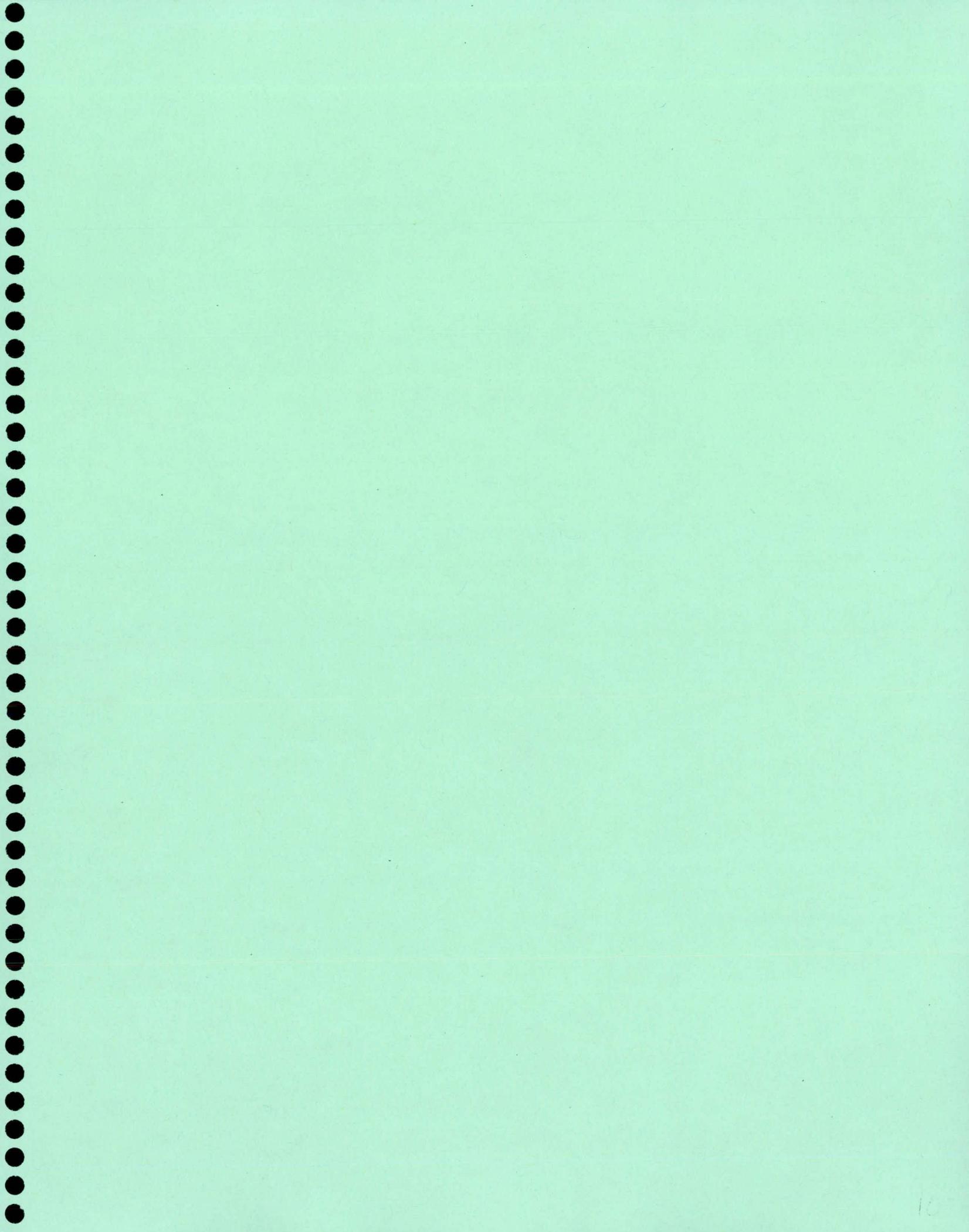
Eurocode 9, 1998. Design of aluminium structures – Part 2 : Structures susceptible to fatigue. European prestandard.

Gosselin, R. et Labonté, M. 1999. Rapport d'analyse des soudures de la structure de signalisation routière en aluminium réalisé suite aux essais de fatigue et statique sur une poutre triangulée. Service des matériaux d'infrastructures, Ministère des Transports du Québec.

Sharp, M. L., Nordmark, G. E., Menzemer, C. C. 1996. Fatigue Design of Aluminium Components & Structures. McGraw-Hill, New York.



**Figure 5 : Maillage d'éléments finis sur un joint en K**



# COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES BOULONNES ANTIGLISSMENT 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, largement acceptés et utilisés mondialement dans le cas des structures d'acier, semblent faire l'objet d'une divergence d'opinion entre nord-américains et européens lorsqu'il s'agit d'ouvrages d'art en aluminium. En effet, la norme européenne, *Eurocode 9*, permet leur utilisation tandis que les normes nord-américaines actuelles (AASHTO et autres) interdisent ou à tout le moins restreignent considérablement l'usage de tels assemblages dans les structures en aluminium. Une étude du comportement des assemblages antiglissement en aluminium dans le contexte canadien a donc été entreprise dans le but de clarifier ce point. Cette étude comprend une recherche bibliographique et un programme d'essais expérimentaux visant à déterminer l'influence de différents paramètres sur le coefficient de frottement des profilés structuraux en aluminium. Ce travail pourrait également servir de base à l'élaboration d'un article de norme nord-américaine sur le sujet. Une meilleure connaissance du comportement de ces assemblages permettrait, entre autres, d'améliorer la résistance à la fatigue des 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 Amérique du Nord et en Europe, en particulier dans le domaine de la réhabilitation des ponts existants. Au Québec, une équipe de chercheurs de l'Université Laval composée des professeurs D. Beaulieu, A. Picard, J. Bastien et B. Massicotte a initié en 1994 un projet de recherche portant sur les possibilités techniques et économiques d'utiliser ce métal dans les ponts routiers.

Dans le cadre de ce projet global, un programme de recherche visant à déterminer le comportement des assemblages boulonnés antiglissement en aluminium dans le contexte canadien est actuellement en cours au Département de génie civil de l'Université Laval. Une première partie comprenant une revue bibliographique exhaustive du sujet a jusqu'à maintenant été complétée, tandis qu'une série de 85 essais expérimentaux de résistance au glissement par frottement, cœur de la deuxième partie de cette recherche, est sur le point d'être amorcée.

## ÉTAT DES CONNAISSANCES ACTUELLES SUR LES ASSEMBLAGES BOULONNÉS ANTIGLISSMENT EN ALUMINIUM

### Raison d'être des assemblages boulonnés antiglissement

L'utilisation d'assemblages boulonnés antiglissement (que nous surnommerons ici ABA) dans les structures permet d'obtenir des joints plus rigides que ce que l'on obtiendrait normalement avec des assemblages boulonnés ordinaires (assemblages à contact, où les efforts appliqués sont repris par le cisaillement des boulons en contact avec les pièces assemblées). En effet, la force de précontrainte qui est appliquée sur ces assemblages, résultant de la tension induite dans les boulons lors du serrage contrôlé, fait en sorte que des forces de frottement se développent entre les surfaces. Ce sont ces forces qui viennent résister aux efforts appliqués : il

n'y a donc aucun mouvement relatif des pièces pour amener les boulons en contact et ainsi aucune déformation géométrique du joint. Sous des charges cycliques, l'utilisation de tels assemblages est donc avantageuse, en particulier si le signe des efforts varie, puisqu'elle permet d'améliorer grandement la résistance à la fatigue.

Deux paramètres sont particulièrement importants lorsque l'on parle d'assemblages boulonnés antiglissement, soit le coefficient de frottement relatif aux surfaces en contact des pièces assemblées et la force de précontrainte appliquée perpendiculairement au plan de l'assemblage. La résistance au glissement générée dans un assemblage boulonné est directement proportionnelle au produit de ces deux paramètres. Il est à noter que le coefficient de frottement dépend du traitement de surface qui a été appliqué aux surfaces en contact (habituellement, nettoyage au jet de sable pour obtenir un profil caractérisé par la hauteur moyenne des aspérités de la surface).

Largement acceptés et utilisés mondialement dans le cas des structures d'acier, les ABA semblent faire l'objet d'une divergence d'opinion entre nord-américains et européens lorsqu'il s'agit de structures d'aluminium. En effet, leur utilisation est permise en Europe depuis au moins une vingtaine d'années, tandis qu'en Amérique du Nord, les normes traitant de l'aluminium dans les ouvrages d'art restreignent considérablement leur usage ou l'interdisent tout simplement.

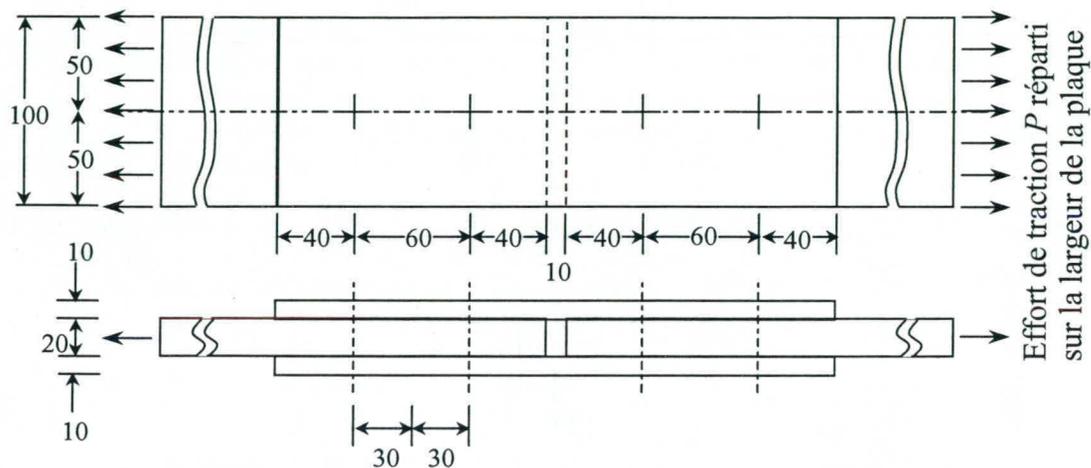
#### Assemblages boulonnés antiglissement en aluminium : le point de vue européen

La première norme européenne permettant de considérer la résistance au glissement dans les assemblages boulonnés constitués de plaques d'aluminium et de boulons en acier à haute résistance fut l'*European Recommendations for Aluminium Alloy Structures (ERAAS)* (ECCS, 1978). À partir d'essais réalisés en Allemagne en 1971 et en France en 1976, cette norme donnait les valeurs du coefficient de frottement ( $\mu$ ) à utiliser pour la conception d'assemblages boulonnés antiglissement pour trois traitements de surface différents. Toutefois, c'est surtout l'épaisseur de la plus mince des pièces assemblées qui semblait particulièrement influencer la valeur de  $\mu$  (valeurs entre 0,20 et 0,55).

Après avoir observé que certains des traitements de surface recommandés dans la norme de 1978 semblaient inadéquats, l'ECCS commanda en 1987 une nouvelle série d'essais dans le but de déterminer de nouveaux traitements de surface standardisés plus performants et d'étudier les autres facteurs pouvant influencer la valeur du coefficient de frottement pour un traitement de surface donné (Ramirez, 1987). Il fut conclu, suite à ces essais, que, pour un traitement de surface donné,  $\mu$  varie plutôt selon l'épaisseur totale des pièces assemblées, jusqu'à une certaine limite au-delà de laquelle cette valeur demeure constante. Ces mêmes conclusions furent reprises lors du développement de l'*Eurocode 9*, qui ne permet qu'un seul traitement de surface normalisé à appliquer aux surfaces en contact, soit un «nettoyage léger au jet de sable N10a» (norme ISO 468/1302). Le tableau ci-contre donne les valeurs de  $\mu$  recommandées par l'*Eurocode 9*.

<i>Épaisseur totale de l'assemblage (mm)</i>	<i>Coefficient de frottement <math>\mu</math></i>
$12 \leq \Sigma t \leq 18$	0,27
$18 \leq \Sigma t \leq 24$	0,33
$24 \leq \Sigma t \leq 30$	0,37
$30 \leq \Sigma t$	0,40

Il est intéressant de noter que tous les essais de résistance au glissement par frottement effectués pour obtenir les résultats décrits précédemment ont été réalisés avec des échantillons boulonnés à double recouvrement testés en traction, semblables au corps d'épreuve standardisé décrit dans la procédure d'essai suggérée par l'*Eurocode 9* et montré sur la figure 1.



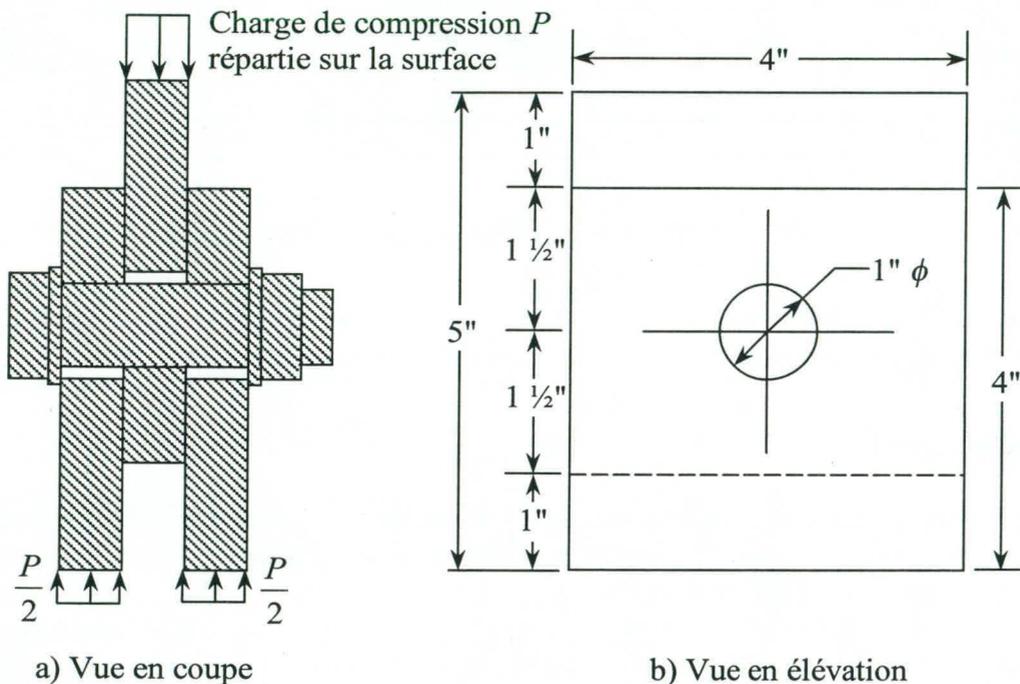
**Figure 1** – Corps d'épreuve recommandé par l'*Eurocode 9* pour les essais de résistance au glissement par frottement (essai en traction, 4 boulons M20 en acier dans des trous de 22 mm)

### Le point de vue américain

À l'heure actuelle, aucune norme américaine traitant de l'utilisation de l'aluminium dans les ouvrages d'art ne permet l'usage d'assemblages boulonnés antiglissement. En particulier, les *Guide specifications for aluminum highway bridges* (AASHTO, 1991) et *LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 1994) stipulent expressément que de tels assemblages ne doivent pas être utilisés dans les éléments structuraux en aluminium, tandis que l'*Aluminum Design Manual* (The Aluminum Association, 1994) justifie cet état de choses par un trop faible coefficient de frottement pour l'aluminium, qui ne permet pas de développer des forces de frottement suffisantes pour être considérées du point de vue pratique. De son côté, la norme canadienne CAN3-S157-M83 (ACNOR, 1985) se veut un peu plus souple en permettant que des assemblages antiglissement soient utilisés pour résister aux charges de service, mais ne permet pas leur utilisation aux états limites ultimes. La norme canadienne exige également du concepteur qu'il démontre que le coefficient de frottement hypothétique est effectivement appliqué.

Ce point de vue selon lequel on ne doit pas considérer les ABA pour les ouvrages d'art en aluminium semble toutefois appelé à changer. En effet, une série d'essais commandités par Reynolds Metals Company ont été effectués en 1997 dans le but de fournir de nouvelles données expérimentales et ainsi de permettre de réévaluer la situation des ABA en aluminium (Kissell et Ferry, 1997). Comme il n'existe pas en Amérique du Nord de procédure d'essai normalisée pour déterminer le coefficient de frottement d'assemblages boulonnés en aluminium, les chercheurs choisirent d'utiliser la procédure normalement utilisée dans le domaine de l'acier, soit celle suggérée dans le guide *Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts* (RCSC, 1994). Le corps d'épreuve standardisé de cette procédure, montré à la figure 2, se compose de trois plaques métalliques reliées par un seul boulon et est testé en compression, contrairement à la

procédure européenne où le spécimen est testé en traction. On obtient ainsi avec cette procédure des coefficients de frottement aussi élevés que 0,62 lorsque les plaques d'aluminium sont nettoyées au jet de sable, ce qui pousse les auteurs à suggérer que soient modifiées les normes américaines actuelles de façon à permettre l'usage des ABA en aluminium. On doit toutefois noter que ces essais furent effectués en utilisant des boulons en acier à haute résistance A490, dont l'usage est interdit dans les structures en aluminium à cause de leur susceptibilité à la fragilisation par l'hydrogène lorsqu'ils sont galvanisés (précaution nécessaire dans les structures d'aluminium pour prévenir la corrosion galvanique). Également, il convient de préciser que les effets de la variation de l'épaisseur totale d'un assemblage n'ont pas été étudiés.



**Figure 2** – Corps d'épreuve recommandé par la *Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts* (essai en compression, boulon  $\frac{7}{8}$ " de diamètre)

### DESCRIPTION DES ESSAIS PRÉVUS

Le programme expérimental que nous prévoyons réaliser comprend 85 essais visant à déterminer la résistance au glissement par frottement d'assemblages boulonnés en aluminium, ce qui revient à évaluer le coefficient de frottement des surfaces en contact dans l'assemblage. En plus de nous permettre de déterminer si les procédures d'essai européenne et américaine produisent des résultats différents lorsqu'utilisées dans des conditions identiques, ce programme d'essai nous fournira des données permettant d'évaluer l'influence de différents paramètres sur la résistance au glissement (coefficient de frottement) des assemblages boulonnés en aluminium, comme le traitement de surface appliqué aux plaques d'aluminium, l'épaisseur totale des plaques composant un assemblage, la force de serrage ou l'effet de cycles thermiques (évaluation de la résis-

tance résiduelle au glissement à basse température). Tous ces essais devraient être réalisés au cours de l'été 2000.

Sur les 85 essais prévus, 81 seront réalisés avec un corps d'épreuve normalisé tel que recommandé par le guide *Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts* (RCSC, 1994), conformément à ce qui se fait habituellement en Amérique du Nord, tandis que les quatre autres se feront avec l'échantillon type défini dans la norme européenne *Eurocode 9*.

Toutefois, dans le but de se conformer le plus possible aux exigences des normes décrivant les procédures d'essai utilisées, plusieurs étapes préliminaires doivent être réalisées avant que ne soit débuté le programme d'essais expérimentaux comme tel. En particulier, notons que la procédure américaine requiert de mesurer la tension induite dans les boulons à 1% près, ce qui ne peut se faire qu'en posant des jauges de déformation sur une section plane préalablement meulée sur la tige des boulons. Chaque boulon jaugé devra être calibré sur une presse hydraulique dans un appareil conçu à cette fin avant d'être utilisé pour fabriquer un corps d'épreuve. Une attention particulière devra également être portée à la mesure du déplacement relatif des plaques composant les corps d'épreuve, étant donné que le critère permettant d'établir s'il y a eu glissement s'est produit (évaluation de la force provoquant le glissement) correspond à la détection d'un déplacement relatif des plaques de 0,15 mm dans le cas de la procédure européenne et de 0,02 po (0,50 mm) pour la procédure américaine.

## CONCLUSION

L'intérêt des assemblages boulonnés antiglissement dans les ouvrages d'art en aluminium réside dans une résistance accrue à la fatigue due à l'effet de charges cycliques, parce qu'ils préviennent le mouvement relatif des composantes assemblées. Il s'avère donc important de savoir si de tels assemblages peuvent être utilisés sécuritairement dans le contexte canadien, ce que nous espérons pouvoir déterminer suite à la réalisation du programme d'essais expérimentaux prévu dans ce projet de recherche. Le cas échéant, les résultats obtenus devraient permettre d'élaborer un article sur le sujet dans les normes américaines.

## 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) et le ministère des Transports du Québec pour le soutien financier apporté à ce projet.

## RÉFÉRENCES

THE ALUMINUM ASSOCIATION, 1994, *Aluminum Design Manual - Specifications & Guidelines for Aluminum Structures*, Washington, D.C.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO), 1991, *Guide Specification for Aluminum Highway Bridges*, Washington, D.C.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO), 1994, *LRFD Bridge Design Specifications - First Edition*, Washington, D.C.

ARRIEN, Paul, 1995, *Remplacement d'un tablier de pont par un tablier de pont en aluminium*, mémoire présenté pour l'obtention du grade de maître ès sciences, Département de génie civil, Faculté des Sciences et Génie, Université Laval.

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION (ACNOR), 1985, *Calcul de la résistance mécanique des éléments en aluminium (CAN3-S157-M83)*, Rexdale, Ontario.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 1998, *Eurocode 9 : Design of aluminium structures – Part 1-1 : General rules – General rules and rules for buildings*, prénorme européenne ENV 1999-1-1.

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK (ECCS), 1978, *European Recommendations for Aluminium Alloy Structures*, 1<sup>ère</sup> édition.

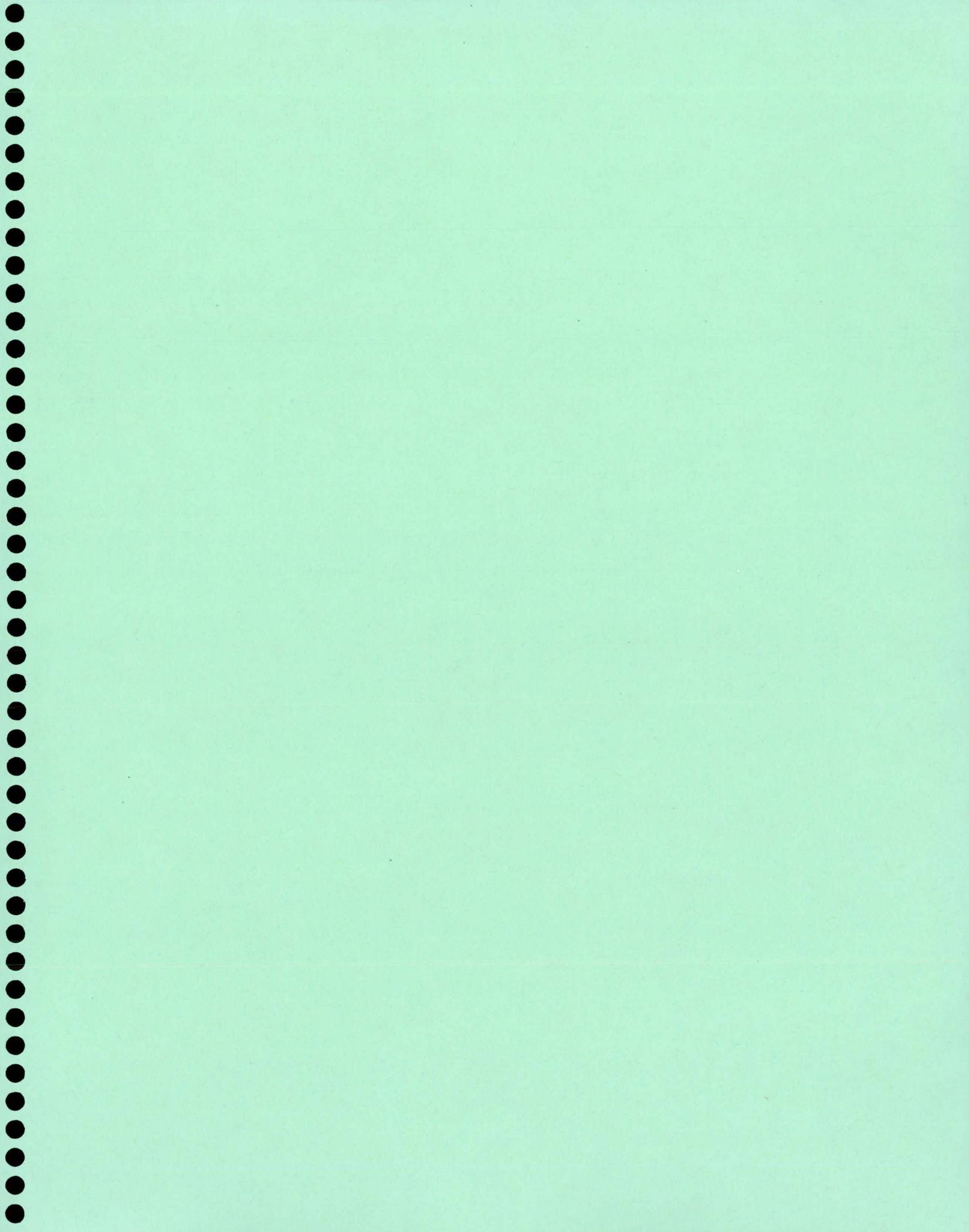
FAUCHER, René, 1995, *Utilisation des produits d'aluminium pour la réhabilitation des ponts dans le contexte canadien*, mémoire présenté pour l'obtention du grade de maître ès sciences, Département de génie civil, Faculté des Sciences et Génie, Université Laval.

KISSELL, J. Randolph. et FERRY, Robert L., 1997, *Aluminum Slip-Resistant Connections*, dans *Proceedings of the 1997 15<sup>th</sup> Structures Congress*, Portland, Oregon, Vol. 2, pp. 836-840.

RAMIREZ, Jose Luis, 1987, *Aluminium structural connections : Conventional slip factors in frottement grip joints*, dans *Proceedings of the International Conference on Steel and Aluminum Structures*, Cardiff, Royaume-Uni, Éditeur R. Narayanan, Elsevier Applied Science.

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) et distribué par l'Industrial Fasteners Institute (IFI).

ROY, Carol, 1999, *Évaluation du potentiel d'utilisation de l'aluminium dans les ouvrages d'art*, mémoire présenté pour l'obtention du grade de maître ès sciences, Département de génie civil, Faculté des Sciences et Génie, Université Laval.



## Étude du potentiel d'utilisation de la méthode RIMT

Josée Bastien\*, Gérard Desgagné\*\*, Gilles Giasson\*\*

\*Département de génie civil, Université Laval

\*\* Ministère des Transports du Québec, Direction des structures

**Résumé :** Les propriétaires de ponts en béton se soucient de l'état de dégradation de leurs ouvrages dû notamment à l'action des chlorures initiée par l'usage de sels déglaçants. Dans le cas des ouvrages précontraints, cette inquiétude est amplifiée par le fait que les conditions d'inspection des câbles sont très difficiles. C'est la raison pour laquelle les techniques d'auscultation non destructives d'ouvrages existants retiennent l'attention et que de fortes sommes sont déployées afin de les développer et les améliorer. Ici la méthode d'auscultation connue sous le nom de R.I.M.T. a été utilisée afin de détecter, sur un ensemble de poutres fabriquées à cet effet, des défauts d'injection de coulis et des défauts de section d'armature active. Les résultats présentés montrent que, dans l'état actuel de développement de la méthode, celle-ci est jugée non satisfaisante.

### Introduction et contexte

Les structures en béton précontraint par post-tension construites au Québec dans les années 60 et 70 sont dans un état de dégradation difficile à évaluer mais qui ne saurait s'améliorer dans les années à venir. Cette situation n'est pas unique au Québec et c'est pourquoi les grandes associations internationales et les grands gestionnaires d'ouvrages portent aujourd'hui un intérêt marqué d'une part, à l'amélioration de la qualité de la construction des ouvrages; en particulier lors de l'utilisation de la post-tension et, d'autre part, au développement de techniques d'auscultation non destructives d'ouvrage.

Le présent article porte sur une étude réalisée en collaboration avec le Ministère des Transports du Québec sur le potentiel d'utilisation d'une méthode d'auscultation non destructive appelée Reflectometric Impulse Testing Method (R.I.M.T). Dans le cadre de l'étude, cette méthode a été utilisée pour l'évaluation de l'intégrité des câbles de post-tension et l'évaluation de la qualité de l'injection des gaines. C'est ainsi qu'une série de poutres comportant divers défauts de câble (perte de section) ou d'injection (manque de coulis) ont été fabriquées puis évaluées.

Avant de présenter certains détails de la fabrication des poutres, les principaux résultats et conclusions de l'étude, cet article aborde de manière plus générale les techniques d'évaluation associées à la durabilité des ouvrages en béton précontraint par post-tension.

### Techniques d'évaluation de la durabilité des ouvrages en post-tension

Une structure fabriquée à l'aide de la post-tension peut être soumise à divers types d'essais qui s'échelonnent du début jusqu'à la fin des opérations de construction ainsi qu'en période de service. Il est ainsi possible aujourd'hui de dénombrer plus d'une vingtaine d'essais réalisables à différentes étapes de la vie d'un ouvrage afin d'en évaluer la susceptibilité à la dégradation ou encore afin d'évaluer l'état actuel de dégradation. Ces divers essais portent généralement sur la qualité de l'injection du coulis, le potentiel à la corrosion, l'intégrité des câbles et les effets de pertes de précontrainte (Concrete Society, 1996).

Afin d'assurer la durabilité d'un ouvrage en post-tension il est clair que les essais les plus performants sont ceux qui peuvent être produits pendant les étapes de construction;

moment où il est encore possible d'apporter, s'il y a lieu, des correctifs. En ce sens, les essais relatifs à la qualité des coulis ainsi qu'à la qualité de l'injection elle-même sont parmi ceux à privilégier dans un contexte de structures nouvelles. En effet, il est généralement reconnu que le coulis constitue la dernière barrière pour contrer les attaques chimiques susceptibles d'endommager les câbles sous tension. Ici les détails de construction sont également très importants.

Dans le cas des structures existantes en post-tension injectées à l'aide d'un coulis, les essais à privilégier sont ceux dont la mise en oeuvre est simple et dont les résultats ne laissent pas place à interprétation. Il convient donc de s'assurer que la technique utilisée satisfasse avec succès un certain nombre de critères de natures diverses. Dans certains cas, les plages et limites d'utilisation doivent être correctement identifiées. Parmi les critères les plus importants, on retrouve :

- Identification adéquate des défauts (nature, localisation et intensité)
- Répétitivité des résultats
- Influence mineure ou nulle du milieu environnant (champ électromagnétique, humidité, etc)
- Influence mineure ou nulle du type de pièce à l'étude (géométrie, profils des câblages, etc.)
- Robustesse de l'équipement sur chantier et facilité des opérations de prise de mesure
- Coûts d'utilisation et d'exploitation de la technique adéquats versus les bénéfices escomptés

La technique d'auscultation basée sur la réflectométrie (R.I.M.T.) est identifiée parmi une dizaine de techniques pouvant être utilisées sur un ouvrage en service (Concrete Society, 1996). Cette technique d'auscultation est principalement utilisée, à ce jour, pour évaluer l'intégrité (perte de section) des câbles sous tension. Dans le cadre de la présente étude, son potentiel à identifier les pertes de section des câbles ainsi que le manque de coulis d'injection dans les gaines a été évalué.

### **Réflectométrie à implusion électronique**

Cette technique consiste globalement à induire un signal électrique de durée très limitée (impulsion) à une extrémité d'un élément conducteur (ici un câble de précontrainte) et, à l'aide d'un appareil récepteur, d'enregistrer le signal réfléchi à cette même extrémité de l'élément conducteur. Selon la nature et les dimensions des anomalies (perte de section et absence de coulis) se trouvant le long de l'élément conducteur, le signal réfléchi prendra divers profils (variation de l'amplitude, de phase, etc.) qui devront être analysés afin de localiser, identifier et quantifier les anomalies rencontrées.

Dans le cadre de la présente étude, la prise des mesures et leur analyse ont été réalisées par une société spécialiste du domaine. Ici, le processus d'analyse est une étape délicate qui se déroule à une étape ultérieure à la prise des données et qui se fait à l'aide d'un logiciel spécialement développé et adapté.

La sévérité des anomalies rencontrées se présentent sous forme de grade suivant deux échelles distinctes : l'une pour les défauts de coulis et la seconde pour les défauts de sections de câble. Les tableaux 1 et 2 présentent les échelles en question.

**Tableau 1 Système d'évaluation pour défaut de tendon**

Grade	Anomalie	RSCT*
0	Mineure	< 14%
1	Modérée	14-43%
2	Sévère	43-99%
3	Rupture complète	100%

\*Réduction approximative de la coupe transversale

**Tableau 2 Système d'évaluation pour défaut de coulis**

Grade	Anomalie	PVC*
0	Mineure	< 15%
1	Modérée	15-35%
2	Sévère	35-50%
3	Rupture complète	>50%

\*Perte approximative de volume de coulis dans la région concernée

### Programme expérimental

L'étude porte sur l'évaluation de quatre poutres en béton précontraint. Celles-ci ont été réalisées par le Ministère des Transports du Québec en conformité avec le cahier des charges et devis généraux (CCDG) tandis que la post-tension des câbles a été réalisée par une société spécialisée dans le domaine. Chacune des poutres comportait un câble rectiligne composé de 10 torons de 12,7 mm de diamètre. Trois des quatre poutres possédaient une longueur de 10m tandis qu'une dernière poutre possédait une longueur de 30m. Lors de la réalisation de ces poutres, des défauts de sections d'armature de précontrainte et des défauts d'injection de coulis ont été introduits artificiellement.

Typiquement, les défauts associés aux armatures actives des ouvrages en post-tension proviennent de la corrosion et de la fissuration qui peuvent entraîner une rupture complète des armatures. Dans le cas présent, ce type de défaut a été introduit artificiellement par une coupure nette de certains fils des torons constituant le câble des poutres. Afin de bien marquer la perte de section, une portion des fils de chaque toron a été retiré, en certains points du câble, sur une longueur minimale de 100mm. Selon la perte de section désirée, un nombre plus ou moins grand de fils constituant chaque toron a été retiré. Pour l'ensemble des quatre poutres, six défauts de section ont été introduits intentionnellement.

Les défauts d'injection typiques dans les ouvrages sont les manques partiel ou total de coulis à l'intérieur de la gaine le long du câble de précontrainte. Ces défauts se situent généralement directement derrière les ancrages ou encore en certains points hauts du profil du câble. Afin de représenter ces divers manques de coulis, des tuyaux en

polychlorure de vynile (PVC) de diamètres variables ont été introduits dans les gaines de précontrainte, entre les torons des câbles, avant les opérations d'injection. Les tuyaux de PVC étaient hermétiquement fermés en chacune de leur extrémités de sorte qu'ils devenaient, lors des opérations d'injection, des obstacles au passage du coulis et créaient, par le fait même, des vides ou absences artificielles de coulis. Les tuyaux introduits avaient une longueur variant entre 130 et 350 mm. Pour l'ensemble des quatre poutres, six défauts de coulis ont été introduits intentionnellement.

### Résultats partiels

Une discussion détaillée des résultats n'est pas possible ici. Les tableaux 3a et 3b permettent toutefois de porter un regard global sur les résultats obtenus. Pour des résultats plus détaillés, le lecteur est prié de consulter le rapport de Bastien (1999).

**Tableau 3a Défaut de coulis d'injection**

Grade	Défaut introduits par MTQ nombre	Défauts localisés par RIMT nombre
0	0	0
1	2	10
2	4	3
3	0	0

**Tableau 3b Défaut de section de câble**

Grade	Défaut introduits par MTQ nombre	Défauts localisés par RIMT nombre
0	2	0
1	3	10
2	1	5
3	0	0

A la lumière des tableaux précédents et des résultats plus détaillés du rapport, les constatations globales suivantes peuvent être tirées :

- En termes de localisation, la méthode RIMT a identifié correctement la localisation de 50% des défauts de section (3 sur 6) et 67% des défauts de coulis (4 sur 6) toutefois elle a identifié un nombre important de défauts inexistant (environ 20).
- En termes de grade, la méthode RIMT a identifié correctement la localisation et le grade de 1 défaut de section et de 3 défauts de coulis, c'est-à-dire 4 défauts correctement identifiés sur les 12 défauts introduits intentionnellement (i.e. 33%).

## **Conclusion**

Les résultats précédents montrent que la méthode R.I.M.T. réussit mieux à détecter les défauts (60%) qu'à en évaluer les intensités (33%). Il convient toutefois ici de souligner le nombre relativement important de défauts (40%) non décelés bien que, dans certains cas, ceux-ci soient sévères (grade 2). Ces défauts non décelés contribuent à minimiser, selon une ampleur variable, le portrait de l'état de dégradation d'un ouvrage. Cette problématique fait donc appel à tous les aspects associés à la sécurité du public.

De plus, il faut noter le nombre important de défauts inexistant décelés par la méthode. Ces défauts sont, dans la plupart des cas, associés à des anomalies de grade 1 (modéré) i.e. des anomalies pouvant avoir un impact important sur la durabilité d'un ouvrage. Cette localisation erronée des défauts a donc une influence sur les décisions prises à l'égard de la gestion de l'entretien (et de la réhabilitation) d'un ouvrage. Les coûts en jeu sont ici importants.

D'autre part, il convient de souligner que, dans le cadre de cette étude, les éléments évalués ont été fabriqués dans des conditions relativement contrôlées et comportaient des géométries simples. Il est clair que les conditions rencontrées sur un ouvrage existant sont beaucoup plus complexes.

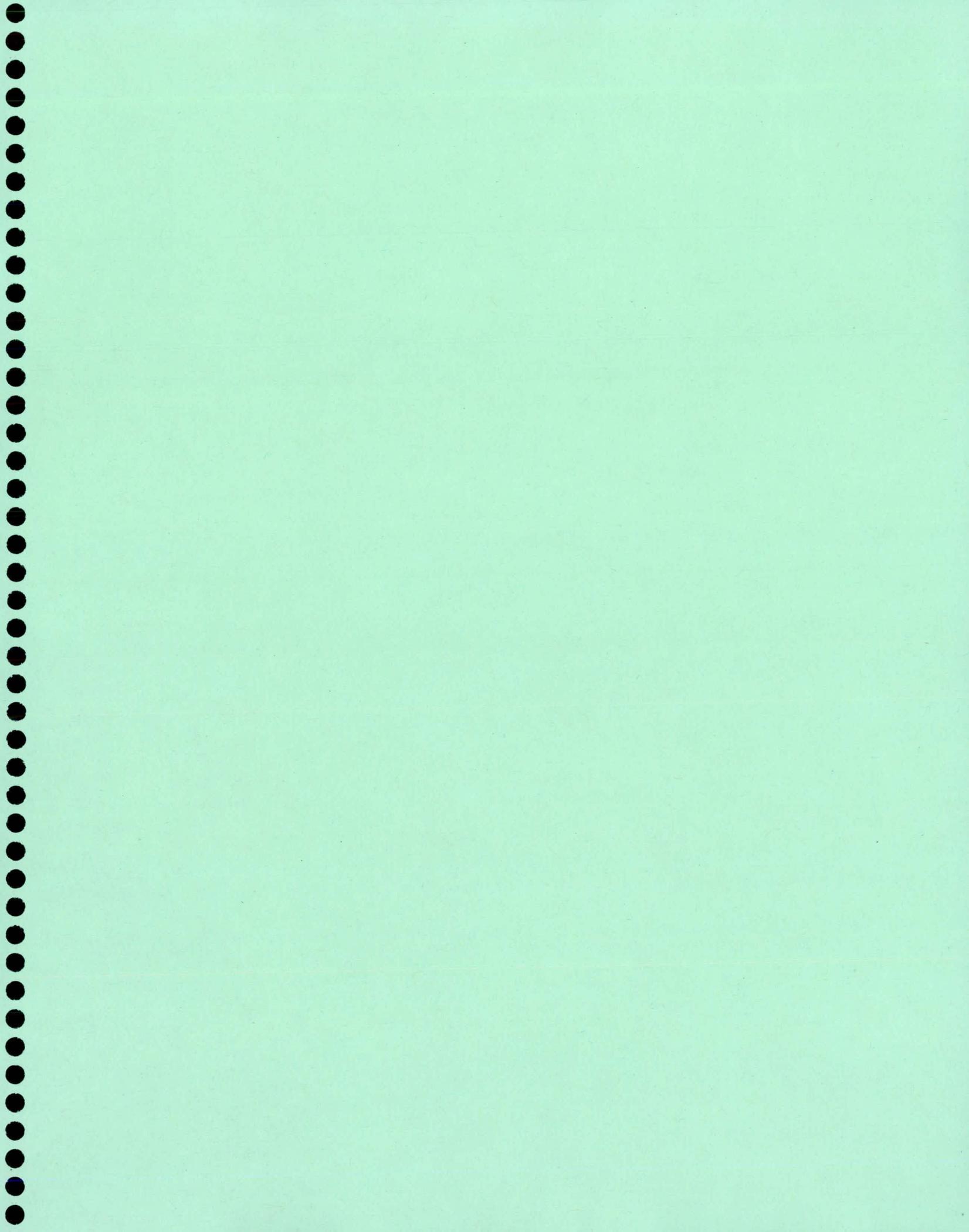
À la lumière des résultats et constatations précédentes, la méthode R.I.M.T., dans son état actuel de développement, n'a pas démontré une efficacité jugée satisfaisante dans le contexte de l'évaluation d'ouvrages existants.

## **Remerciement**

Les auteurs de cette étude tiennent à remercier le Centre de Services du Ministère des Transports du Québec à Cap Santé qui a déployé les ressources physiques et humaines nécessaires à la réalisation des poutres à l'étude.

## **Références**

- Bastien, Josee, 1999. Étude du potentiel de la méthode R.I.M.T., Rapport GCT-99-09, Département de génie civil, Université Laval, 17p.
- Concrete Society, 1996. Durable bonded post-tensioned concrete bridges, technical report no 47, 64p.



# ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU COMPORTEMENT D'UN EMBARCADÈRE DE TRAVERSIERS SOLLICITÉ PAR LE TRAFIC ROUTIER

Marc Savard, Ph. D., ing.  
Direction des structures  
Ministère des Transports du Québec

et

Marc-André Careau, M.Sc., ing.  
Alain Drouin, M.Sc., ing.  
Travaux publics et Services gouvernementaux Canada

## RÉSUMÉ

Cet article présente quelques résultats obtenus lors d'un essai de chargement réalisé sur un embarcadère de traversiers de la Société des Traversiers du Québec. Les résultats ont permis de mettre en lumière la sensibilité de ces structures aux effets dynamiques induits par deux véhicules routiers de charge connue. Le comportement dynamique des ponts routiers étant contrôlé par des paramètres différents de ceux affectant les embarcadères de traversier, une réflexion sur la valeur du coefficient de majoration dynamique à considérer pour l'évaluation de cette structure est présentée.

## 1. INTRODUCTION

Les embarcadères de traversiers sont des ouvrages permettant aux véhicules routiers d'avoir accès à un traversier. Compte tenu des effets de la marée, la rampe d'accès de l'embarcadère peut s'incliner de  $2^\circ$  en montée et jusqu'à  $11^\circ$  (ou plus) en descente de la rive vers le bateau. Au Québec, la majorité de ces rampes d'embarquement comportent deux poutres principales en acier supportant un caillebotis dont la largeur est suffisante pour une seule voie de véhicules, généralement sans trottoir, ce qui en font des structures très légères. Cette légèreté permet de réduire la taille du système de levage nécessaire à l'ajustement de l'inclinaison de la rampe. De manière à assurer l'embarquement sécuritaire des véhicules sur le bateau, la vitesse d'entrée maximale permise est limitée à 15 km/h.

Les ingénieurs chargés de la conception, de l'inspection ou de l'entretien des embarcadères de traversiers se sont référés largement aux normes développées pour les ponts routiers (CAN/CSA-S6, AASHTO,...) en retenant les similitudes des deux types d'ouvrages. Cependant, un certain nombre de différences fondamentales ne peuvent être ignorées, notamment :

- dans les ponts routiers, le rapport de la masse d'un camion chargé sur la masse de la structure dépasse rarement 0,4, alors qu'il approche l'unité pour les rampes. Cette réalité a pour conséquence que les oscillations des véhicules perturbent davantage les rampes en générant des cycles de contrainte plus nombreux et de plus grandes amplitudes ;
- contrairement aux ponts routiers pour lesquels les irrégularités du profil de la chaussée entretiennent l'amplitude des oscillations des véhicules, le profil carrossable des embarcadères ne comporte que très peu d'irrégularités. Cependant, on retrouve, suivant l'amplitude de la marée un changement brusque de pente aux extrémités du tablier de la rampe. Compte tenu de l'horizontalité du pont du traversier, ce changement

de pente devient très important lorsque l'amplitude de la marée est grande (jusqu'à 11° degrés). En particulier, à marée basse, il n'est pas rare que le conducteur d'un camion lourd doive se «prendre un élan» sur le navire, occasionnant un impact réel avec le tablier de la structure ;

- dans des conditions d'exploitations normales, il est fréquent que les véhicules soient forcés de s'immobiliser sur la rampe d'embarquement. Le freinage et le démarrage (embrayage) qui s'en suit induisent des oscillations qui perturbent significativement le comportement de la rampe étant donné le rapport des masses mentionné précédemment. Ces conditions d'exploitation sont plutôt inhabituelles dans le cas des ponts routiers ;
- la vitesse des véhicules est un paramètre qui varie beaucoup dans le cas des ponts routiers alors que celle-ci dépasse difficilement les 15 km/h sur les embarcadères.

Ce sont des différences de ce type qui ont fait ressortir la nécessité de développer une norme spécifique aux embarcadères de traversiers C'est ainsi que les organismes œuvrant dans le domaine ont uni leurs efforts pour élaborer la norme CSA-S826 qui paraîtra sous peu.

Dans le cadre de l'élaboration de cette norme, des essais ont été effectués sur une des rampes de l'embarcadère de Baie-Ste-Catherine au Québec. À notre connaissance, il s'agit de la première expertise du genre sur ce type de structure. Le présent article résume les principaux résultats des essais ainsi que des interprétations que les auteurs souhaitent utiles à la compréhension du comportement des embarcadères de traversiers. Les résultats complets de cette expérimentation sont présentés dans le rapport de Savard *et al* 1998.

## 2. CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES

### 2.1 Objectifs de l'étude

L'objectif principal des essais sur cette structure était de caractériser à la fois le comportement statique et dynamique de la structure afin de faire ressortir les analogies et les différences avec les ponts conventionnels. En particulier, sous des sollicitations statiques :

- étudier la linéarité de la réponse de la structure;
- évaluer le degré d'action composite entre le caillebotis et la superstructure;
- étudier la distribution transversale réelle des sollicitations entre les poutres principales et l'ensemble caillebotis - longerons;
- évaluer les sollicitations dans les câbles servant à l'ajustement de l'inclinaison de la rampe.

Également, sous des sollicitations dynamiques :

- déterminer les fréquences et les modes de vibration de la rampe;
- évaluer le facteur d'amplification dynamique (FAD) en regard de différents paramètres tels que la configuration et masse des véhicules utilisés, la vitesse des véhicules, l'inclinaison de la rampe, l'embrayage d'un véhicule au repos et le freinage;

- déterminer pour une période de quelques jours l'histogramme des sollicitations les plus élevées générées aux différentes sections de mesure.

Pour réaliser ces objectifs, les essais de chargement ont été échelonnés sur deux jours, avec un véhicule d'essai différent pour chacune de ces journées. Le concours d'un des traversiers a été requis pour les essais dynamiques.

## 2.2 Description de la structure

Ce débarcadère routier qui permet l'accès au traversier Baie-Sainte-Catherine - Tadoussac est une structure en acier galvanisé comportant deux rampes principales de 29,06 m chacune avec un tablier d'embarquement de 7,14 m. Un système de levage avec treuils, câbles et barres de suspenste est utilisé pour chacune des rampes, permettant l'ajustement de l'inclinaison des rampes principales en fonction de la marée. Le tablier d'embarquement est actionné à l'aide d'un treuil installé sur la rampe principale. La figure 2.1 montre une vue schématique de la rampe.

La rampe principale est constituée de deux poutres principales WWF 1000x280 sur lesquelles se rattachent 9 entretoises elles-mêmes solidaires des cinq longerons composant la section transversale. Un caillebotis de 125 mm d'épaisseur est rendu solidaire des longerons et des entretoises à l'aide de soudures discontinues.

À noter que les semelles inférieures et supérieures des poutres principales ont été renforcées à l'aide de plaques soudées, soit deux plaques sur la semelle supérieure et trois plaques sous la semelle inférieure. Ces plaques de renforcement sont de longueur variable et sont disposées dans le tiers central de la rampe principale.

## 2.3 Instrumentation

On peut localiser les sections de mesure sur la figure 2.2. La position des jauges de déformation et des lecteurs de déplacement est également présentée sur cette figure. Quatre jauges de déformation ont été soudées sur les semelles des poutres principales de la section de mesure 1. Ces jauges sont numérotées de 111 à 114 et 171 à 174 tel qu'indiqué sur la figure 2.2.

La section de mesure 2 est située entre la quatrième et la cinquième entretoise, ce qui correspond approximativement au centre de la rampe. Un total de 26 jauges de déformation ont été soudées sur les poutres principales et les longerons, tel que montré sur la figure 2.2. Également, la quatrième entretoise a été instrumentée à deux endroits (à 2,18 m et 0,82 m de la face extérieure Est) avec quatre jauges de déformation constituant les sections de mesure 3 et 4. Ainsi disposées, ces jauges permettent le calcul des efforts dans les éléments concernés (Halchini, 1989).

De plus, un lecteur de déplacement a été installé au centre de chacune des poutres principales. L'extrémité mobile de ces capteurs a été fixée à un poteau de chaque côté de la rampe principale, prenant appui au sol et solidarisés par des tendeurs.

Afin de déterminer les fréquences et les modes de vibration de la rampe, un total de quatre accéléromètres de basse fréquence ont été utilisés. La sensibilité de ces capteurs est très grande, pouvant atteindre 100 volts par g. De plus, la vitesse des véhicules d'essai a été mesurée à l'aide d'un boyau-repère a été fixé à l'aide d'attaches métalliques vissées dans le revêtement d'asphalte à l'entrée de la rampe.

## **2.4 Charges utilisées**

Le chargement lors des essais statiques et dynamiques a été réalisé avec deux camions différents. Le véhicule n° 1 est une bétonnière (12 roues) de 6,3 m de longueur et ayant une masse totale de 28,33 t. m. Le véhicule n° 2 est un tracteur semi-remorque de 44,33 t. m. comportant trois essieux répartis sur une longueur totale de 11,6 m.

Pour définir la position de chargement d'un camion en cours d'essais statiques, trois cheminements notés A, B et C et neuf lignes d'arrêt ont été localisés sur la rampe principale, tel que montré sur la figure 2.1. On peut distinguer également sur cette figure la position occupée par les véhicules sur la section transversale du pont pour les différents cheminements. À noter que lors des cheminements A, B et C, les véhicules vont de la rive vers le bateau, alors que le contraire est effectué pour les cheminements A', B' et C'.

## **3. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS**

### **3.1 Essais statiques**

Tel que mentionné à la section 2.4, des essais statiques ont été réalisés avec les deux véhicules d'essai.

#### **3.1.1 Véhicule d'essai n° 1**

Les déformations et les déplacements mesurés en régime statique lors du chargement avec le véhicule n° 1 parcourant les six cheminements A, B, C, A', B' et C' ont été enregistrés. La déformation maximale obtenue dans une des deux poutres principales est de  $-172 \mu\epsilon$  (jauge J273, position d'arrêt C'6), soit une contrainte de compression de 34,4 MPa. Compte tenu de la symétrie de la structure et des cheminements, il est facile par comparaison des résultats de constater la symétrie du comportement de cette structure.

À partir de ces mesures, les efforts internes et la position de l'axe neutre dans les poutres principales, l'entretoise, et les cinq longerons pour les six cheminements ont été calculés. Des tableaux complets rassemblant les résultats de ces calculs sont présentés dans Savard et al. 1998. L'analyse de ces résultats révèle que dans les longerons, l'effort normal est dominant, ce qui confirme la solidarité des longerons et du caillebotis pour la reprise des efforts (en conjonction avec les poutres principales). L'ensemble formé des longerons et du caillebotis agit comme une membrane ayant un comportement assimilable à celui d'une dalle de béton développant une action composite avec les poutres d'acier sous-jacentes. Une rupture du lien entre le caillebotis et les longerons aurait comme effet d'augmenter d'environ 5 % les sollicitations dans les poutres principales. Cette contribution relativement faible du tablier s'explique par la faible excentricité de son plan par rapport aux axes centraux d'inertie des poutres principales, elles-mêmes disposant d'une rigidité flexionnelle beaucoup plus grande que celle des éléments du tablier.

Également, on a calculé les pourcentages moyens de participation des poutres principales et des longerons à la reprise des efforts à la section de mesure n° 2. Ces taux de participation moyens ont été obtenus en calculant la moyenne des taux de participation évalués pour les lignes d'arrêt 1 à 8. Pour les cheminements A et C (les plus défavorables), les efforts se retrouvent à 60 % dans une des poutres principales et 40 % dans l'autre. À noter qu'il s'agit de valeurs extrêmes puisque la rangée de roues extérieures du véhicule est en contact avec les pièces de bois servant de chasse-roue.

Par ailleurs, la flèche maximale s'élève à 29,79 mm à la section n° 2 sous la poutre Ouest lors du cheminement A. Ce déplacement est supérieur à la limite prescrite par la norme fixée à 25 mm pour une structure sans trottoir ayant une fréquence de vibration de 3,60 Hz (voir la section 3.2). À noter cependant que la masse du véhicule n° 1 ne représente que 42 % de la masse du camion normalisé (QS-660), tandis que sa longueur totale n'est que de 39 % de celle du camion normalisé.

Pour le calcul de la flèche occasionnée par le camion normalisé, on peut exploiter les mesures obtenues avec le véhicule n° 1. Connaissant la charge pour chacun des essieux et l'espacement entre ceux-ci, on peut, en exploitant le principe des lignes d'influence, calculer la rigidité équivalente EI d'une des poutres principales et de la partie du tablier qui agit avec celle-ci. En supposant que le comportement de la structure demeure linéaire jusqu'au niveau des sollicitations occasionnées par le QS-660, on peut estimer la flèche maximale causée par le chargement normalisé à plus de 55 mm. Ce déplacement est largement supérieur à la limite prescrite par la norme fixée à 25 mm pour cette structure (section 2.1.1). Bien que sa résistance soit suffisante, ce débarcadère ne satisfait pas l'exigence de la norme quant à la flèche maximale permise.

### 3.1.2 Véhicule d'essai n° 2

Les déformations mesurées lors du chargement avec le véhicule n° 2 parcourant les six cheminements A', B', C', A, B et C ont également été enregistrées. À noter que suite à un bris, aucun lecteur de déplacement n'était disponible au moment de ces essais.

Le calcul des efforts et la position de l'axe neutre dans les poutres principales, l'entretoise, et les longerons pour les six cheminements sont présentés dans Savard *et al.* 1998. La déformation maximale obtenue dans une des deux poutres principales est de l'ordre de  $-249 \mu\epsilon$  (jauge J273, position d'arrêt C'5), soit une contrainte de tension de 50 MPa. Les remarques énoncées à partir des résultats obtenus avec le véhicule n° 1 sont applicables aux résultats obtenus avec le véhicule n° 2.

Également, on a calculé les pourcentages moyens de participation des poutres principales et des longerons à la reprise des efforts à la section de mesure n° 2. La symétrie du comportement et les facteurs de distribution obtenus avec le véhicule n° 2 sont similaires à ceux obtenus avec le véhicule n° 1.

## 3.2 Déformations et déplacements en régime dynamique

### 3.2.1 Résultats des essais dynamiques

Lors des essais dynamiques, un total de 28 canaux d'acquisition étaient disponibles dans lesquels 22 jauges de déformations, deux lecteurs de déplacement et quatre servo-accéléromètres ont été

branchés. La fréquence d'échantillonnage a été fixée à 200 lectures par seconde et la fréquence de coupure des filtres analogiques de type Bessel a été fixée à 40 Hz.

Trois paramètres ont fait l'objet d'un contrôle lors des essais dynamiques, soit l'inclinaison de la rampe (de  $-2,5^\circ$  à  $3,1^\circ$ ), le cheminement emprunté par le véhicule et la vitesse de ce dernier (de 4 à 17 km/h). De plus, les véhicules ont franchi la rampe soit à vitesse constante, soit en procédant à un freinage brusque (amenant l'immobilisation du véhicule près du centre de la rampe) suivi d'un redémarrage peu de temps après.

Pour caractériser la sensibilité d'une structure aux effets dynamiques induits par la circulation routière, on peut calculer un facteur d'amplification dynamique (FAD) défini comme le ratio de la différence entre la réponse maximale obtenue en régime dynamique  $R^{dyn}$  et la réponse maximale obtenue en régime statique  $R^{stat}$  sur cette réponse statique maximale. On a :

$$FAD = \frac{R^{dyn} - R^{stat}}{R^{stat}}$$

Cette approche revient à considérer les effets dynamiques comme des charges statiques supplémentaires pour lesquelles le principe de superposition des effets s'applique. La comparaison des valeurs maximales des déformations et des déplacements statiques et dynamiques pour tous les essais conduit aux résultats montrés dans le tableau 3.2.1.

Dans ce tableau, la valeur présente dans une case ombragée doit être rejetée parce qu'inapplicable. En effet, dans les cas où le point de mesure est trop éloigné du point d'application des charges (hors de la zone d'influence de la sollicitation), la réponse statique de la pièce sous ce chargement est très faible.

L'amplification dynamique des déformations dans les éléments secondaires (longerons et entretoises) est beaucoup plus importante que celle dans les poutres principales. En particulier, les longerons situés vis-à-vis des lignes de roues des véhicules subissent des amplifications très importantes (FAD de 0,77 dans le longeron n° 4, jauges 250). Cette constatation a déjà été rapportée dans la littérature (Paultre *et al.*, 1991). Les FAD mesurés dans les éléments secondaires ne sont généralement pas retenus dans la compilation des résultats visant à déterminer un FAD acceptable pour toute la structure. Considérant que la mise hors service de ces éléments ne porte pas atteinte à l'intégrité de l'ouvrage, on se limite généralement aux mesures obtenues dans les éléments principaux.

Le FAD maximum obtenu avec les mesures des déformations dans les poutres principales s'élève à 0,25 (essai n° 10). Les mesures des déplacements indiquent un FAD maximum de 0,27 (essai n° 15). D'autres études similaires (Paultre *et al.*, 1991) ont rapporté un résultat semblable à savoir que les FAD calculés avec les déplacements sont généralement un peu plus grands que ceux obtenus avec les déformations qui leur sont associées. Ce phénomène trouve son explication dans la sensibilité plus grande des déformations aux contributions des modes supérieurs de vibration. Étant donné que le FAD est un paramètre servant généralement à amplifier des efforts (lesquels sont proportionnels aux déformations), on ne retiendra dans ce qui suit que les FAD obtenus des mesures des déformations.

Par ailleurs, on constate que les FAD les plus grands sont généralement obtenus lorsque la vitesse des véhicules est grande. Pour les vitesses atteintes par les véhicules d'essai, l'inclinaison de la rampe semble avoir peu d'effet sur le FAD. Enfin, les essais impliquant un freinage et un

redémarrage du véhicule d'essai semblent occasionner des amplifications dynamiques légèrement plus grandes.

Soulignons finalement que le FAD maximum obtenu dans les poutres principales avec le véhicule d'essai le plus léger (véhicule n° 1 de 28,3 t.m., FAD = 0,25) est plus grand que celui obtenu avec le véhicule d'essai le plus lourd (véhicule n° 2 de 44,3 t.m., FAD = 0,18). Ce résultat est également corroboré par d'autres études expérimentales effectuées sur des ponts routiers (Billing, 1984). La masse dynamique (produit de la masse du véhicule par le FAD maximum) tendrait à être constante. En d'autres mots, la grandeur des amplifications dynamiques ne serait pas proportionnelle à la masse totale du véhicule. Par conséquent, l'utilisation du FAD maximum obtenu lors des essais pour amplifier les efforts occasionnés par le camion normalisé apparaît comme très conservatrice compte tenu de la masse très élevée des camions que le chargement de calcul représente.

### 3.2.2 Estimation des fréquences et des modes de vibration du débarcadère

Pour déterminer les fréquences et les modes de vibration de la structure, des essais de vibrations libres du débarcadère ont été effectués en sollicitant celui-ci à l'aide d'un madrier produisant un impact vertical sur la structure non chargée. Les fréquences des modes de vibration identifiés sont données dans le tableau 3.2.2 suivant dans lequel le mode 1 est le premier mode de flexion, le mode 2 correspond au premier mode de torsion et le troisième mode identifié est le deuxième mode de flexion.

Modes	Fréquences (Hz)
1	3,60
2	4,85
3	8,95

Tableau 3.2.2 - Fréquences des modes de vibration identifiés

### 3.2.3 Détermination d'une valeur représentative du CMD du débarcadère

Dans la norme CAN/CSA-S6-88 relative au calcul des ponts-routes, on tient compte de la nature dynamique des sollicitations routières en majorant l'intensité des charges statiques normalisées par l'entremise du coefficient de majoration dynamique (CMD). Les valeurs prescrites pour le CMD sont basées sur des mesures de FAD obtenues lors d'essais dynamiques sur des ponts routiers représentatifs de l'ensemble des ponts. Pour tenir compte du caractère très variable des nombreux paramètres ayant une incidence sur les valeurs des FAD expérimentaux, une approche statistique similaire à celle conduisant au facteur de pondération des charges vives (pour la variabilité de l'intensité de ces charges) a été développée afin d'établir des valeurs jugées raisonnables pour le CMD (Bakht et Pinjarkar, 1989). Ce processus d'ajustement (« calibration ») du CMD nécessite la connaissance de la valeur moyenne et du coefficient de variation des FAD expérimentaux. Il tient compte également de la valeur du coefficient de pondération des charges vives et de l'indice de sécurité fixant la probabilité de rupture à un niveau acceptable (l'indice  $\beta$  de la norme). De cette façon, on reconnaît qu'un véhicule qui induirait des efforts dynamiques plus grands que ceux prévus avec le CMD prescrit n'occasionnerait pas de dommages amenant l'effondrement à court terme de l'ouvrage. De plus, à travers l'indice  $\beta$  apparaît le niveau

d'inspection de la structure (indice d'acuité de l'inspection), ce qui assure la sécurité de l'ouvrage même en cas de dépassements fréquents de la prévision associée à un CMD en apparence sous-estimé.

Dans sa version actuelle, cette norme recommande de prendre 0,4 pour le coefficient de majoration dynamique d'une structure routière dont la fréquence fondamentale se situe entre 2,5 et 4,5 Hz. On admet ici que la vibration suivant le premier mode domine généralement la réponse globale de la structure. Le raisonnement derrière cette approche tient du fait que les effets dynamiques les plus importants sont rencontrés lorsqu'une fréquence de vibration du pont, en particulier celle du premier mode, est approximativement égale (phénomène de quasi-résonance) à une des fréquences de vibration des véhicules commerciaux courants, généralement celle associée à leurs oscillations verticales.

Tel que présenté à la section 3.2.2, la fréquence fondamentale des rampes de ce débarcadère s'élève à 3,6 Hz, ce qui leur confère un CMD de 0,4 selon la norme en vigueur. Bien que le CMD et le FAD maximum des essais (évalué à 0,25) ne soient pas directement comparables, l'écart entre ces deux valeurs pourrait laisser entendre que les essais dynamiques réalisés ne sont pas représentatifs des conditions les plus défavorables d'exploitation du débarcadère. Cette interprétation doit cependant être placée dans le contexte où le CMD sert à amplifier les effets de phénomènes dynamiques de nature très différente.

Dans le cas d'un débarcadère, le ratio de la masse du camion chargé sur la masse de la structure approche l'unité, alors qu'il dépasse rarement 0,4 dans la plupart des ponts routiers. De ce fait, les fréquences de vibration de la rampe varient au cours du passage d'un véhicule lourd sur la structure, ce qui dénature le phénomène de résonance explicitement pris en compte dans la norme en imposant un CMD égal à 0,4 pour les structures susceptibles d'entrer en résonance avec les véhicules routiers.

De plus, il est admis que la rugosité de la chaussée a une influence prépondérante sur la grandeur des amplifications dynamiques induites par les véhicules. Cette influence est d'autant plus grande que la vitesse des véhicules est élevée. Dans le cas des débarcadères, la participation de ce phénomène perturbateur (qu'est la qualité du revêtement routier) aux amplifications dynamiques est négligeable. En effet, la surface de roulement présente généralement peu d'irrégularités (caillebotis en acier) et d'autre part, la vitesse des véhicules sur une rampe ne dépasse guère 15 km/h. Cependant, la présence d'un cahot aux extrémités des rampes des débarcadères (et également présent dans les ponts routiers) induit des oscillations de la masse des véhicules, lesquelles perturbent généralement davantage une structure dont la masse est de l'ordre de grandeur de celle des véhicules. Ces considérations rendent primordial le maintien d'une réglementation obligeant les véhicules à maintenir leur vitesse réduite à l'approche et sur les rampes.

En contrepartie, d'autres paramètres influencent significativement le comportement dynamique des débarcadères et n'ont peu ou pas d'influence sur celui des ponts routiers courants. Par exemple, on ne retrouve pas de changement brusque de pente entre la chaussée et le tablier d'un pont routier, ce qui n'est pas le cas des débarcadères (à l'entrée et à la sortie de la rampe, selon les marées). De plus, il n'est pas rare qu'un camion soit forcé de freiner, de s'immobiliser et de redémarrer sur le débarcadère, ce qui est très inhabituel dans le cas des ponts standard, à l'exception des ponts en milieu urbain. Enfin, le débarcadère est une structure mobile et l'ajustement de son inclinaison peut se faire alors que la structure est en service. L'amplification des efforts associée à l'ajustement de la rampe dépend, entre autres, de la grandeur de

l'accélération induite à l'extrémité mobile de la structure et par conséquent, du type de système de levage utilisé.

Dans les cas particuliers où la vitesse des véhicules (souvent un chargement exceptionnel accompagné d'une escorte) est faible et contrôlée, qu'il n'y a pas plus d'un seul véhicule sur la structure et que le freinage, le démarrage sur la structure ou toutes autres formes de perturbations sont limitées au minimum, la norme ontarienne OHBDC de 1983 permet de réduire le coefficient de majoration dynamique. Le facteur de réduction est fonction de la vitesse des véhicules (art. 2-4.3.2.11). Si on applique cette réduction au coefficient de majoration dynamique recommandé par la norme canadienne, le facteur de réduction pour une vitesse maximale supérieure à 10 km/h et inférieure à 25 km/h est de 0,5 et le coefficient de majoration dynamique réduit est égal à 0,20. Soulignons que cette réduction n'est permise que dans le contexte particulier décrit ci-dessus, lequel ne correspond pas pleinement aux conditions d'exploitation des débarcadères.

### 3.2.4 Conclusion

En conclusion, il apparaît que les prescriptions de la norme CAN/CSA-S6-88 quant aux effets dynamiques dans les ponts-routes ne sont pas de bons indicateurs des effets dynamiques induits dans les débarcadères étant donné la nature différente des phénomènes en cause.

À la lumière des résultats obtenus, la valeur du FAD maximum de 0,25 utilisée directement comme CMD de la rampe apparaît comme une estimation conservatrice dans le contexte où ce facteur amplifie les effets du camion normalisé qui est près de 2,5 fois plus lourd que le véhicule d'essai qui a généré le FAD de 0,25. Cependant, les résultats d'essais avec une inclinaison supérieure à 3,1 ° devront être analysés pour confirmer ce résultat.

Concernant la flèche occasionnée par le camion normalisé, elle a été estimée à plus de 55 mm. Ce déplacement est largement supérieur à la limite prescrite par la norme fixée à 25 mm pour cette structure. Bien que sa résistance soit suffisante, ce débarcadère ne satisfait pas l'exigence de la norme des ponts routiers quant à la flèche maximale permise.

## 4.2 Recommandations pour des recherches futures

Pour développer des prescriptions permettant de quantifier l'influence des effets dynamiques dans les éléments structuraux des embarcadères, des essais devraient être réalisés sur d'autres structures de ce type de manière à définir la valeur moyenne et le coefficient de variation du facteur d'amplification dynamique des débarcadères, deux valeurs essentielles au processus d'ajustement d'un coefficient de majoration dynamique représentatif des effets dynamiques dans ces ouvrages. De plus, il serait nécessaire

- 1) d'étudier l'incidence de l'inclinaison maximale du tablier de la rampe (pentes extrêmes), et ce avec des camions de masse différente impliqués dans des essais de freinage et de démarrage;
- 2) Vérifier l'hypothèse de la constance de la masse dynamique (produit de la masse du camion par le FAD maximum) tel qu'observé dans le cas des ponts routiers;

- 3) Vérifier l'adéquation des dispositions de la norme des ponts routiers quant à la flèche maximale permise (établit en fonction de la fréquence fondamentale de la structure).
- 4) Évaluer l'influence de la flexibilité du système de levage sur le FAD applicable lors de l'ajustement de l'inclinaison de la rampe alors que celle-ci est chargée.
- 5) Étudier l'influence du type de système de levage sur l'amplification dynamique des efforts dans la rampe (au moment de l'ajustement de son inclinaison), pour éventuellement tenir compte de ce paramètre dans les prescriptions de la norme.

## 5.0 Bibliographie

*AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 1994.* American Association of State Highway and Transportation Officials, First edition.

*Calcul des ponts-routes - CAN/CSA-S6-88.* Association canadienne de normalisation, Willowdale, Ont.

**Bakht, B. and Pinjarkar, S.G. 1989.** *Review of dynamic testing of highway bridges* Structural Research Report SRR-89-01, Ministry of Transportation of Ontario, Downsview, Ont.

**Billing, J. R., 1984.** *Dynamic loading and testing of bridges in Ontario.* Revue Canadienne de Génie civil, 11:833-843

**Felber, A., J., 1994.** *U2, V2, P2 Manual,* Experimental Dynamics Investigations, EDI Ltd., Vancouver, B.C.

**Halchini, C., 1989.** *Essais extensométriques d'un pont acier-bois : les poutres principales.* Rapport MTQ-89-18, ministère des Transports du Québec, Qué.

**Paultre, P., Chaallal, O. et Proulx, J., 1991.** *Essais dynamiques des ponts - État des connaissances,* Rapport de recherche SMS-91/02, Université de Sherbrooke, Qué.

**SAVARD, M., Ouellet, G., CAREAU, M-A. et DROUIN, A. 1998.** «Essais extensométriques, débarcadère rampe «B», municipalité : Baie-Ste-Catherine», Dossier P-15657, Direction des structures, Ministère des Transports du Québec.

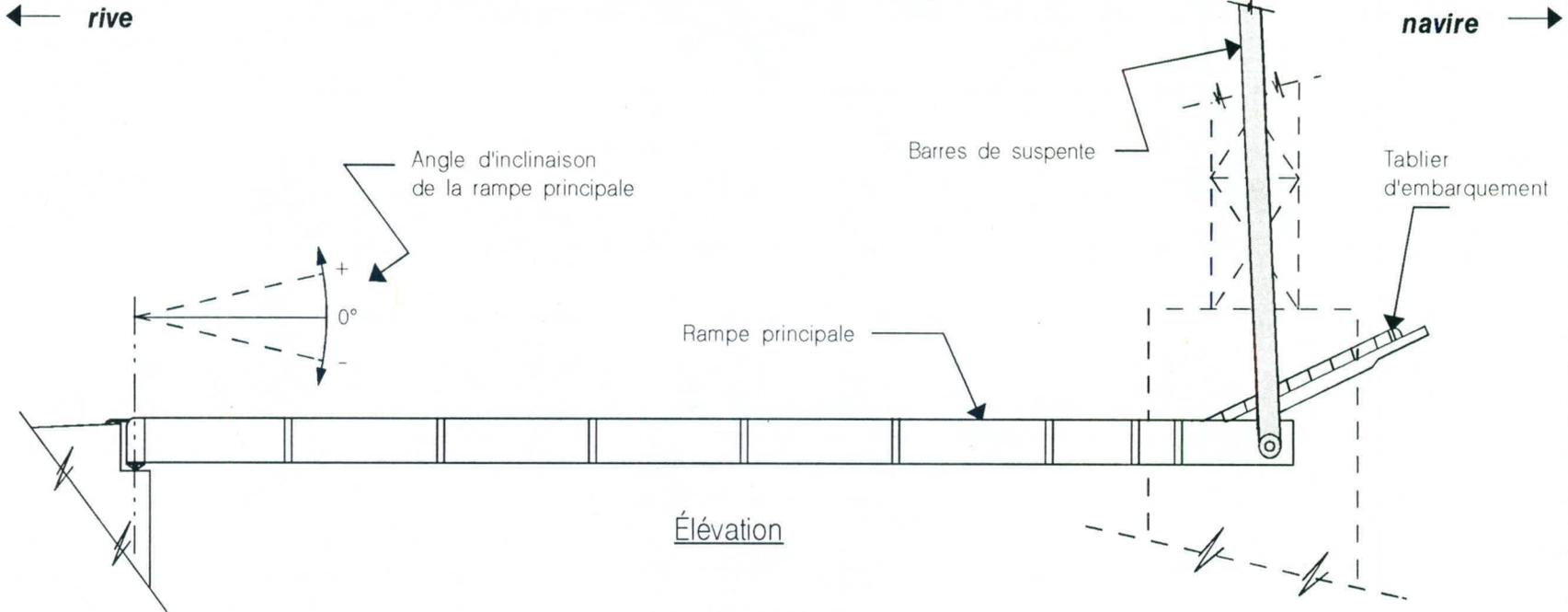
**SAVARD, M. 1993.** Étude par éléments finis du facteur d'amplification dynamique des charges dans les ponts sollicités par des véhicules routiers. Thèse de doctorat, Département de génie civil, Université Laval, Québec

**SAVARD, M. et HALCHINI, C. 1993.** "Méthodes expérimentales et évaluation des structures". Congrès annuel de l'Association des Transports du Canada, Ottawa.

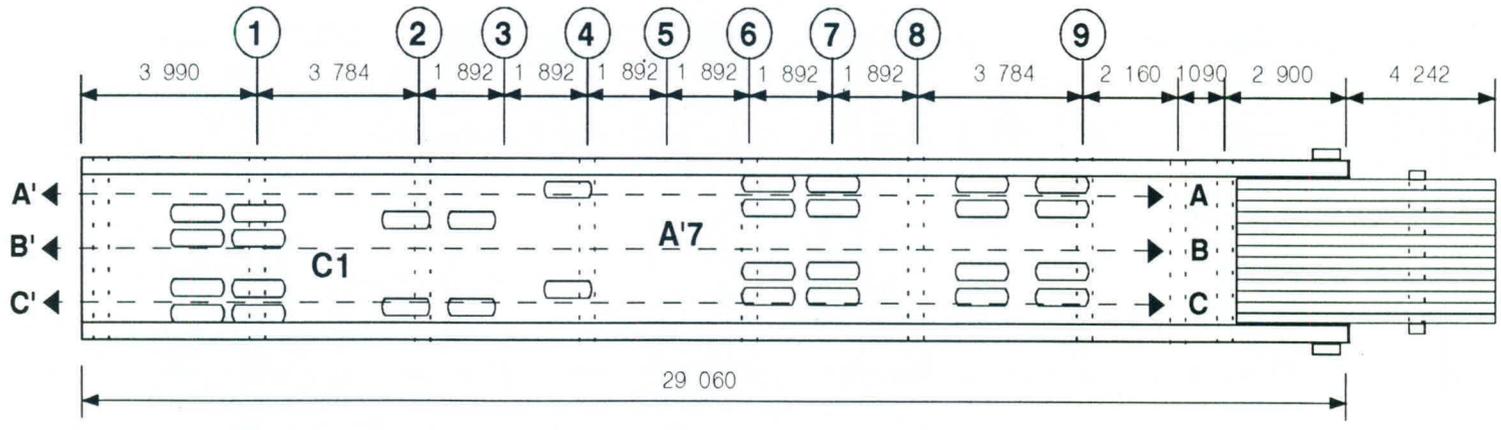
Figure 2.1

# Débarcadère Baie-Ste-Catherine rampe "B"

## Localisation des cheminements et des positions d'arrêt



14-11

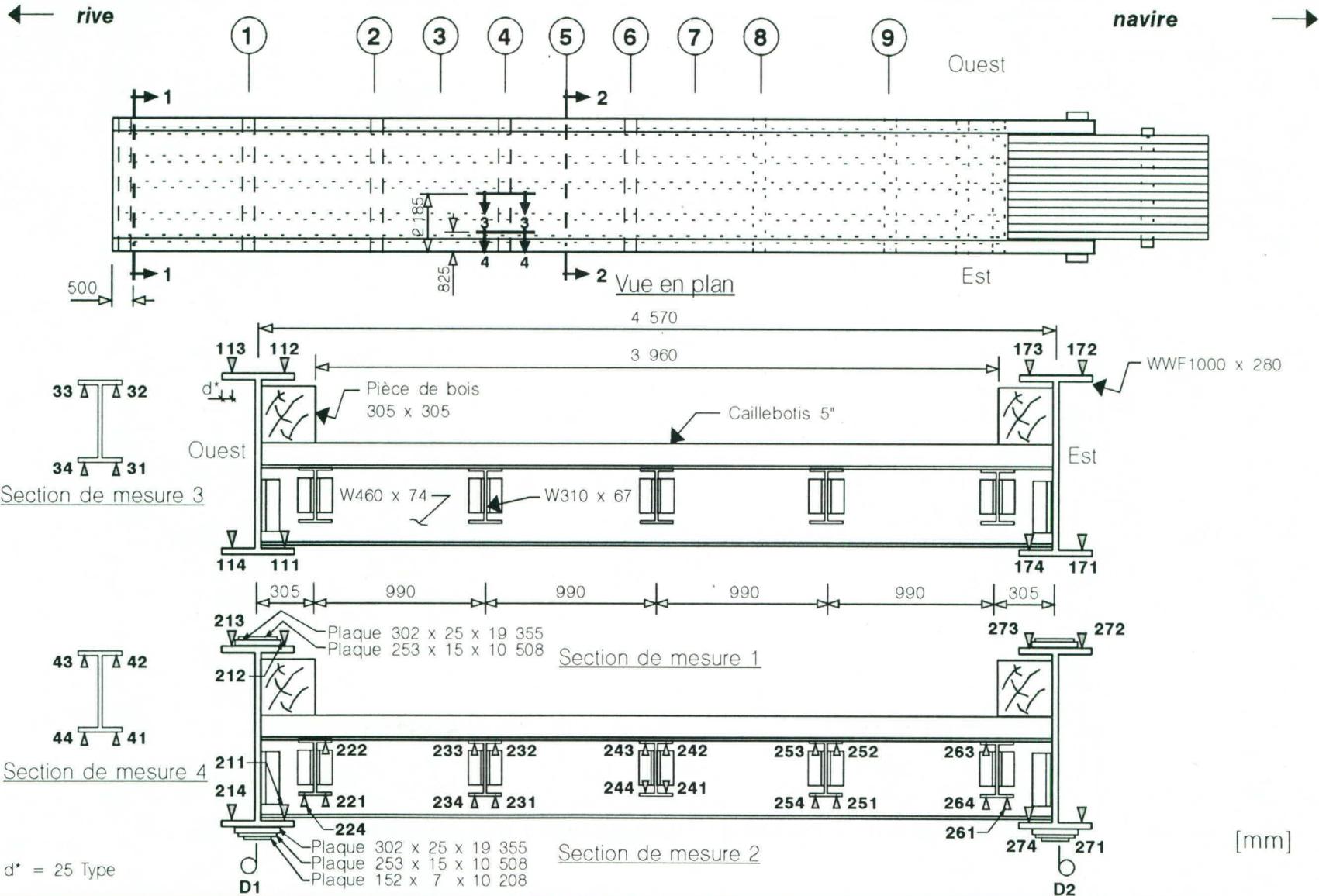


Vue en plan

Figure 2.2

# Débarcadère Baie-Ste-Catherine rampe "B"

Positions des jauges, des lecteurs de déplacement et des sections de mesure



14-12

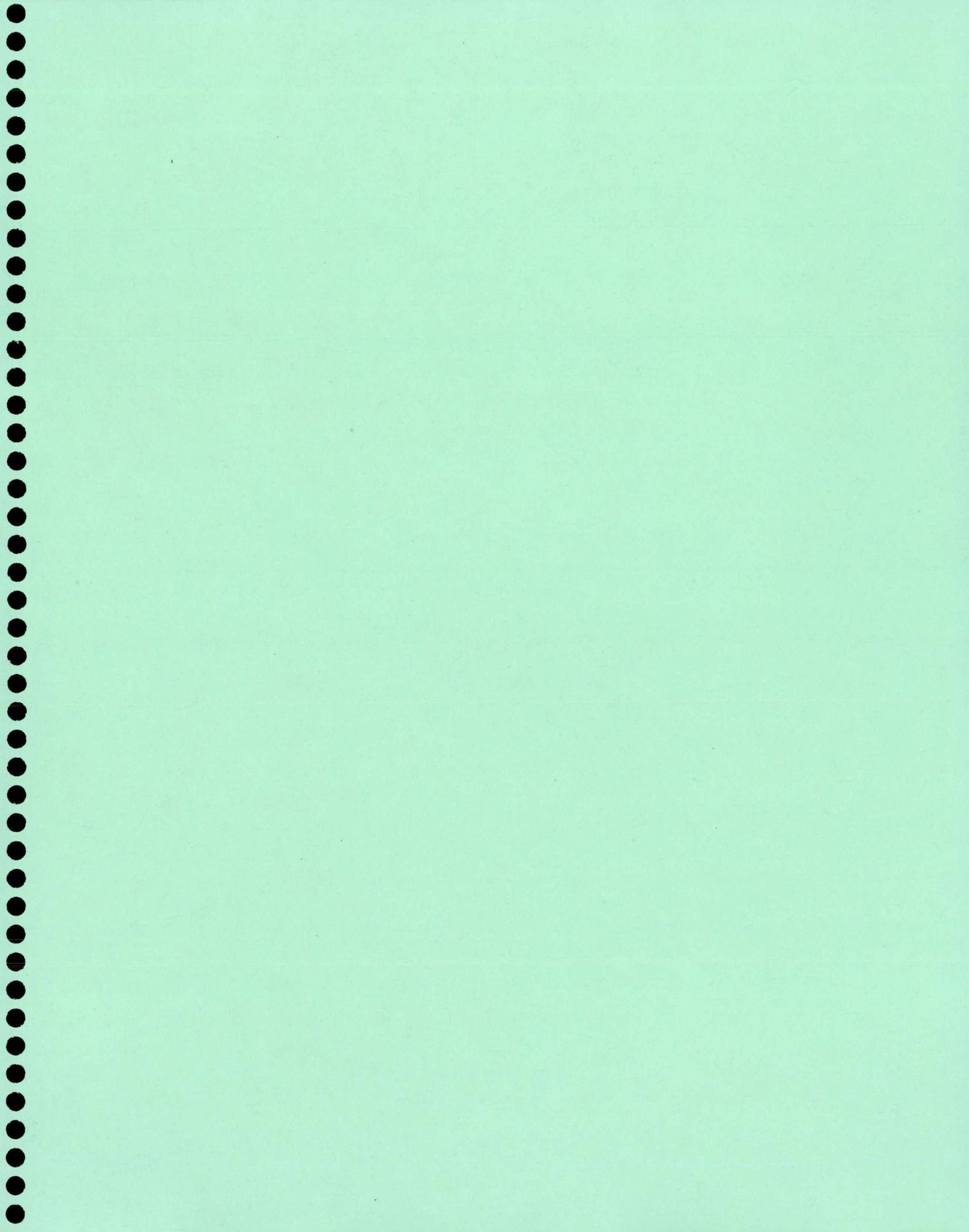
## Variation du facteur d'amplification dynamique (FAD)

## Véhicule no. 1

Jauges	Essai no.																				FAD MAX
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
	Inclinaison																				
	-2,5° -2,5° -2,5° -2,5° -1,2° -1,2° -1,2° -1,2° -0,6° 0,6° 1,87° 1,87° 1,87° 1,87° 1,87° 1,87° 1,87° 3,1° 3,1°																				
	Cheminement																				
	B B C C B' B' C' C' B B A A B A B' A' B' A' B A																				
Vitesse (km/h)																				FAD	
	6	17	6	14,5	6	14	5	14	4,75	14,5	4	11	10,3	10,5	13,5	11,2	9,8	12,3	11	10,5	MAX
210	0,11	0,16	0,26	0,41	0,02	0,12	0,19	0,42	0,10	0,25	-0,02	0,00	0,10	-0,05	0,20	0,17	0,13	0,24	0,09	0,02	0,25
270	0,00	0,15	-0,04	0,07	0,10	0,15	-0,13	-0,02	0,02	0,20	0,11	0,12	0,10	0,20	0,02	0,26	0,11	0,27	0,13	0,13	0,20
220	0,16	0,02	0,32	0,46	0,17	0,30	0,53	0,68	0,18	0,25	-0,15	-0,14	0,04	-0,29	0,96	-0,16	0,63	-0,10	-0,02	0,08	0,08
230	0,20	0,07	0,54	0,48	0,05	0,08	0,89	0,68	0,08	0,11	0,11	0,06	0,17	0,17	0,18	0,17	0,28	0,20	0,21	0,15	0,28
240	0,18	0,38	0,20	0,34	0,09	0,21	0,55	0,64	0,21	0,37	0,10	0,11	0,31	0,09	0,33	0,13	0,19	0,24	0,45	0,14	0,64
250	0,17	0,27	0,19	0,20	0,21	0,20	0,11	0,09	0,31	0,42	0,46	0,33	-0,07	0,46	0,15	0,65	0,32	0,48	0,77	0,85	0,77
260	0,36	0,66	-0,37	-0,28	0,31	0,22	-0,32	-0,25	0,43	0,64	0,29	0,29	0,64	0,64	-0,31	0,21	0,00	0,21	0,82	0,21	-0,25
30	0,04	0,20	0,03	0,24	0,11	0,19	0,12	0,21	0,05	0,19	0,12	0,22	0,14	0,31	0,10	0,14	0,28	0,25	0,16	0,21	0,31
40	0,48	0,85	0,29	0,68	0,40	0,40	0,25	0,39	0,20	0,55	0,68	0,83	0,30	1,21	0,40	1,12	0,34	0,94	0,21	0,42	0,68
D1	-0,25	-	0,20	0,38	0,11	0,16	0,16	0,47	-0,32	-	0,01	0,05	0,11	-0,02	0,27	0,02	0,17	0,09	-0,03	0,01	0,27

## Véhicule no. 2

Jauges	Essai no.								FAD MAX
	1	2	3	4	5	6	7	8	
	Inclinaison								
	1,3° 1,3° 0,6° 2,5° 2,5° 2,5° 2,5° 2,5°								
	Cheminement								
	B C B C B C B C								
Vitesse (km/h)								FAD	
	14,8	14,6	16	14,2	18	14,7	12	13,8	MAX
210	0,18	0,42	0,18	0,29	0,09	0,19	0,16	0,22	0,18
270	-0,07	-0,05	-0,08	-0,07	0,05	0,00	-0,05	0,00	0,05
220	0,89	0,61	0,94	0,48	0,24	0,16	0,78	0,32	0,94
230	0,42	0,95	0,36	0,72	0,32	0,36	0,36	0,48	0,95
240	0,59	0,21	0,60	0,33	0,22	0,36	0,36	0,43	0,60
250	0,15	0,41	0,10	0,44	0,11	0,38	0,10	0,39	0,44
260	-0,36	-0,47	-0,36	-0,42	0,00	-0,15	-0,26	-0,09	0,00
30	0,17	0,29	0,11	0,22	0,16	0,17	0,11	0,21	0,29



# LE POTENTIEL DE CORROSION : UN OUTIL INDISPENSABLE

André Drapeau, ing.

Daniel Bouchard, ing. M.Sc.

Direction des structures  
Ministère des Transports du Québec

**Résumé :** Le ministère des Transports du Québec utilise depuis plusieurs années le carottage pour déterminer l'état de dégradation des dalles de ponts. Comme les informations obtenues à partir de cette méthode d'auscultation ne sont pas toujours fiables, une autre méthode doit être mise de l'avant. Cet article présente la méthode du relevé de potentiel comme alternative ou complément intéressant au carottage.

## INTRODUCTION

Le ministère des Transports du Québec dépense environ la moitié de son budget total annuel réservé à la conservation des structures, à la réhabilitation des dalles. La méthode la plus utilisée pour faire le relevé de dommages et établir l'intervention la plus appropriée est le carottage. Cette méthode d'auscultation ne permet cependant pas toujours d'obtenir toutes les informations nécessaires à la prise de décision et les informations recueillies ne sont pas toujours fiables. Une méthode plus rigoureuse doit donc être déterminée et mise de l'avant.

Cet article présente en premier lieu les inconvénients reliés à la méthode d'auscultation par carottage. Par la suite, bien que pas très exhaustif, l'article donne la position du Ministère face aux méthodes d'auscultation comme le radar et la thermographie. Pour finir, le relevé de potentiel est présenté comme solution alternative. Il est proposé comme méthode de relevé de dommages et d'inspection.

## LE CAROTTAGE

Le carottage est une méthode d'auscultation qui n'est pas systématique: elle laisse beaucoup de place à l'expérience et à l'intuition du personnel pour déterminer les zones représentatives de l'état du béton de la dalle et déterminer la position des carottes. La fiabilité des résultats dépend donc principalement des qualifications du personnel.

L'expérience démontre que les informations obtenues à partir de cette méthode ne sont généralement pas suffisamment fiables pour déterminer l'intervention la plus appropriée.

En 1998, le prélèvement de carottes sur une structure de la région de Montréal permettait de croire que l'ampleur des dommages s'étendait sur environ 10% de la surface de la dalle. À la lumière de ce résultat, un projet de réparation a été préparé. Après l'enlèvement de l'enrobé, l'endommagement couvrait 50% de la superficie de la dalle. Une réfection complète était l'intervention la plus appropriée. Ce constat étant apparu trop tard dans le processus, le Ministère s'est vu dans l'obligation de renégocier le contrat avec l'entrepreneur.

Dans le cas d'une autre structure, le carottage laissait entrevoir beaucoup de dommages. Un projet de réfection complète a donc été préparé. Après l'enlèvement de l'enrobé, la quantité des dommages était insuffisante et une réparation devait être l'intervention la plus appropriée.

Plusieurs expériences du même genre se sont produites au cours des dernières années. Le besoin de déterminer une autre méthode d'auscultation plus fiable pour caractériser l'état de la dalle dans le but de déterminer l'intervention la plus appropriée est donc de plus en plus nécessaire.

## RADAR ET THERMOGRAPHIE

Les essais réalisés par le Ministère à l'aide du radar et de la thermographie ne permettent pas de démontrer que ces méthodes d'auscultation sont fiables. Dans certains cas, la méthode semblait fonctionner alors que dans d'autres, les résultats n'étaient pas représentatifs de la réalité.

En 1998, le ministère des Transports du Québec a, en collaboration avec l'Université de Sherbrooke, entrepris un projet de recherche pour valider les méthodes d'auscultation utilisées actuellement à travers le monde. La recherche semble prometteuse, cependant certains éléments restent encore à valider avant que le Ministère intègre de nouvelles méthodes à ses façons de faire.

## LE POTENTIEL DE CORROSION

La détermination du potentiel de corrosion permet d'améliorer de façon très importante l'efficacité de l'expertise de dalle de pont par carottage.

Une relation peut être établie entre les différents niveaux de potentiel, l'activité de corrosion et la présence de dommages à la surface de la dalle. Cette relation déjà connue, a une fois de plus été confirmée par deux projets de recherche du Ministère relatif à l'auscultation de dalles, dont celui réalisé à l'été 1998, par la Direction des structures, sur 4 structures de la Direction territoriale de Laurentides-Lanaudière et celui qui a été réalisé par l'Université de Sherbrooke sur 5 structures de la région de Montréal.

Le potentiel de corrosion est une méthode qui permet de mesurer l'activité électrochimique de corrosion à partir de la surface du béton. Cette activité entraîne la corrosion des armatures, ce qui provoque le délaminage du béton. C'est le défaut le plus courant des dalles de pont.

Sur une dalle, la détermination du potentiel de corrosion est régie par la norme ASTM C-876. Il est généralement mesuré à l'aide d'une électrode de cuivre/sulfate de cuivre dont l'extrémité est mise en contact avec le béton en forant un trou dans l'enrobé bitumineux jusqu'au béton et en remplissant ce trou d'eau (figure 1).

Les lectures sont effectuées selon une grille de 1 m ou de 2 m. Ces données sont enregistrées dans un système d'acquisition de données de façon à ce qu'elles puissent être traitées par informatique.

FIGURE 1 : Équipement nécessaire pour déterminer le potentiel



La mesure du potentiel de corrosion est subdivisée en 4 niveaux auxquels sont associés un degré d'importance de l'activité de corrosion :

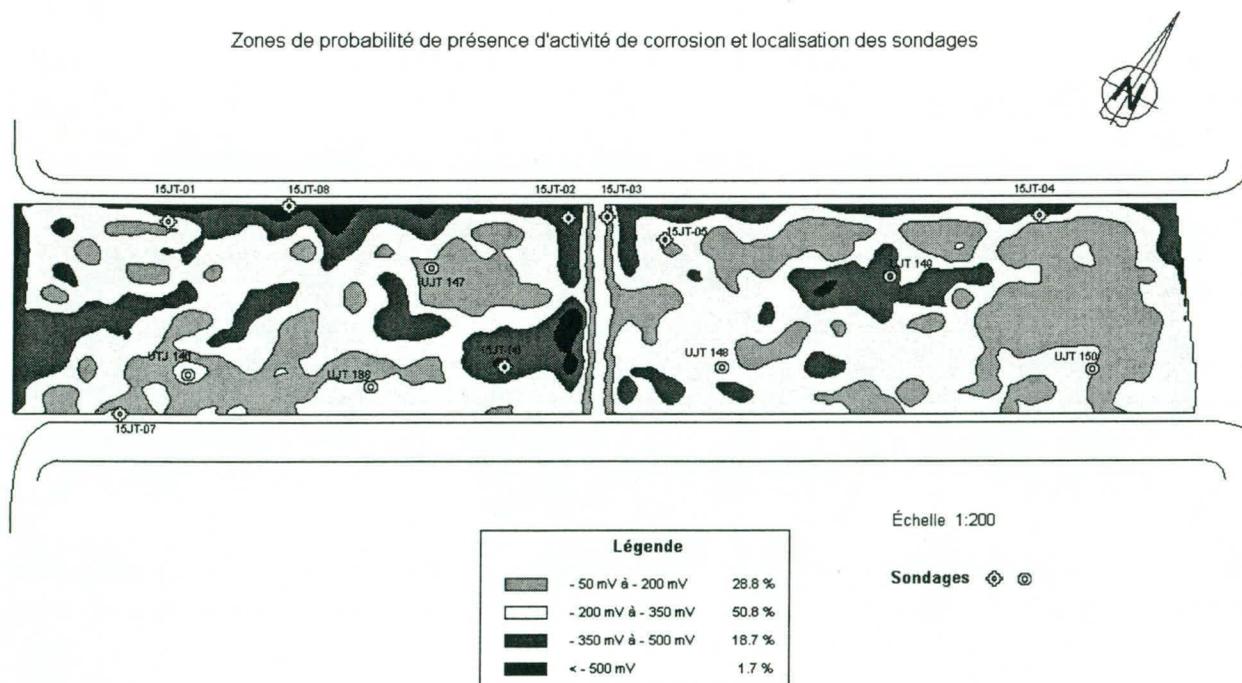
Potentiel supérieur à $-200\text{mV}$	Activité de corrosion faible à nulle
Potentiel compris entre $-200\text{mV}$ et $-350\text{mV}$	Activité de corrosion initiée
Potentiel compris entre $-350\text{mV}$ et $500\text{mV}$	Activité de corrosion importante
Potentiel inférieur à $-500\text{mV}$	Activité de corrosion très importante

Le relevé de potentiel d'une dalle permet de circonscrire les surfaces impliquées par chacun des niveaux de potentiel et d'associer à ces surfaces un degré d'importance de l'activité de corrosion dont dépend la présence de dommages.

Lorsque le niveau de potentiel de corrosion d'une surface est supérieur à  $-200\text{mV}$ , on peut présumer que les probabilités que des défauts soient présents sont nulles. De même, lorsque le potentiel de corrosion est inférieur à  $-500\text{mV}$ , les probabilités sont très importantes. Par contre, l'état du béton ne peut pas être associé directement au potentiel de corrosion. La présence ou non de défauts dépend du niveau d'activité de corrosion, de la résistivité du béton et d'autres facteurs. L'état du béton doit donc être vérifié pour chacune des surfaces dont le niveau de potentiel est différent, généralement en prélevant un échantillon de béton. Cependant, pour une surface de même niveau de potentiel et dont la résistivité du béton peut être considérée constante, la présence ou non de défauts déterminée par échantillonnage peut être extrapolée à toute la surface. Le potentiel de corrosion permet donc de déterminer la quantité de surface endommagée d'une dalle de béton.

Le plan présenté à la figure 2 montre les surfaces de niveau de potentiel de corrosion différents relevés sur une dalle de la région de Montréal. Le total des surfaces impliquées par chacun des niveaux est déterminé par informatique. Pour évaluer la quantité de surface endommagée de la dalle, il suffit de vérifier l'état du béton d'une surface représentative de chacun des niveaux de potentiel en prélevant un échantillon. Les dommages constatés pour chacun des niveaux de potentiel doivent ensuite être extrapolés pour toutes les surfaces dont le niveau de potentiel de corrosion est identique.

**FIGURE 2 : Relevé de l'activité de corrosion des aciers d'armatures**



Pour de grandes surfaces, ou lorsque l'on peut présumer que la résistivité du béton peut être différente, les échantillons doivent être prélevés à plusieurs endroits pour chacun des niveaux de potentiel.

La quantité de surface endommagée, bien quelle soit une information très importante, est souvent insuffisante pour déterminer l'intervention la plus appropriée. En effet, on réalise de plus en plus que le fait de réparer uniquement les surfaces endommagées, de recouvrir la dalle d'une membrane et d'un nouveau pavage n'assure pas la durabilité escomptée: la corrosion s'active autour des surfaces réparées et semble se propager ailleurs à la surface.

Les surfaces déjà affectées par une activité de corrosion (qui risquent d'être délaminiées à court terme), ainsi que les surfaces déjà contaminées par les chlorures (qui risquent de se détériorer à moyen et à long terme), doivent donc être considérées dans le choix de l'intervention. Ces informations très importantes ne peuvent actuellement être obtenues que par le potentiel de corrosion

L'utilisation du potentiel de corrosion pour réaliser le relevé de dommages en vue de déterminer l'intervention la plus appropriée est sans aucun doute la méthode qui présente actuellement le plus d'avantages. Le Ministère entend donc utiliser cette méthode d'auscultation lorsqu'une intervention relative à la dalle d'un pont est nécessaire.

La précision de cette procédure (surfaces impliquées par chacun des niveaux) dépend de la grille utilisée pour le relevé de potentiel: l'utilisation d'une grille de 2 m au lieu de 1 m a pour effet de diminuer la précision de l'expertise d'environ 10 %.

Les inconvénients qui sont reliés à l'utilisation de cette méthode de travail sont les suivants :

- Sa mise en œuvre nécessite la fermeture de voies de circulation; le rendement actuel pour le relevé de potentiel de corrosion est d'environ 150 m<sup>2</sup> à 200 m<sup>2</sup>/heure ;
- Des trous de 10mm de diamètre doivent être réalisés à travers l'enrobé, ce qui facilite l'infiltration de l'eau et des sels de déglacage.

Dans le cas d'une intervention imminente, ces dommages n'ont pas d'effet sur l'état de la dalle. Dans le cas contraire, les trous doivent être bouchés de façon à prévenir l'infiltration.

- Son coût qui est d'environ 3,50\$ à 4,00\$ du m<sup>2</sup> pour une grille de 1 m. Ce coût peut être diminué d'environ 30% si une grille de 2 m est utilisée.

Malgré ces inconvénients, tous les intervenants s'entendent sur une chose; l'expertise de dalle à l'aide du potentiel de corrosion constitue une amélioration très importante par rapport à la façon de faire actuelle.

## **Le potentiel de corrosion pour l'inspection**

Actuellement, le Ministère dispose de toutes les informations relatives à l'état de tous les éléments de toutes les structures sauf celles concernant les dalles. Cette situation est liée principalement au fait que les méthodes pratiques d'auscultation, tels la thermographie et le radar, ne permettaient pas d'obtenir des données fiables. On considérait aussi que les méthodes telles le carottage et le potentiel de corrosion n'étaient pas suffisamment fiables (carottage) et pratiques pour être utilisées sur une base réseau (4 millions de m<sup>2</sup> de dalles au Québec).

Cependant pour pouvoir veiller à la conservation de l'ensemble du parc de structures ainsi que prévoir et planifier les interventions et les budgets nécessaires, il est essentiel de disposer de toutes les informations nécessaires, spécialement dans le cas des dalles, l'élément le plus sollicité et qui nécessite le plus d'investissements.

Pour la gestion, il est donc indispensable de déterminer l'état actuel de la dalle de toutes les structures. Il est aussi très important de pouvoir prévoir l'évolution de l'état de chacune d'elles. La méthode d'auscultation utilisée doit donc non seulement permettre de déterminer la quantité actuelle de dommages, mais aussi permettre d'établir la quantité de surfaces affectées par une activité de corrosion ainsi que la quantité de surfaces contaminées par les chlorures.

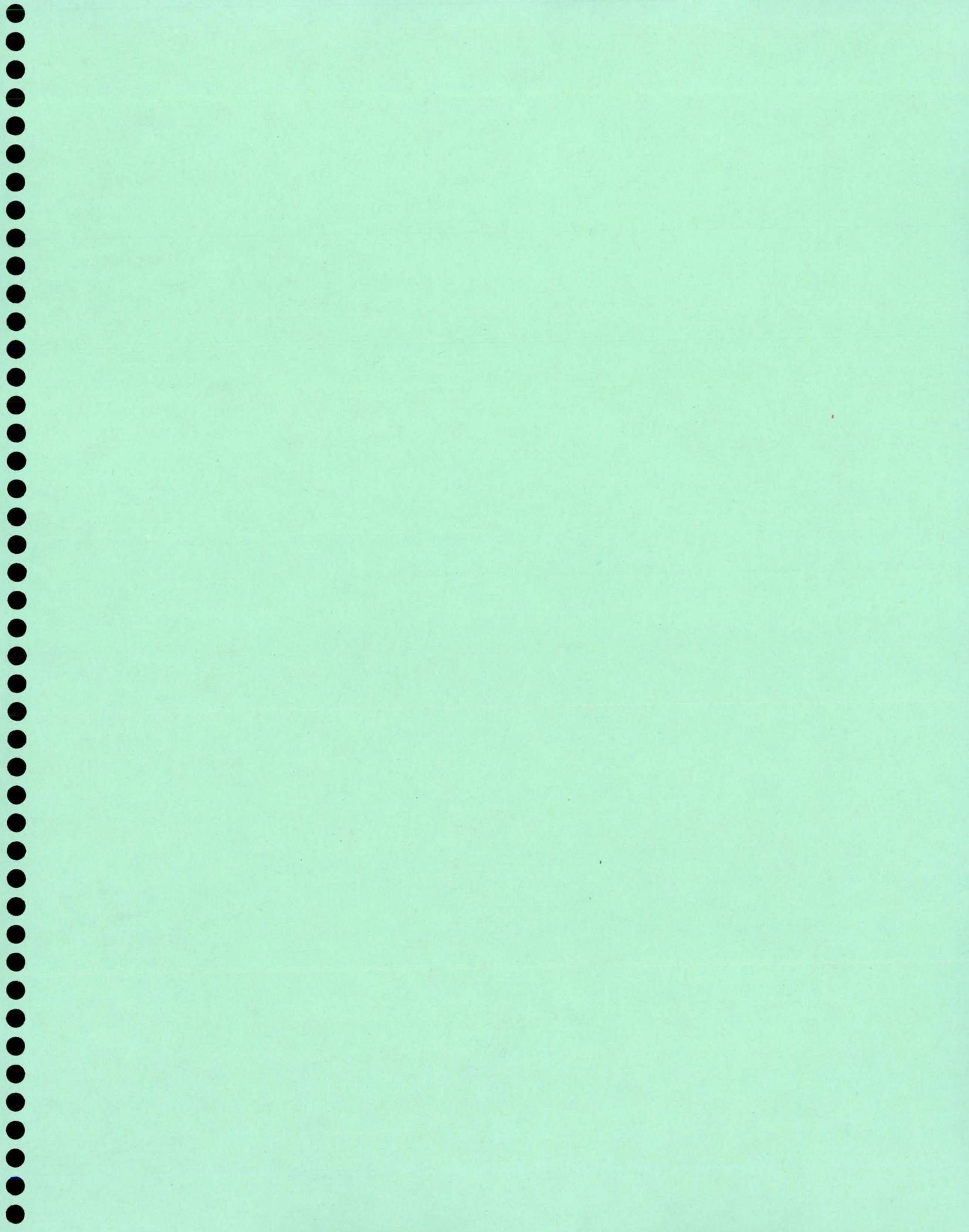
Ces informations ne peuvent actuellement être obtenues que par le potentiel de corrosion. Cette méthode, bien que pas très pratique, doit être utilisée parce qu'il n'est plus possible d'attendre le développement d'une autre méthode pour gérer le parc de structures. La méthode du potentiel de corrosion sera donc intégrée au système d'inspection actuellement en révision, en attendant qu'une autre méthode moins contraignante et aussi efficace soit développée.

Comme la méthode comporte certains inconvénients, le Ministère n'a pas l'intention de recueillir ces données pour toutes les structures. Des critères comme les difficultés relatives au remplacement, l'état de l'enrobé, la présence d'une membrane efficace et le volume de circulation sont considérés.

## **CONCLUSION**

Le relevé de potentiel est actuellement la méthode la plus appropriée pour déterminer l'état des dalles de ponts du ministère des Transports. Cette méthode permet de recueillir toutes les informations nécessaires à la détermination de l'intervention la plus appropriée et faire une gestion plus efficace du parc de structures.

De toute évidence, la méthode du relevé de potentiel présente certains inconvénients. Aussi le Ministère entend, au cours des prochaines années, prendre les dispositions nécessaires pour assurer le développement de méthodes fiables et plus pratiques pour l'auscultation des dalles de ponts.



# ÉVALUATION NON DESTRUCTIVE DES DALLES DE STRUCTURES PAR RADAR: ÉQUIPEMENT ET PROCÉDURE

J. Rhazi, D. Sc. A., professeur associé  
G. Ballivy, ing., D. Sc. A, professeur titulaire  
Département de génie civil, Université de Sherbrooke  
Sherbrooke (Québec) J1K 2R1  
Tél: (819) 821 8063  
Fax: (819) 821 7974  
[Jamal.rhazi@sympatico.ca](mailto:Jamal.rhazi@sympatico.ca)

## RÉSUMÉ

Différentes techniques d'auscultation ont été développées ces dernières années pour la détection et la caractérisation de la corrosion et de la délamination dans les dalles des tabliers de ponts. Parmi cette panoplie d'outils, le radar s'avère très intéressant car cette technologie est non destructive et permet d'effectuer les relevés à partir d'un véhicule mobile. Ceci évite les surcoûts indirects reliés à la fermeture momentanée des structures (signalisation, détournement de la circulation). Toutefois, l'utilisation systématique du radar n'est pas encore acceptée car la fiabilité des résultats délivrés n'est pas stable.

Un projet de recherche a été initié en 1997 par le groupe de recherche sur l'auscultation et l'instrumentation (GRAI) de l'Université de Sherbrooke, en collaboration avec le ministère des Transports du Québec. Un des objectifs de ce projet est de définir les possibilités réelles du radar à détecter et à caractériser les dégradations dans les dalles des tabliers de ponts.

Le présent article traite de la problématique de l'auscultation des dalles des tabliers de ponts par radar, de l'approche retenue et des résultats obtenus dans le cadre de ce projet de recherche innovateur.

## INTRODUCTION

La dégradation des infrastructures civiles 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 de renfort dans les dalles des tabliers. Ce problème provoque le délaminage dans les dalles et est la conséquence de l'infiltration des sels de déglçage dont l'utilisation est nécessaire pour l'entretien hivernale des structures.

La détection de la délamination dans les dalles des tabliers de ponts est un défi technologique très intéressant. Les dalles sont en effet recouvertes d'un revêtement d'asphalte dont l'épaisseur est variable, même au sein d'un même tablier. Par ailleurs, l'épaisseur des défauts recherchés (délaminage) est faible, de l'ordre de 1 à 2 mm. Plusieurs procédés de contrôle ont été développés ces dernières années pour répondre à cette problématique [1]: l'essai de potentiel de corrosion (ASTM C875), l'impact-écho, l'analyse spectrale des ondes de surface, le radar, la thermographie infrarouge, etc. Chaque technique à ces possibilités et ces limites propres.

L'essai de potentiel de corrosion fournit une indication sur l'activité de corrosion (nulle, initiée ou avancée) et les résultats délivrés sont généralement en conformité avec les contrôles en chantier. Toutefois, l'essai est destructif et nécessite la mobilisation des structures. Par contre, le radar est une technologie très attrayante aux yeux de la majorité des gestionnaires et propriétaires

d'ouvrages d'art. Cette technologie est en effet rapide, non destructive et peut être utilisée dans la cadre d'une évaluation de niveau réseau (technologie à grand rendement). Malheureusement, le radar n'est pas encore totalement accepté car sa fiabilité n'est pas stable.

Un projet de recherche a été initié en 1997 par le Groupe de Recherche sur l'Auscultation et l'Instrumentation (GRAI) de l'Université de Sherbrooke en collaboration avec le ministère des Transports du Québec. L'objectif de ce projet est de définir les possibilités réelles du radar à détecter les dégradations dans les dalles de structures. Une dizaine de tabliers de ponts ont fait l'objet d'essais d'auscultation au moyen du radar. Parallèlement aux essais radar, des essais de potentiel de corrosion ont également été effectués sur ces structures. Les résultats de ces essais ont, dans la majorité des cas, été validés par le sondage mécanique des dalles (marteau, la chaîne) après enlèvement du revêtement d'asphalte. Les travaux réalisés ainsi que les résultats obtenus sont décrits dans ce qui suit.

### FIABILITÉ DU RADAR: LES DIFFÉRENTES COMPOSANTES

La fiabilité de l'auscultation par radar (Fig. 1) fait intervenir deux aspects importants: la qualité des relevés et les fondements du traitement des relevés et de l'analyse.

La qualité des relevés dépend des capacités de l'équipement radar utilisé à mettre en évidence les discontinuités recherchées (interfaces) dans un milieu donné, et des ajustements des paramètres d'acquisition effectués par l'opérateur. La fiabilité de l'auscultation est fortement dépendante de la qualité initiale des relevés, et ceci quel que soit le type de traitement de ces relevés.

Le traitement des données consiste à utiliser des outils de traitement du signal pour extraire des relevés l'information recherchée. L'approche de traitement des données doit d'abord être identifiée est justifiée en se posant la question suivante: quel est le paramètre des relevés radar le plus sensible aux discontinuités recherchées et pourquoi?. La fiabilité du traitement est fonction de l'approche retenue.

Enfin, l'expérience de l'opérateur tant en ce qui concerne les fondements de base reliés aux ondes électromagnétiques, aux équipements radar, aux procédés de traitement du signal et aux travaux sur site, est importante car, de façon générale, l'auscultation est non seulement une science mais c'est aussi un art.

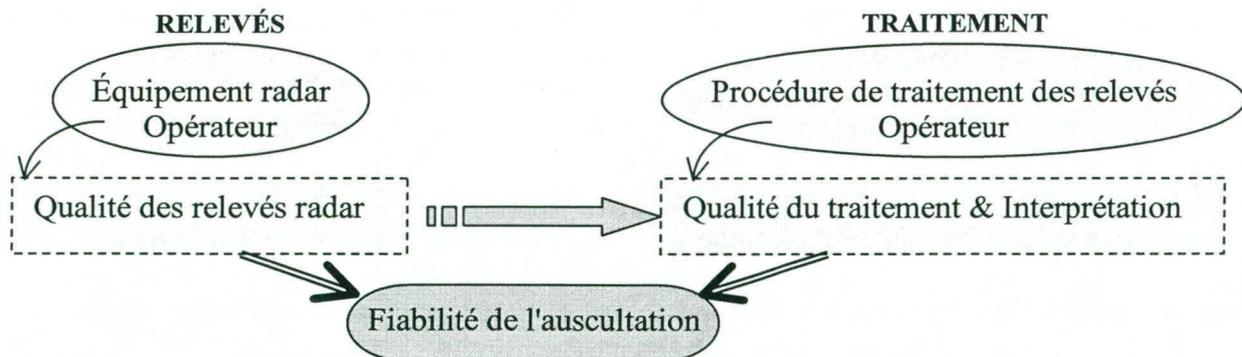


Figure 1: Facteurs affectant la fiabilité du radar

## LES TRAVAUX RÉALISÉS

Les travaux réalisés [2] ont concernés les deux principaux aspects affectant la fiabilité de l'auscultation par radar et discutés ci-haut:

a) Afin d'identifier l'équipement radar qui offre la meilleure qualité de données et qui est le plus adapté à la problématique considérée, une étude comparative concernant la performance des différents équipements radar les plus utilisés au monde pour l'évaluation de l'état des dalles des tabliers de ponts à été réalisée. Ces équipements sont:

- radar GSSI SIR 10 avec des antennes horn ( $\approx 30$  cm du sol) de 1 GHz
- radar Penetradar avec des antennes horn ( $\approx 30$  cm du sol) de 1 GHz
- radar Pulse EKKO 1000 avec des antennes couplées au sol de 1,2 GHz
- radar GSSI SIR 10 avec des antennes couplées au sol de 1,5 GHz

Les relevés radar délivrés par ces différents équipements ont été collectés le même jour, sur les mêmes dalles (deux dalles) et le long des mêmes lignes de mesure (profils). Ceci est essentiel si l'on désire établir des conclusions fondées en ce qui concerne cet aspect primordial.

b) Afin d'identifier la procédure de traitement de données qui délivre les résultats les plus réalistes, une comparaison des différentes procédures existantes à été menée: intensité des réflexions des ondes radar sur les armatures et détermination de la constante diélectrique du béton. Cette étape du projet à notamment permis d'évaluer la pertinence de quelques outils de traitement disponibles (automatique et semi-automatique).

## RÉSULTATS ET DISCUSSION

### 1) Qualité des relevés des différents systèmes radar

La qualité des relevés radar a été évaluée selon deux critères: la visibilité des interfaces et la visibilité des discontinuités dans les profils radar collectés. Le tableau 1 donne les constatations établies à partir de l'analyse visuelle des profils radar collectés par les différents systèmes. L'intérêt pratique de la visibilité des différents paramètres cités dans le tableau 1 est le suivant :

Paramètre (1) : estimation de l'épaisseur du recouvrement d'asphalte et évaluation de l'état de dégradation de la dalle de béton (ex. désagrégation),

Paramètres (1) et (2): évaluation de l'épaisseur de recouvrement des armatures,

Paramètres (1) et (4): estimation de l'épaisseur de la dalle de béton,

Paramètres (2) et (5): Paramètres généralement considérés pour l'évaluation de l'état de corrosion des aciers d'armatures et de la délamination.

La synthèse de cette étude comparative concernant la qualité des relevés radar montre la supériorité du radar GSSI SIR 10 avec antennes couplées au sol de 1,5 GHz. La figure 2 donne l'exemple d'un relevé collecté à l'aide de cet équipement. Le deuxième élément constaté est le suivant: la performance technique des équipements radar évalués ne permet pas la détection directe de la délamination.

**TABL EAU 1 : Comparaison de la qualité des relevés des différents radars**

Paramètres	SIR 10-Horn	Penetradar	PulseEkko	SIR 10-Sol
(1) Interface asphalte-béton	- à +/-	+/-	+/-	+
(2) Interface béton- 1 <sup>ère</sup> rangée d'armature	+/-	+	+	++
(3) Interface béton-2 <sup>e</sup> rangée d'armature	- à +/-	+/-	+/- à +	+
(4) Interface béton-air (fin de la dalle)	+/-	+/-	-	-
(5) Aciers d'armature individuels	-	-	+	++
(6) Côte d'appréciation globale de la qualité des profils	+/-	+/- à +	+/- à +	++

(++) : Très bonne, (+) : bonne, (+/-) : moyenne, (-) : nulle

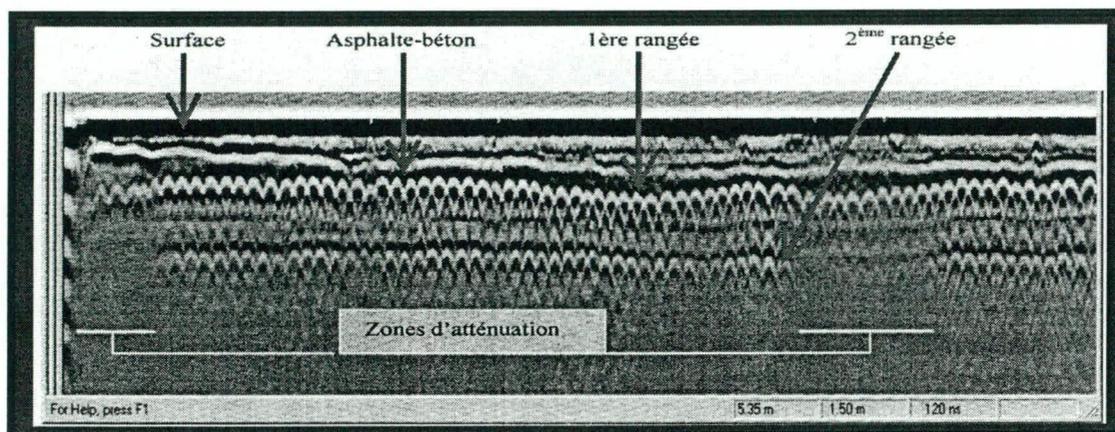


Figure 2: Exemple de relevé radar collecté à l'aide du radar GSSI SIR 10 - antennes couplées au sol 1,5 GHz (axe X: chaînage, axe Y: profondeur)

## 2) Détection des dégradations

Le détail des traitements de données collectées n'est pas relaté dans le présent article. On se bornera à mentionner que la synthèse des analyses a permis de constater que la fiabilité des approches étudiées n'est pas satisfaisante. Ceci est dû soit au fait que les variations du paramètre considéré sont également fonction de facteurs autres que la corrosion, soit au fait que la détermination du paramètre d'intérêt requiert plusieurs mesures et donc une incertitude croissante sur le résultat.

Une approche de traitement de données simple, semi-automatique et rapide a alors été proposée, validée et sa fiabilité est jugée très intéressante. Cette approche considère que le radar est mieux adapté pour la détection des causes qui donnent naissance à la corrosion et à la délamination. 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. Les résultats des investigations par radar sont donnés sous forme d'une cartographie mettant en évidence les zones de forte probabilité de corrosion dans le tablier ausculté. Une échelle de valeurs semblable à celle de l'essai de potentiel de corrosion permet de renseigner sur l'importance de la probabilité de corrosion. Cette échelle a été désignée par l'*Indice de Corrosion Radar (ICR)* et s'étend de zéro (très grande probabilité de corrosion) à une valeur limite plus élevée correspondant à une probabilité de corrosion est nulle.

Les figures 3a et 3b montrent des exemples de résultats donnant les variations moyennes des valeurs de potentiel de corrosion et de l'ICR pour deux dalles de tabliers de ponts (ponts (a) et (b)). Force est de constater que les variations des données des deux technologies vont dans le même sens

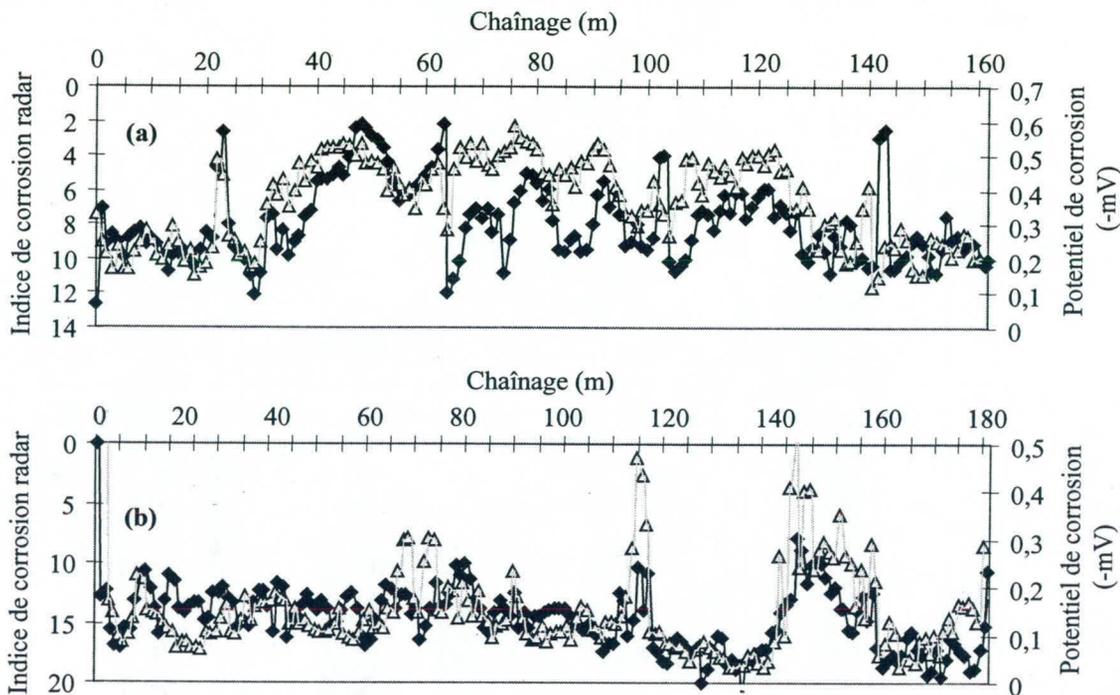


Figure 3: Comparaison des variations moyennes du potentiel de corrosion et de l'ICR pour les deux ponts (a) et (b)

△ Potentiel de corrosion      ◆ radar

La Figure 4 donne la cartographie des zones de forte probabilité de corrosion dans la dalle du tablier du pont (b) selon les données du radar et de l'essai de potentiel de corrosion. L'échelle des valeurs correspondant aux mesures de potentiel de corrosion s'étend de -350 mV (valeur seuil au delà de laquelle la corrosion est réellement active selon l'ASTM C876) à -700 mV. L'échelle des valeurs ICR s'étend de 0 (corrosion très avancée) à une valeur fonction de l'état de dégradation du tablier et identifiable au moyen de la distribution des valeurs de l'ICR. La comparaison des résultats du radar et du potentiel de corrosion confirme ce qui avait été avancé: les deux technologies donnent des résultats très similaires, et ceci quelque soit la condition du tablier (sec ou humide).

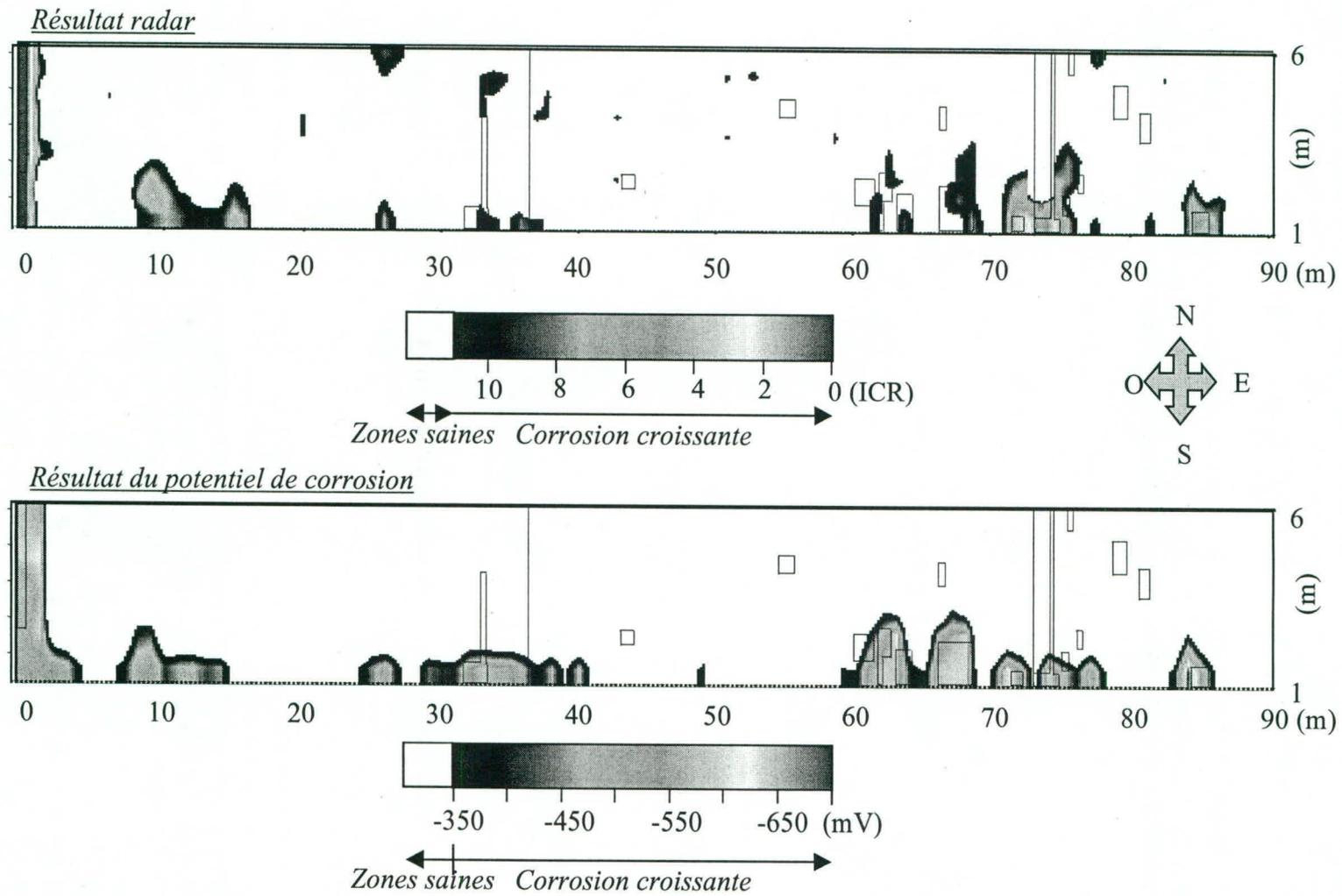


Figure 4: Zones de forte probabilité de corrosion détectées par radar et par l'essai de potentiel de corrosion  
 Pont (b), Chaînage 0 - 90 m  
 □ Zones délaminées détectées par le sondage mécanique de la dalle

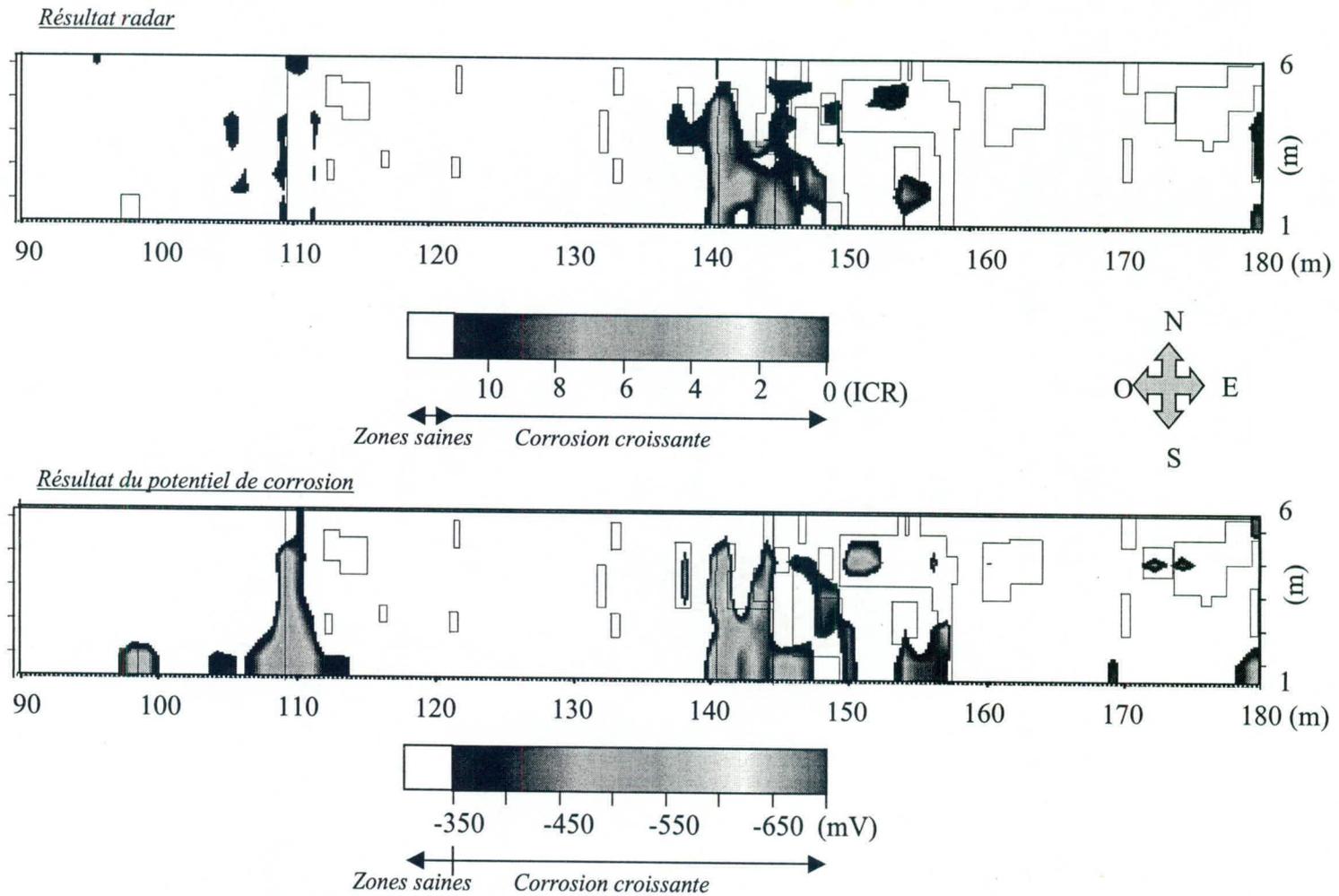


Figure 4 : Zones de forte probabilité de corrosion détectées par radar et par l'essai de potentiel de corrosion Pont (b) , Chaînage 90 - 180 m

□ Zones délaminées détectées par le sondage mécanique de la dalle

La confrontation des résultats du radar et du potentiel de corrosion aux relevés de la chaîne (Fig. 4) indique que les prévisions des deux techniques sont généralement satisfaisantes. Toutefois, les zones dégradées ne sont pas toujours détectées par les technologies étudiées. Cela relève d'un problème: la relation entre les propriétés physiques du béton et l'état de dégradation de ce matériaux.

## **CONCLUSION**

Les résultats obtenus dans le cadre de cette étude sont très pertinents. Il a été démontré que, au stade actuel, le radar doit être exploité pour détecter non pas les zones délaminées mais plutôt les zones de forte probabilité de corrosion. La confrontation des résultats radar aux résultats de l'essais de potentiel de corrosion démontre que les deux technologies donnent des résultats similaires. Ceci a été validé expérimentalement sur six pont présentant divers degrés de dégradation (très dégradé, moyennement dégradé, état sain).

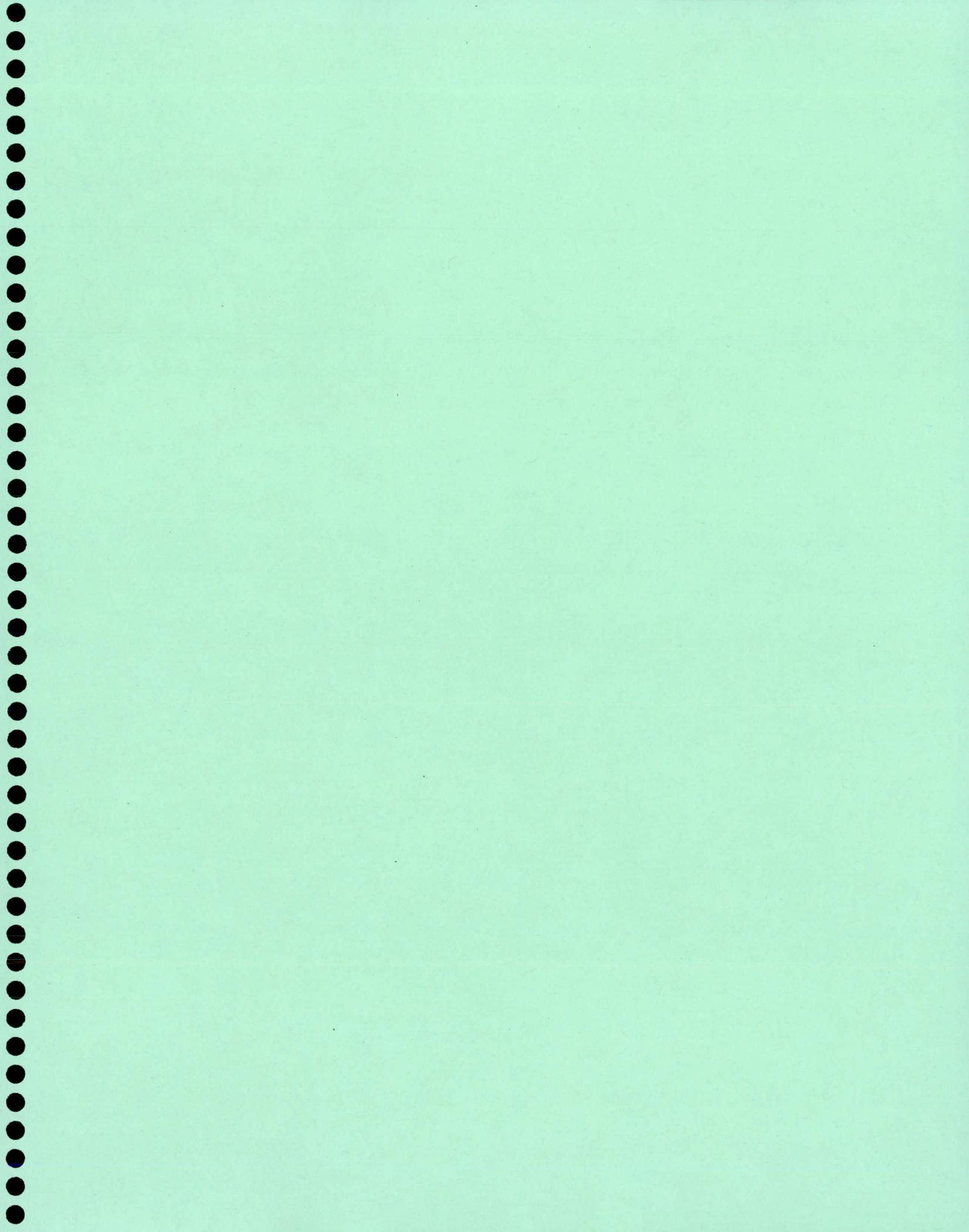
## **REMERCIEMENTS**

Le projet de recherche décrit dans cet article a pu être mené grâce à un appui financier du ministère des Transports du Québec (MTQ). Nous tenons à remercier en particulier Messieurs A. Drapeau et D. Bouchard du MTQ pour l'aide, la disponibilité et le grand intérêt manifesté à ces travaux à travers la participation aux essais sur site et les nombreuses discussions fructueuses.

Nous remercions s'adressent également aux nombreux intervenants qui ont été impliqués dans ce projet: Geophysical Survey Systems Inc. (Boston), Géophysique GPR International, Corpro Canada Inc., GIE Technologies Inc., Université Dalhousie (N. É), CPI Corrosion Ltée et le Laboratoire des matériaux et durabilité des constructions (INSA-Toulouse, France).

## **RÉFÉRENCES**

1. Gannon, E. J., Cady, P. D. (1993), Condition Evaluation of Concrete Bridges Relative to Reinforcement Corrosion. Volume 1: State-of-the-Art of Existing Methods. SHRP-S-323, 70 p.
2. Rhazi, J., Tarrussov, A., Ballivy, G. (1999). Étude Comparative des techniques d'auscultation de dalles de structures. Rapport GR-99-03-01 présenté au ministère des Transports du Québec



# INSTRUMENTATION STRUCTURALE AVEC LES CAPTEURS À FIBRE OPTIQUE

Marco Quirion<sup>1</sup>, Gérard Ballivy<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Roctest Ltée.  
665, avenue Pine  
Saint-Lambert, Québec J4P 2P4

<sup>2</sup>Department de génie civil  
Faculté de génie  
Université de Sherbrooke  
Sherbrooke, Québec, Canada, J1K 2R1

## RÉSUMÉ

Les capteurs à fibre optique constituent l'un des plus récents développements dans le domaine de l'instrumentation structurale. Plusieurs technologies existent et sont basées sur différents principes de mesure notamment : les capteurs Bragg, les capteurs à microcourbures, les capteurs polarimétriques et les capteurs interférométriques. La venue de ces capteurs en instrumentation suscite un intérêt particulier de la part des ingénieurs dans la pratique et des chercheurs. La taille, la résistance aux températures élevées, la rapidité de réponse, l'immunité aux interférences électromagnétiques et aux radiofréquences figurent parmi les avantages de ce type de capteurs. Cet article présente des résultats de suivi à long terme effectués sur des structures en service, principalement la passerelle piétonnière de Sherbrooke, construite en béton de poudres réactives et en béton à haute performance, et le stationnement Webster. Les résultats sur un suivi de plus de deux ans des structures montrent que les capteurs à fibre optique sont robustes pour une installation en chantier. De plus des essais de performance en laboratoire, sur des cylindres de béton instrumentés de capteurs à fibre optique et à corde vibrante ont permis de confirmer l'exactitude des capteurs à fibre optique lors de chargement rapide jusqu'à des contraintes atteignant 0,4 f<sub>c</sub>.

## INTRODUCTION

La technologie des capteurs à fibre optique est actuellement en plein essor. Cette technologie est particulièrement intéressante puisqu'elle permet d'installer des capteurs extrêmement efficaces à des endroits jusqu'à maintenant inaccessibles. La sensibilité des capteurs et la rapidité de lecture permettent d'envisager, entre autres, la mesure des faibles déformations et des comportements cycliques. En ce qui a trait à l'instrumentation géotechnique et structurale, cette technologie laisse entrevoir de nombreuses possibilités.

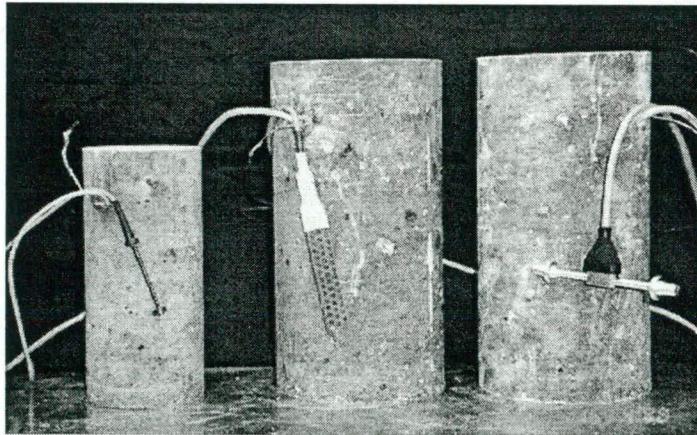
Diverses technologies de capteurs à fibre optique ont été développées et plusieurs applications de cette nouvelle génération de capteurs sont maintenant répertoriées. Au Canada, les chercheurs des centres ISIS (Innovations en structures avec systèmes de détection intégrés) utilisent les capteurs à fibre optique Bragg et Fabry-Pérot dans divers projets (Neale et Labossière, 1998; Rizkalla, 1997; Benmokrane et coll., 1999). Les capteurs de type microcourbures sont utilisés pour l'instrumentation des structures et notamment dans des appareils d'appui de pont instrumentés (Caussignac et coll. 1992; Barbachi, 1994). Des capteurs

polarimétriques ont été intégrés dans des chaussées et utilisés comme système de pesée en marche des véhicules (Boby et coll. 1994). Les capteurs interférométriques Fabry-Pérot existent maintenant en plusieurs modèles, capteurs de température, déplacement, pression et déformation (Choquet et coll., 1997). Par ailleurs, le principe de fonctionnement du capteur Fabry-Pérot est détaillé par Belleville & Duplain (1993).

L'application de ces jauges dans les structures ne peut être envisagée sans effectuer diverses études en laboratoire et sur site. Cet article porte principalement sur l'application du capteur Fabry-Pérot conçu pour la mesure des déformations internes du béton soit le capteur à fibre optique (CFO) de type noyé.

## COMPORTEMENT DU CAPTEUR À FIBRE OPTIQUE DANS LE BÉTON

Le capteur à fibre optique pour le béton est en compétition avec les extensomètres à corde vibrante largement utilisés depuis la fin des années 60 et qui reçoivent la faveur de nombreux utilisateurs. On s'intéresse ici à mieux connaître le comportement des capteurs à fibre optique une fois enfouis dans le béton et aussi à le comparer à celui de d'autres types de jauges. Un extensomètre à fibre optique a donc été placé dans le béton afin de mener divers essais de performance (Quirion, 1999; Quirion & Ballivy, 2000a). Les résultats obtenus sont comparés avec ceux d'essais, en compression, effectués sur des cylindres du même béton, mais dans lequel un extensomètre à corde vibrante et un autre de type électrique ont été enfouis (Fig. 1)



**Fig. 1.** Cylindre instrumenté avec un CFO (à gauche), une jauge électrique (au centre) et une jauge à corde vibrante (à droite)

À la suite de la détermination des propriétés mécaniques du béton, le chargement en compression simple du cylindre instrumenté avec le CFO, après plus d'un an de mûrissement du béton, a été réalisé. La déformation du cylindre mesurée par la jauge à fibre optique est relevée à l'aide d'une unité de lecture et notée manuellement à différents paliers de chargement. Des essais atteignant un niveau de chargement supérieur à  $0,4f_c$  ont été réalisés. En parallèle au moulage du cylindre d'essais contenant la fibre optique, d'autres cylindres ont été préparés, l'un contenant une jauge à corde vibrante (CV) et un autre muni d'une jauge électrique (JE) conçue pour être enfouie

dans le béton. Étant donné que ces jauges sont de plus grande taille que le CFO, les cylindres dans lesquels elles sont enfouies présentent donc des dimensions de 150 mm de diamètre par 300 mm de hauteur et sont constitués du même mélange de béton. Un système de LVDT externe est installé sur les cylindres afin de comparer les diverses mesures de déformation (Fig. 2).

Le graphique de la figure 3 montre les déformations obtenues avec le CFO ainsi que les déformations d'éprouvettes du même béton non instrumentées ( $E_c$  éprouvette 1 et 2); ces dernières ont été obtenues avec le dispositif équipé de LVDT. La figure 4a présente les résultats de la corde vibrante, de la jauge électrique et des LVDT tandis que la figure 4b montre la partie linéaire de la montée en charge. Sur cette figure sont mis en parallèle les résultats obtenus pour tous les cylindres instrumentés: CFO, corde vibrante et jauge électrique ainsi que la pente moyenne des courbes contrainte-déformation des éprouvettes de béton non instrumentées.

Le CFO et la jauge électrique s'accordent bien avec les mesures par LVDT, et cela même à charge élevée; À faible charge, entre 0 et 5 MPa, la cohérence entre les mesures des divers capteurs est observée. Au-delà du palier de 5 MPa, les mesures effectuées avec la jauge électrique s'accordent bien avec celles du CFO et toutes deux s'approchent de la déformation moyenne des éprouvettes de béton.

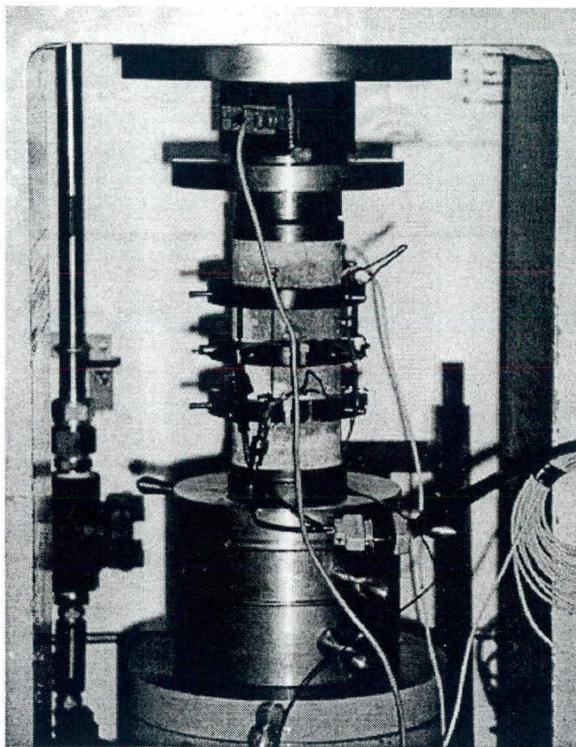


Fig. 2. Dispositif externe avec LVDT pour la mesure des déformations de cylindre de béton de 100 mm de diamètre

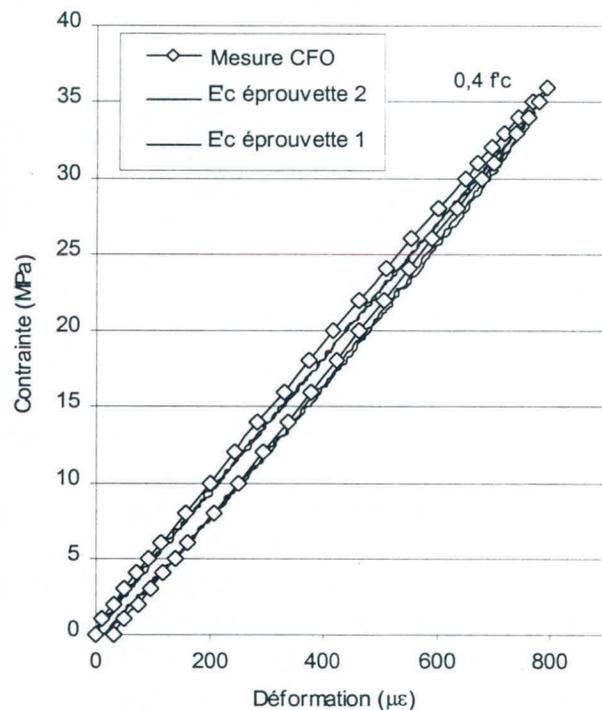


Fig. 3. Déformation du béton mesurée à plus d'un an avec le CFO et les LVDT externes à un niveau de charge de  $0,4f_c$

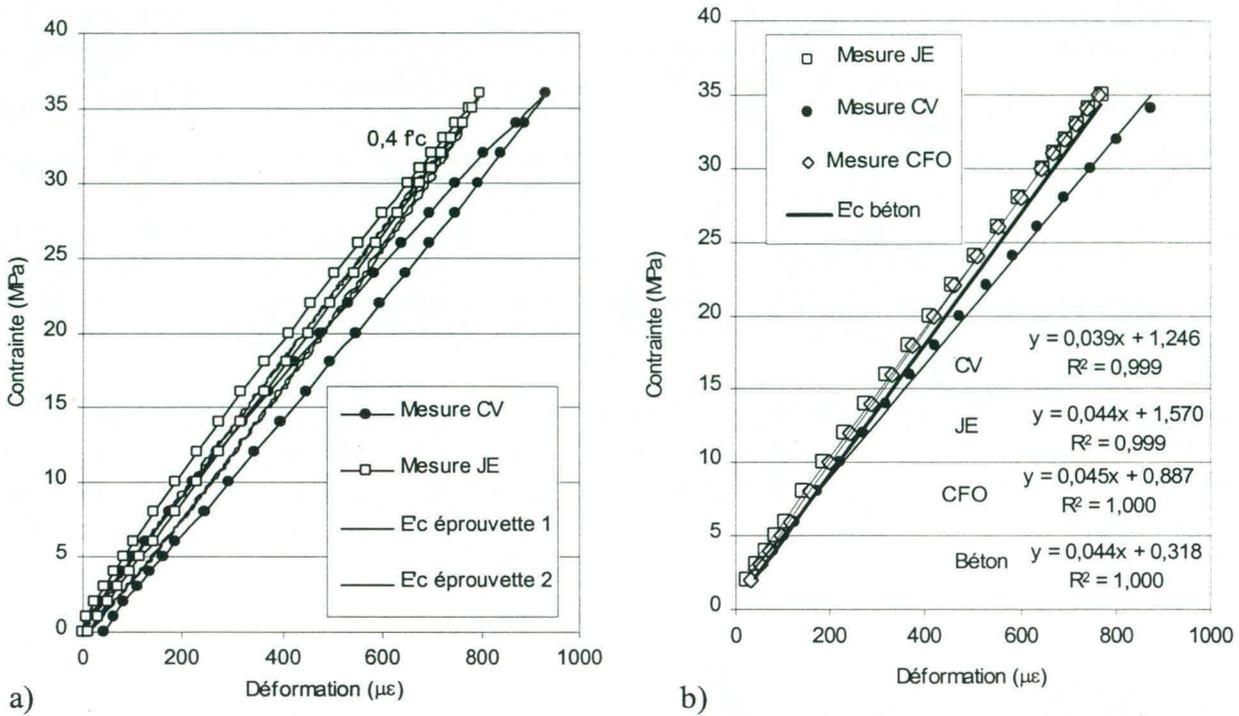
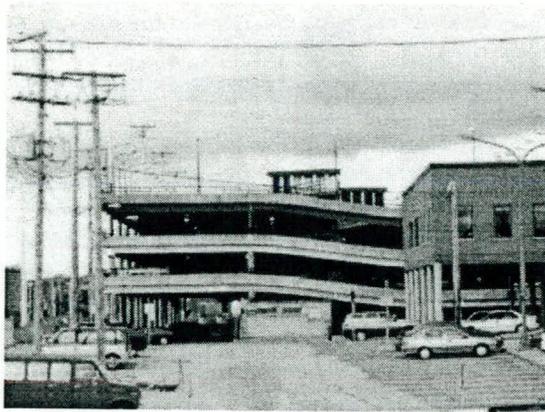


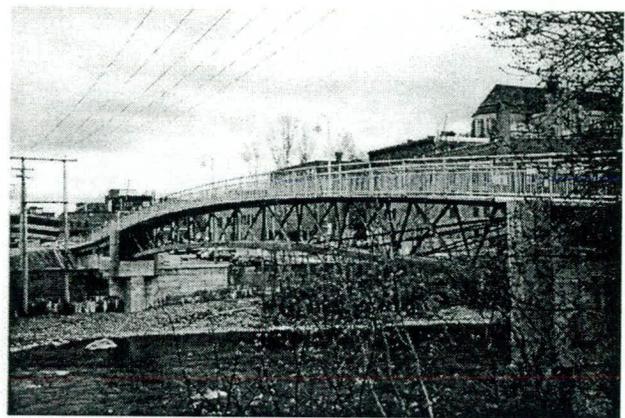
Fig. 4. Déformation du béton mesurée à plus d'un an avec la jauge électrique, à corde vibrante et les LVDT externes à un niveau de charge de  $0,4 f_c$ ; a) courbe contrainte déformation b) agrandissement de la partie de montée en charge incluant le CFO

## INSTRUMENTATION STRUCTURALE

Divers projets d'instrumentation sur sites sont actuellement en cours et ils permettront d'évaluer la robustesse, la longévité et la réponse de ces capteurs. La réfection du stationnement Webster (fig. 5a) et la construction de la passerelle piétonnière de Sherbrooke (fig. 5b) ont débuté respectivement au cours des années 1996 et 1997. Le texte qui suit présente ces projets ayant pour dénominateur commun l'application, en parallèle, de capteurs à fibre optique et à corde vibrante pour le suivi des déformations du béton. Il est présenté ici les résultats du suivi, sur une période d'environ deux ans, des extensomètres à corde vibrante et à fibre optique installés dans divers éléments structuraux. Pour chaque projet, l'installation d'instruments a un objectif spécifique mais pour les deux projets, on s'intéresse à comparer la performance des deux types de capteurs utilisés à diverses applications: l'instrumentation d'une structure réhabilitée et d'une structure récente, toutes deux en béton. La mesure de déformations ponctuelles à des endroits précis de ces structures permettra, dans le cas de Webster, de vérifier l'adhérence des matériaux de réhabilitation et, pour la passerelle, de mieux connaître le comportement structural à plus long terme. Seulement une partie des résultats sont présentés ici, le lecteur est invité à consulter l'article de Quirion & Ballivy (2000b) pour plus de détails.



a)



b)

Fig. 5. a) Stationnement à étages Webster b) Passerelle piétonnière de Sherbrooke

### Passerelle piétonnière de Sherbrooke

La passerelle piétonnière de Sherbrooke, qui franchit la rivière Magog, est en béton de poudre réactive (BPR) et les accès, situés de chaque côté, sont en béton à haute performance (BHP). L'utilisation de BPR pour la construction d'une structure de ce type constitue une première mondiale. La conception et la réalisation de cette structure sont le fruit d'une collaboration franco-québécoise regroupant plusieurs intervenants dont l'entreprise Bouygues en France et les chercheurs de l'Université de Sherbrooke. L'un des objectifs de ce projet est l'instrumentation de plusieurs éléments structuraux de la passerelle qui permettront de mieux comprendre son comportement à long terme. Afin de suivre le comportement de cet ouvrage ainsi que ses performances lors d'essais de chargement, des extensomètres à corde vibrante (CV) et à fibre optique (CFO) ont été noyés dans la structure en plus de nombreux thermocouples. Les instruments dans les membrures sont fixés à différents niveaux sur l'un des câbles d'acier traversant ces dernières (Fig. 6). Pour cette étape, la taille réduite des CFO par rapport aux capteurs à corde vibrante rendait leur installation beaucoup plus facile puisque la sortie des fils n'est pas encombrante comme pour les capteurs à corde vibrante.

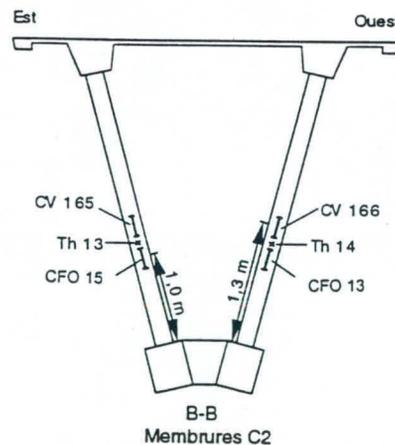


Fig. 6. Position des instruments dans les membrures en compression C2

Les résultats obtenus avec les capteurs à fibre optique et à corde vibrante couvrent la fin de 1997 jusqu'au début du mois de juin 1999. Le graphique de la figure 7a montrent les variations de déformation relevées avec les capteurs à fibre optique en comparaison avec la dilatation thermique du BPR. Le coefficient de  $17,1 \mu\epsilon/^{\circ}\text{C}$  a été déterminé préalablement et est utilisé dans les calculs en plus de la variation de température qui elle est obtenue avec les thermocouples localisés à proximité. La figure 7b montre les résultats obtenus pour le couple de capteur CFO 15-CV 165. L'examen de ces figures indique qu'il y a correspondance entre les variations de déformation mesurées par le capteur CFO 15, variant entre  $-200 \mu\epsilon$  et  $+300 \mu\epsilon$ , la dilatation thermique du béton et les valeurs de la CV 165. Par ailleurs, les déformations enregistrées avec le CFO sont légèrement inférieures aux déformations thermiques. Cela dit, la valeur de  $17,1 \mu\epsilon/^{\circ}\text{C}$  ne tient pas compte du fait que le béton de la membrure est encaissé dans un tube d'acier (CDT d'environ  $10 \mu\epsilon/^{\circ}\text{C}$ ) et ni de la présence des deux câbles d'acier pouvant modifier le comportement thermique de la membrure

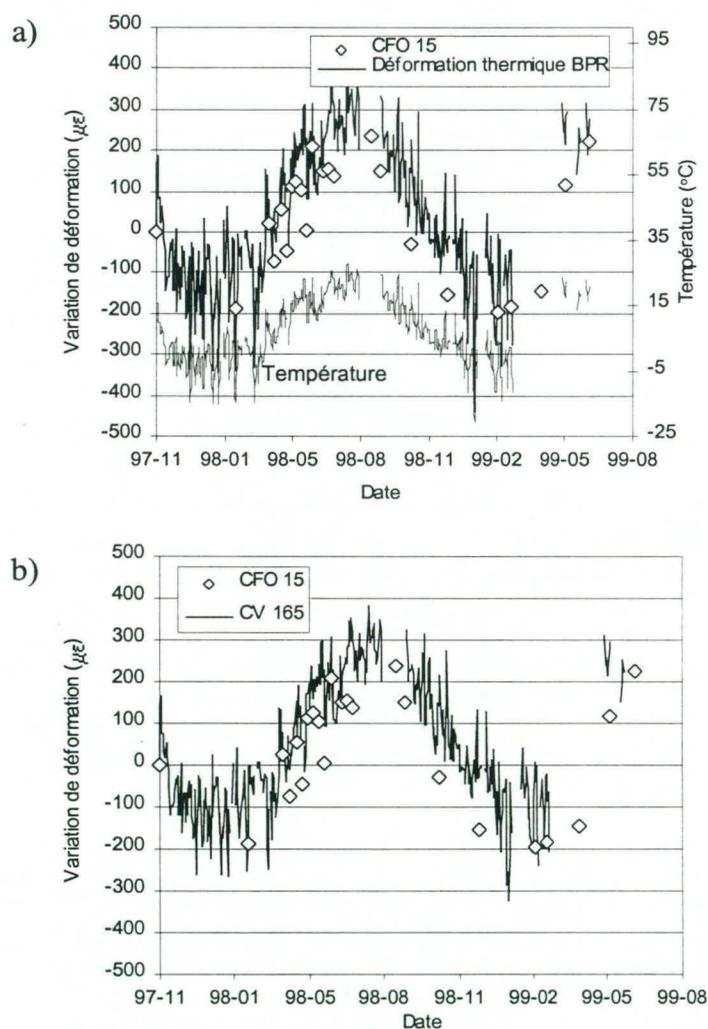


Fig. 7. Variations de déformation a) thermique et mesures du capteur CFO 15 et b) mesures des capteurs CFO 15 et CV 165 installés dans la membrure C2-Est

## Stationnement Webster

Le stationnement Webster comporte six étages s'élevant au-dessus du niveau du sol; les quatre premiers étages sont construits en béton tandis qu'une ossature métallique constitue les deux derniers niveaux. L'instrumentation fut installée dans certaines poutres du premier niveau. Une évaluation de la structure en béton a été réalisée et de nombreuses fissures ont été relevées sur les poutres et les poteaux. Les conclusions de cette évaluation indiquaient que la structure était encore viable mais une réfection s'avérait nécessaire. Ce niveau de dégradation avancée ne pourrait que s'aggraver avec le temps à cause des cycles de gel/dégel et de l'infiltration de l'eau dans les nombreuses fissures relevées. La figure 8 montre une fissure importante observée dans la poutre 24 supportant le premier niveau.

Lors de la réfection, une partie du stationnement fut réservée à l'expérimentation de divers mélanges de béton pour la réparation des poutres. Cette partie, comportant six poutres encastées, a ainsi été réhabilitée avec divers types de béton. Aussi, différents instruments ont été installés dans quatre de ces poutres lors de la réfection afin de suivre l'efficacité à long terme des diverses techniques de réhabilitation et, plus précisément, l'adhérence du nouveau béton aux poutres existantes. Les matériaux utilisés pour la réfection comprennent du béton conventionnel ainsi que du béton projeté contenant divers ajouts.

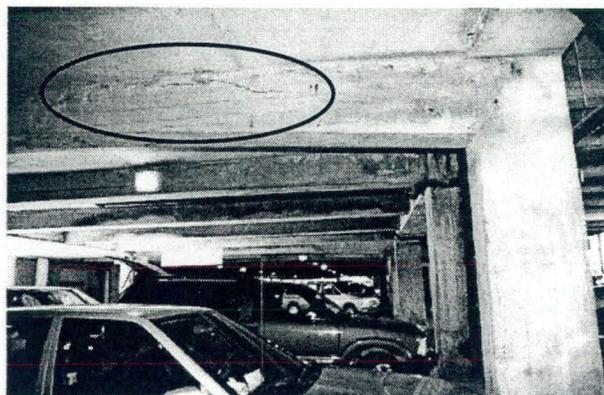
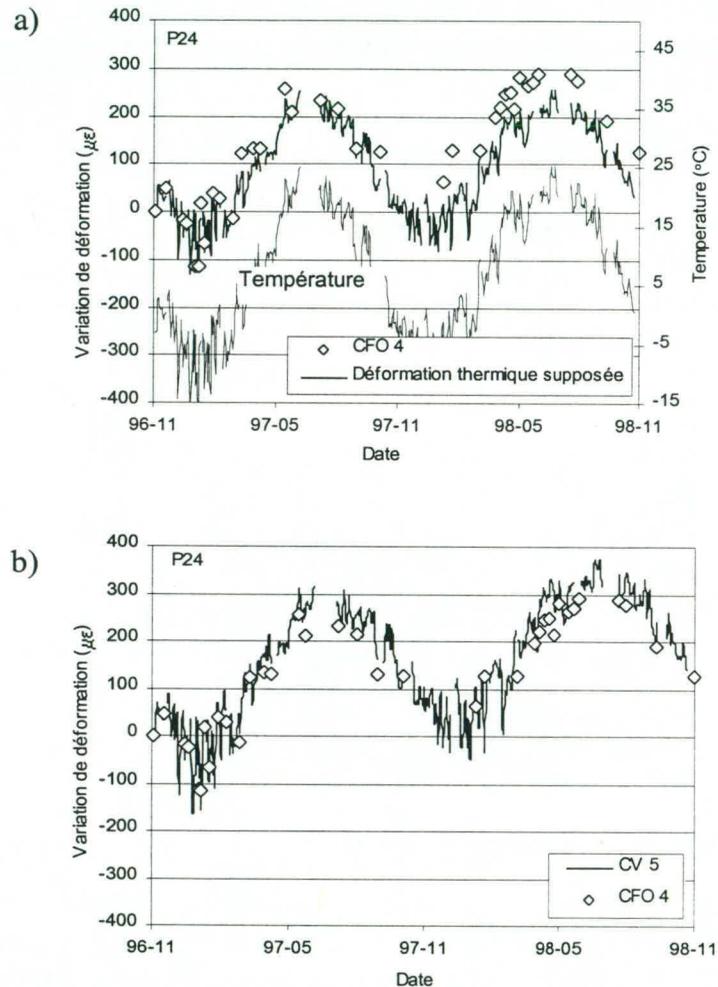


Fig. 8. Fissures relevées dans la poutre 24 avant la réhabilitation

Seuls les résultats des instruments CFO 4 et CV 5 sont présentés ici. Ces derniers sont montés dans des briquettes et installés dans la poutre 24. La figure 9 montre les variations de déformation de la poutre 24 mesurées à partir du 28 novembre 1996 avec les capteurs à corde vibrante et à fibre optique. Sur les graphiques, il est possible d'observer les variations saisonnières ainsi que les variations journalières représentées par la série de petites crêtes sur les diverses courbes. Dans un premier temps on compare, à titre indicatif, les données des CFO avec la dilatation thermique supposée des divers éléments de béton (fig. 9a). Puisque le coefficient de dilatation thermique exacte du béton de cette poutre n'est pas connu, un coefficient de dilatation thermique moyen de  $10 \mu\epsilon/^\circ\text{C}$  est supposé afin de calculer la dilatation thermique des divers éléments structuraux réhabilités. Quant à la variation de température, celle-ci est calculée à partir des données de température des divers thermocouples. La figure 9a montre les lectures du capteur CFO 4 comparées à la dilatation thermique supposée. On remarque que les données de ces instruments s'écartent de la dilatation thermique supposée; cette poutre est réhabilitée avec du

béton projeté qui est constitué de fibres métalliques et la valeur du coefficient de dilatation thermique supposé (CDT) de  $10 \mu\epsilon/^\circ\text{C}$  est probablement trop faible. Par contre, une valeur du CDT de  $12 \mu\epsilon/^\circ\text{C}$  fournit une bonne corrélation avec les données du CFO 4. Ce dernier est par ailleurs dédié à la détection d'un éventuel décollement du parement de béton projeté. En effet, les déformations enregistrées avec les capteurs CFO 4 et CV 5 sont plus élevées au mois de juillet 98 comparativement à celles obtenues un an plus tôt (fig. 9b) témoignant de l'initiation d'un décollement du parement.



**Fig. 9.** Poutre 24: variations de déformation a) thermique supposée et mesures du capteur CFO 4 et b) mesures du capteur CFO 4 et de la CV 5

## CONCLUSION

Les essais en laboratoire ainsi que les projets de la passerelle piétonnière de Sherbrooke et de la réhabilitation du stationnement Webster ont permis de valider le comportement des capteurs à fibre optique Fabry-Pérot pour le béton. Les capteurs à fibre optique, tout comme les cordes vibrantes, ont été soumis lors de l'installation à des conditions sévères en chantier. Au terme de deux ans de suivi, il apparaît que la robustesse et la longévité des deux types de capteur sont

comparables. Toutefois, les CFO présentent l'avantage pratique de ne pas exiger de correction liée au différentiel de dilatation thermique entre l'acier et le béton comme pour les capteurs à corde vibrante. La faible dimension représente un avantage qui a été mis à profit notamment lors de l'installation dans les membrures de la passerelle piétonnière dans lesquelles l'espace était limité. Aussi, les essais en laboratoire montrent que les CFO mesurent avec plus d'exactitude les déformations du béton lorsque le taux de chargement est rapide et que le niveau de charge est élevé.

Le suivi se poursuit actuellement à l'aide d'un système d'acquisition de données, dans le but de vérifier le comportement de la passerelle piétonnière et des travaux de réhabilitation du stationnement Webster. Pour ce dernier cas, les données futures des capteurs contribueront à connaître la performance des techniques de réhabilitation utilisées. Quant à la passerelle en BPR, l'essentiel de la déformation est lié aux variations de température étant donné le coefficient de dilatation thermique élevé. Ce type de déformation n'est pas gênant dans le cas des structures étudiées puisqu'elles sont libres de se dilater. Pour ce qui est de la passerelle piétonnière, des essais de chargement statique et dynamique contribueront à mieux comprendre le comportement de cette structure et, lors des essais dynamiques, le taux de lecture élevé des CFO (jusqu'à 1000 Hz) est un avantage qui sera alors mis à profit.

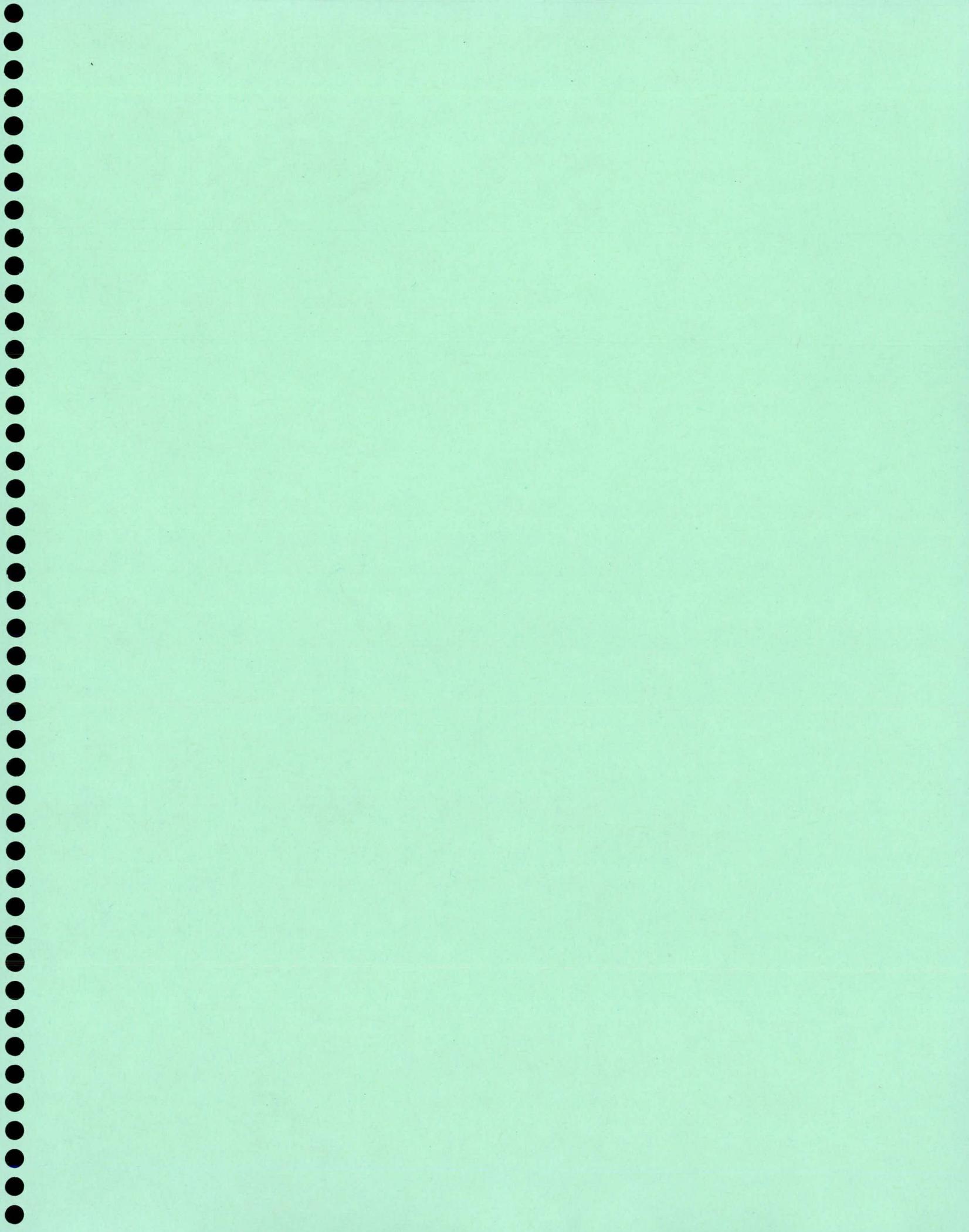
## REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le Conseil de recherche en sciences naturelles et en génie du Canada pour le financement d'une partie des recherches via ses programmes de bourses à incidence industrielle et de subvention d'activités coopératives université-industrie. La participation de la Ville de Sherbrooke et des gouvernements canadien et québécois, grâce au programme d'infrastructure Canada-Québec, fut essentielle. Enfin, on souligne les nombreux échanges avec Mohamed Lachemi et Eric Dallaire du Centre d'excellence Béton Canada et on remercie vivement Martin Lizotte, Claude Aubé et Danick Charbonneau qui ont travaillé à l'installation des instruments.

## RÉFÉRENCES

- Barbachi, M., Ghione, C. et Chabert, A. 1995. Développement d'une instrumentation basée sur les capteurs à fibre optique appliquée aux appareils d'appui. Journées des sciences de l'ingénieur du réseau des Laboratoires des ponts et chaussées, 4 au 7 octobre, Paris, p. I333- I341.
- Belleville, C. et Duplain, G. 1993. White-light interferometric multimode fiber strain sensor. *Optics Letters*, **18**(1): 78-80.
- Benmokrane et coll. (1999) Design, Construction and Monitoring of FRP Monitoring of Reinforced Concrete Bridge Deck, Proceeding of the Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS 4), Baltimore, MD, 1-5 November, 1999.
- Boby, J., Téral, S., Caussignac, J.M. et Siffert, M. 1994. Weighing of vehicles in motion using fiber optic sensors. *Electrical Communications*, 1<sup>st</sup> Quarter 1994, p. 75-77.

- Caussignac, J.M., Chabert, A., Morel, G., Roger, P. et Seantier, J. 1992. Bearings of a bridge fitted with load measuring devices based on optical fiber technology. First European Conference on Smart Structures and Materials, SPIE, Glasgow, p. 207-210.
- Choquet, P., Leroux, R., et Juneau, F. 1997. New Fabry-Perot fiber optic sensors for structural and geotechnical monitoring applications. Transportation Research Record, no. 1596: 39-44.
- Neale, K. et Labossière, P. 1998. Fiber Composite Sheets in Cold Climate Rehab. ACI Concrete International, **20**(6): 22-24.
- Quirion, M., (1999) Contribution à l'instrumentation des ouvrages en béton : application des fibres optiques pour la mesure des déformations internes, Thèse de doctorat, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 221 p.
- Quirion, M., Ballivy, G. (2000a) Laboratory investigation on Fabry-Perot sensor and conventional extensometers for strain measurement in high performance concrete, Canadian Journal of Civil Engineering, (accepted February 2000).
- Quirion, M., Ballivy, G. (2000b) Application des capteurs à fibre optique Fabry-Pérot pour le suivi à long terme de structures en béton, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 225 mars-avril 2000 (sous presse).
- Rizkalla, S.H. 1997. A New Generation of Civil Engineering Structures and Bridges. Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement of Concrete Structures, Vol. 1: 113-128.



# TÉLÉSURVEILLANCE D'UN PONT ROUTIER EN BÉTON ARMÉ

Marc Savard, Ph. D., ing.

Direction des structures  
Ministère des Transports du Québec

**RÉSUMÉ :** Tout en ayant la préoccupation de la sécurité du public, plusieurs scénarios ont été envisagés pour prolonger la durée de vie utile d'un pont routier en béton armé comportant d'importantes fissures de cisaillement. Le remplacement du pont étant prévu à moyen terme (4 à 7 ans), on a choisi de le renforcer à l'aide d'étriers extérieurs et de placer la structure sous surveillance. Cette surveillance est réalisée à l'aide d'un système d'acquisition de données auquel sont reliés des capteurs capables de faire le suivi de la détérioration selon chacun des modes de rupture anticipés pour cette structure. La télésurveillance du pont se poursuit actuellement et des graphiques montrant l'évolution des mesures sont présentés.

## INTRODUCTION

Les infrastructures autoroutières sont soumises à des conditions d'exploitation de plus en plus exigeantes. L'intensité des charges sollicitant les ponts augmente sans cesse, ce qui surcharge les structures existantes dont plusieurs ont été conçues avec des charges de calcul de moindre importance. 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 nombreux ponts 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 juridiction, 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 estimer la capacité portante actualisée d'une structure existante.

L'évaluation de la capacité réelle d'une structure détériorée est une tâche difficile qui ne peut être qu'approximative. Pour être juste et représentative, l'évaluation doit tenir compte de toutes les informations spécifiques à la structure, telles que les propriétés de matériaux, ainsi que la variabilité de ces paramètres. Les sollicitations à considérer dans les analyses doivent être re-

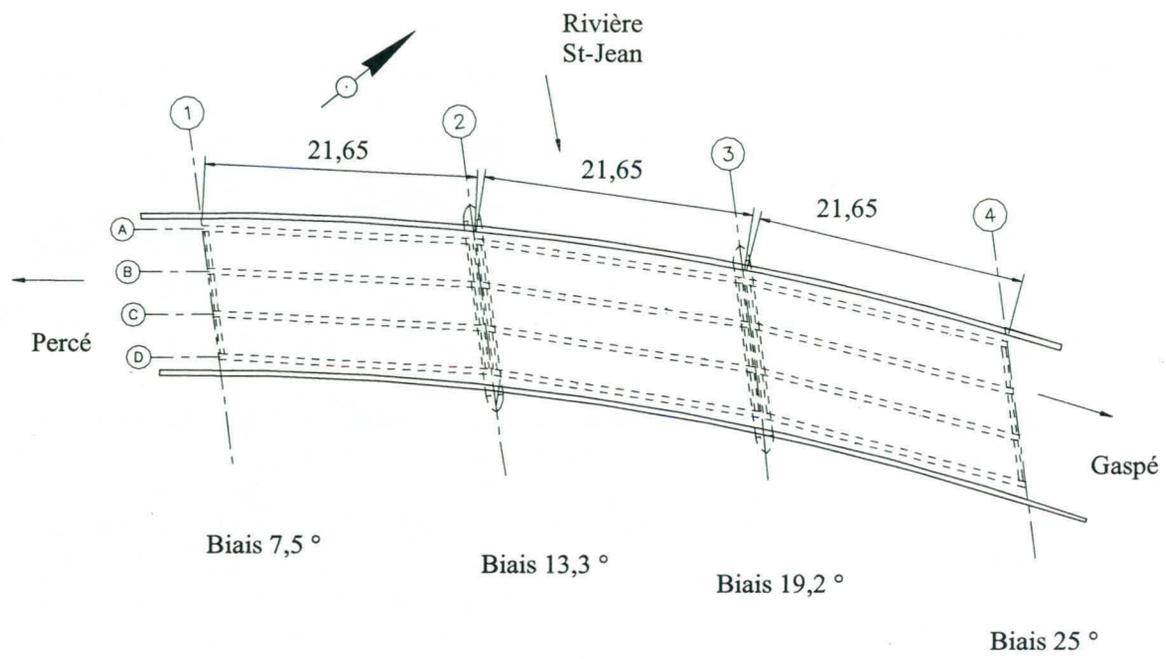
présentatives des sollicitations particulières au site du pont, autant par leur intensité que leur variabilité et leur fréquence. De plus, les modèles théoriques utilisés pour les calculs doivent représenter le plus fidèlement possible le comportement de l'ouvrage jusqu'à l'ultime. L'adéquation du comportement de la structure depuis sa mise en service jusqu'à aujourd'hui est un autre paramètre à tenir compte dans l'analyse probabiliste qu'exige l'évaluation réelle d'une structure existante. De même, la diminution de la résistance en fonction du temps combinée à l'augmentation progressive du niveau des sollicitations ont pour conséquence d'augmenter la probabilité de rupture. Le niveau d'endommagement de la structure depuis sa mise en service est très difficile à estimer, de même que le rythme auquel ce processus s'effectue et la réserve de capacité disponible résiduelle. On tente d'estimer la réserve de capacité disponible en tenant compte des défauts relevés lors de l'inspection dans les calculs théorique d'évaluation mais cette démarche est très imprécise.

La norme CAN/CSA-S6-88 propose une approche semi-probabiliste pour l'évaluation des ponts routiers. Une probabilité de rupture traduite comme la différence entre la résistance pondérée de la structure et l'effet pondéré correspondant des sollicitations est à la base de l'établissement du facteur de capacité de surcharge (FCS). Ce facteur est obtenu en considérant un chargement normalisé (QS-660) qu'on pondère pour calculer les effets maximums attendus des charges vives. À noter que ce chargement est admis comme étant représentatif pour tous les ponts routiers québécois. De plus, les propriétés des matériaux de même que leur variabilité sont dans la plupart des cas tirées des valeurs répertoriées d'une population de structures similaires. Une méthode de calcul simplifiée est proposée pour estimer la distribution transversale des efforts entre les éléments principaux. Enfin, peu d'indications sont données pour tenir compte dans les calculs des défauts relevés lors des inspections. Malgré ces simplifications, l'approche de la norme canadienne est intéressante pour porter un jugement la plupart du temps conservateur fondé sur une investigation relativement simple.

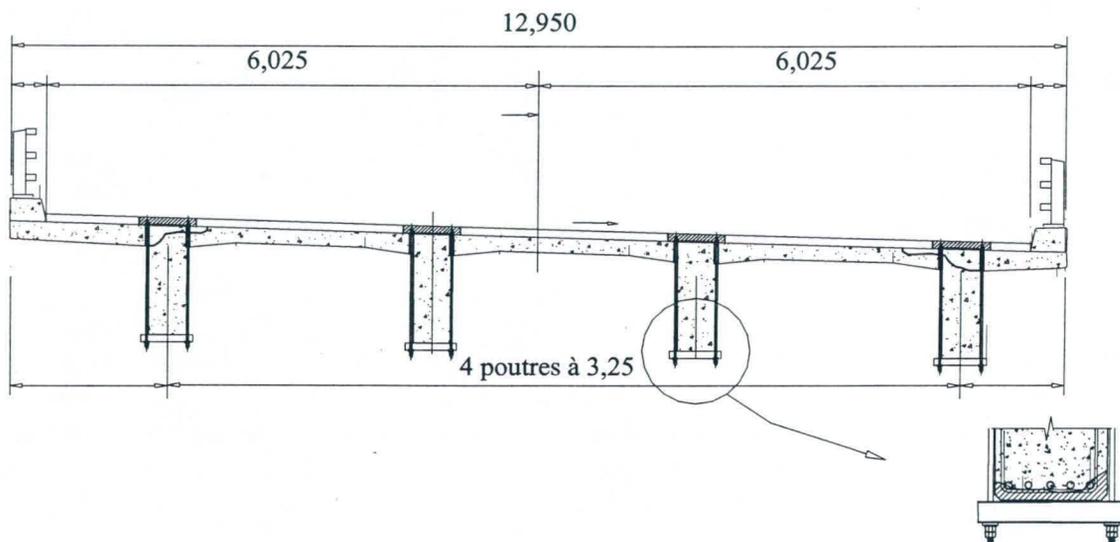
Les prescriptions de la norme canadienne ont été appliquées pour l'évaluation théorique d'un pont en béton armé de trois travées simplement appuyées. Ce pont situé sur la route 132 permet au trafic routier de franchir la rivière St-Jean. Chacune des travées a une portée de 21,65 m et une largeur de 12,95 m. Les quatre poutres de la section transversale de ce pont sont armées avec des barres lisses. Le pont est en courbe et le biais du pont varie de 7,5° à la culée de la travée droite à 25° à la culée de la travée gauche. Construit en 1950, la charge de conception de cette structure est le camion H20. Les figures 1 et 2 illustrent la géométrie de la structure

Des fissures importantes de cisaillement se sont développées près des extrémités des poutres des travées gauche et centrale. La délamination du béton, des tâches d'efflorescence et la corrosion des barres d'armature se retrouvent également dans plusieurs poutres du pont. Une description détaillée des défauts relevés lors de l'inspection d'évaluation est présentée plus loin. L'évaluation conventionnelle de cette structure a conduit à des FCS largement inférieurs à l'unité, tel qu'indiqué dans le tableau 2 suivant. Dans pareilles circonstances, la norme canadienne exige que des interventions soient effectuées pour garantir un niveau de fiabilité adéquat de l'ouvrage.

Parmi les mesures à envisager, on peut procéder à la réhabilitation, 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. Dans le cas du pont de la rivière St-Jean, on souhaite procéder à la reconstruction de la structure dans quelques années, suivant un nouveau tracé qui éliminera la courbe du tracé actuel.



**Fig. 1 - Vue en plan de la structure**



**Fig. 2 - Section transversale renforcée**

En deuxième lieu, on peut assujettir le pont à des conditions limitatives d'exploitation en réduisant le nombre de voies offertes à la circulation, en limitant la vitesse des camions lourds ou en fixant l'espacement entre les véhicules lourds (limitation du nombre de véhicules lourds pouvant charger le pont simultanément). Ces mesures restrictives sont inacceptables pour une structure appartenant au réseau supérieur. La fermeture complète du pont est également une alternative inacceptable étant donnée qu'aucune voie de déviation ne peut être envisagée. Enfin, l'érection d'étais actifs ou passifs ne peut être considérée compte tenu des incidences environnementales qu'auraient ces travaux. En effet, le site du pont sur la rivière St-Jean est situé dans une zone où viennent frayer des saumons et des mesures de protection sont en vigueur à cet effet.

Pour améliorer la précision de l'évaluation théorique conduisant éventuellement à la reconnaissance d'une réserve de capacité suffisante pour assurer l'exploitation sécuritaire de l'ouvrage, on peut procéder à l'auscultation de la structure. L'auscultation est un ensemble d'examen et de mesures spécifiques qui vise à mieux connaître l'état réel d'un ouvrage pour déterminer les causes du ou des défauts observés lors de l'inspection visuelle. Les résultats de l'auscultation sont la plupart du temps utilisés pour la mise à jour des calculs d'évaluation du comportement de la structure. Il existe deux types d'auscultation, à savoir la prise d'échantillons servant à déterminer l'état ou 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. 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.). Les résultats de l'auscultation représentent l'état actuel de la structure. Ils doivent être soigneusement interprétés dans le contexte où les propriétés d'un ouvrage évoluent et peuvent être invalidées après une période d'exploitation relativement courte, selon le taux de détérioration de la structure et l'intensité et la fréquence des sollicitations. En plus de ne donner aucune indication quant au taux de détérioration, les mesures obtenues lors d'essais de chargement ne donnent que peu d'indications sur la capacité ou le comportement à l'ultime puisqu'on ne dépasse que très rarement l'intensité des charges d'utilisation. On procède généralement à l'auscultation d'un pont dans le but de calibrer un modèle mathématique afin de reconnaître éventuellement une réserve de capacité garantissant un comportement adéquat de l'ouvrage à moyen ou à long terme.

La solution qui a été retenue pour assurer l'exploitation sécuritaire de la structure pendant une courte période avant la reconstruction prévue de l'ouvrage consiste à procéder à des travaux de renforcement partiels combinés à la mise en place d'un programme de haute surveillance. On présente dans les sections suivantes une description détaillée des défauts relevés lors de l'inspection de la structure. Les résultats de l'évaluation conventionnelle effectuée suivant les prescriptions de la norme sont ensuite exposés, suivi de la technique de renforcement choisie et des particularités du système de télésurveillance qui a été implanté.

## RÉSULTATS DE L'INSPECTION ET DE L'ÉVALUATION

### Défauts relevés

Tel que mentionné dans l'introduction, ce pont comporte d'importantes fissures de cisaillement. L'inspection visuelle d'évaluation a permis d'estimer la largeur des plus grandes fissures à près de 3 mm près des extrémités des poutres des travées gauche et centrale. Ces fissures sont plus importantes que celles de la travée droite, lesquelles sont toutes inférieures à 1 mm. En

août 1996, quelques fissures de la travée gauche ont été instrumentées à l'aide d'un dispositif mécanique signalant une ouverture de plus de 1 mm d'une fissure. Depuis cette date, quelques fissures se sont agrandies de plus de 1 mm. D'autres fissures sont actives et se prolongent jusque sous la dalle. Bien que les effets des gradients thermiques soient inclus dans les mesures, l'évolution de la largeur de certaines fissures démontre qu'elles encourent un élargissement permanent.

On a constaté également la présence de tâches d'efflorescence prenant naissance au-dessous de la dalle. Ces dépôts sont des indicateurs de la perméabilité de la dalle. L'eau diffuse à travers le béton et dissout certains de ses constituants (comme la chaux) qui forment les tâches de couleur blanche visibles sur l'âme de plusieurs poutres. La dissolution de constituants du béton occasionne une augmentation de la porosité du béton et, par conséquent, une plus grande sensibilité aux effets du gel-dégel. La plus grande porosité du béton, combinée à un réseau de fissures importantes, à l'absence d'une membrane d'étanchéité sur la dalle et à la présence d'anciens drains trop courts sont autant de facteurs qui permettent la migration de l'eau dans le béton. La faible épaisseur du recouvrement de béton sous les barres d'armature procure une protection inefficace et favorise la corrosion des barres. De plus, des chlorures (provenant des sels de déglacage) sont présents dans l'eau de percolation et accélèrent le processus de corrosion de l'acier. Enfin, des fissures longitudinales larges sont visibles près du centre des poutres de rive des trois travées. Ces fissures confirment la corrosion des barres d'armature sous-jacentes dont le gonflement est suffisant pour fissurer le béton.

Une des conséquences de cette corrosion est la perte d'adhérence entre les barres d'acier et le béton. En effet, la rouille excessive en surface d'une barre d'armature réduit très significativement la contrainte d'adhérence, ce qui a une incidence directe sur la longueur de développement requise pour atteindre la limite élastique des barres. De plus, il faut noter que les barres d'armature de ce pont sont rondes et lisses et de ce fait, elles exigent une plus grande longueur de scellement. La perte d'adhérence entre le béton et les barres d'acier et la longueur de scellement sont deux paramètres sur lesquels dépend grandement la capacité ultime des poutres en flexion.

Par ailleurs, des essais expérimentaux réalisés par Gaillet et Massicotte (1997) ont révélé qu'il est possible d'atteindre la limite élastique dans une barre lisse tendue en autant que celles-ci disposent d'une longueur de scellement 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. De plus, il y a apparition à l'ultime d'une fissure unique où toutes les déformations se localisent, contrairement au cas de barres crénelées qui induisent des fissures plus nombreuses (situation similaire à une redondance interne) et une déflexion moins importante. La rupture d'une poutre comportant des barres lisses est donc caractérisée par un glissement progressif des barres plutôt que par un étirement de celles-ci. Ce comportement confère à ces poutres une capacité moindre à redistribuer les efforts à l'ultime étant donné leur incapacité à accroître ou à maintenir leur moment de résistance interne une fois la limite élastique atteinte dans les barres. La redondance structurale du pont de la rivière St-Jean armé de barres lisses est donc limitée. Il faut noter finalement que ce pont ne dispose d'aucun dispositif d'ancrage (crochets ou autres) aux extrémités de ses barres longitudinales.

En plus d'être influencée par la perte d'adhérence et la longueur de scellement, la capacité en flexion de la structure est fonction de la diminution de la section efficace des barres d'armature corrodées, de la diminution de la section utile de béton comprimé et de la réduction du bras de levier interne existant entre la table de compression et la centre de gravité des barres d'armature tendues. La réduction de la section des barres d'armature est de loin l'élément le plus

pénalisant. En effet, dans le cas du pont à l'étude, le paramètre  $\rho_{\text{bal}}$  varie de 1,5% à 3,2%, le mode de rupture en flexion est ductile et correspond à la plastification des barres d'acier. La section des barres d'acier étant le paramètre limitant la capacité en flexion de ces poutres, la réduction de celles-ci a une influence déterminante sur la capacité du pont.

Finalement, de nombreuses photos prises lors des inspections passées témoignent de la bonne qualité de la surface de roulement des approches ainsi que sur le pont. Aucun affaissement notable n'a été remarqué entre les dalles d'approche et le tablier du pont. 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 par conséquent, de la progression de la fissuration et de l'endommagement de la structure. Ainsi, même les camions ayant une fréquence fondamentale de vibration voisine de celle du pont ne peuvent générer une amplification dynamique importante des efforts étant donnée leur faible niveau de perturbation.

### Évaluation conventionnelle et interprétations

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 équations que celles utilisées pour le dimensionnement des nouveaux ponts. Les coefficients de pondération des charges et des résistances sont déterminés à partir de l'indice de fiabilité  $\beta$  qui est fonction de la prise en compte ou non dans les calculs des défauts relevés lors de l'inspection (niveau d'inspection), du comportement du système (si la ruine de l'élément conduit à l'effondrement général) et du comportement de l'élément (signes précurseurs avant la ruine).

Dans les calculs de la résistance en flexion d'un pont en béton armé existant, on admet que la résistance en traction du béton est négligée, la déformation ultime du béton est fixée à  $3000 \mu\epsilon$ , le taux de travail maximum des armatures passives est fixé à  $f_y$  et que les sections planes restent planes jusqu'à la rupture. Aucune indication n'est fournie dans la norme pour évaluer la résistance d'éléments comportant des étriers espacés au-delà des limites maximales permises, ni dans les cas où des barres lisses sont utilisées (longueur de développement requise). Aucune indication n'est donnée quant à l'incidence sur la capacité d'étriers manquants dans les zones d'arrêt des barres d'armature de flexion.

Par ailleurs, le modèle du treillis est adopté pour le calcul de la résistance au cisaillement. On admet qu'après la fissuration de l'âme sous les effets du cisaillement, la poutre se comporte comme un treillis plan dans les zones où coexistent un moment de flexion et un effort tranchant. Pour une poutre simplement appuyée, la membrure supérieure comprimée du treillis représente le béton comprimé de la poutre tandis que la membrure inférieure représente l'armature inférieure tendue. Les diagonales comprimées sont équivalentes aux bielles de béton localisées entre les fissures (dont l'inclinaison est admise égale à  $45^\circ$ ) et les membrures verticales tendues représentent les étriers. L'utilité des armatures transversales est de s'opposer à l'ouverture des fissures. Si le nombre d'étriers est insuffisant, la fissuration de l'âme entraînera la plastification des étriers et une rupture fragile par compression. Il convient de noter que les équations présentées dans la norme sont valides lorsque le béton est sain et que les barres d'armature (étriers et barres longitudinales) de la section considérée sont ancrées de manière satisfaisante.

On reconnaît dans la norme la contribution du béton à la reprise des efforts de cisaillement à travers le paramètre  $V_c$ . Des essais ont montré que le béton sans armature d'âme développe une résistance à l'effort tranchant. De plus, on admet qu'il y a transmission de contraintes

de cisaillement le long des fissures. Enfin, la membrure comprimée résiste également aux efforts de cisaillement. Ces trois sources de résistance sont représentées dans le paramètre  $V_c$ .

Suite à l'inspection, l'évaluation doit être corrigée pour tenir compte de l'importance et de la localisation des défauts relevés. Dans le cas du pont de la rivière St-Jean, la capacité du pont en flexion et en cisaillement est affectée par la présence des défauts relevés dans la section précédente.

Le béton armé étant un matériau hétérogène, 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. Dans le cas d'une poutre comportant des fissures de cisaillement, Minor et White (1988) suggèrent de réduire de 16,7 % la résistance en cisaillement du béton pour chaque millimètre d'ouverture de la fissure. Pour tenir compte de la corrosion des barres d'armature, on peut réduire la section efficace des barres par un pourcentage établi lors de l'inspection suivant l'ampleur de la détérioration observée.

Le tableau 1 rassemble les paramètres de l'approche semi-probabiliste de la norme CAN/CSA-S6-88. On admet un niveau d'inspection 3 et que l'analyse de la distribution transversale des surcharges est faite suivant la méthode simplifiée (S/D) proposée dans la norme. Les tableaux 2 et 3 rassemblent les résultats des calculs du FCS pour les efforts de cisaillement selon la section  $A_v$  des étriers ( $143 \text{ mm}^2$  ou  $253 \text{ mm}^2$ ), la résistance en compression du béton  $f'_c$ , la largeur des fissures et le coefficient de majoration dynamique. On constate que la détérioration du pont occasionnant l'ouverture de 0,5 mm d'une fissure génère une réduction de 5 à 6% du FCS en cisaillement. La dégradation de la résistance en compression du béton de 20 à 15 MPa conduit également à une réduction de 6%. Enfin, la détérioration de la qualité de la surface de roulement du pont et des approches occasionnant une augmentation du FAD de l'ordre de 10% a pour effet de réduire le FCS de 6% environ. Finalement, la section des étriers a un impact très important sur la capacité en cisaillement, soit une diminution de l'ordre de 35% si des étriers de 9,5 mm sont utilisés à la place d'étriers de 12,7 mm avec le même espacement. L'incertitude sur la section des étriers provient du fait que des étriers de 12,7 mm sont inscrits sur les plans alors que le diamètre de ceux-ci a été estimé à 9,5 mm lors de l'inspection. Il n'a pas été possible de s'assurer si l'espacement des étriers a été réduit en conséquence. Ces circonstances auront un impact significatif sur le choix du type d'intervention à réaliser pour assurer son exploitation sécuritaire.

### **Réserve de capacité négligée**

Il est d'intérêt de noter les limitations de l'approche proposée dans la norme canadienne pour l'évaluation d'un pont routier en béton armé. De plus, de nombreux paramètres ont une incidence sur la capacité de la structure et sont négligés dans l'évaluation conventionnelle de manière à limiter la complexité des calculs à effectuer. Une réserve de capacité peut également être mise à jour par la détermination des propriétés des matériaux de la structure.

L'échantillonnage du béton de la dalle et des poutres permettrait d'estimer la résistance à la compression  $f'_c$  et la résistance à la traction applicables pour les différentes composantes en béton du pont. La limite élastique réelle de l'acier  $f_y$  des barres d'armature pourrait aussi être déterminée. À noter que les valeurs de ces trois paramètres ont une incidence à la fois sur la ré-

Coefficients	Cisaillement	Flexion
SYSTÈME	2	2
ÉLÉMENT	2	3
ANALYSE	AL3	AL3
$\beta$	2,75	2,50
$U\phi$	1,05 * 0,75	1,1 * 0,85
$\alpha d$	1,08	1,07
$\alpha L$	1,43	1,37
I	1,30	1,30
$f_c$ [MPa]	15 - 20	20
$F_y$ [MPa]	230	230

**Tableau 1 - Coefficients utilisés pour l'évaluation**

**FCS (cisaillement,  $A_v = 143 \text{ mm}^2$ ,  $f_c = 20 \text{ MPa}$ )**

I	Largeur des fissures [mm]					
	0,5	1	1,5	2	2,5	3
0,1	0,51	0,44	0,38	0,31	0,24	0,18
0,2	0,47	0,40	0,35	0,28	0,22	0,16
0,3	0,43	0,37	0,32	0,26	0,21	0,15

**FCS (cisaillement,  $A_v = 253 \text{ mm}^2$ ,  $f_c = 20 \text{ MPa}$ )**

I	Largeur des fissures [mm]					
	0,5	1	1,5	2	2,5	3
0,1	0,85	0,78	0,72	0,65	0,59	0,52
0,2	0,78	0,72	0,66	0,60	0,54	0,48
0,3	0,72	0,66	0,61	0,55	0,50	0,44

**FCS (cisaillement,  $A_v = 143 \text{ mm}^2$ ,  $f_c = 15 \text{ MPa}$ )**

I	Largeur des fissures [mm]					
	0,5	1	1,5	2	2,5	3
0,1	0,75	0,70	0,64	0,58	0,52	0,47
0,2	0,69	0,64	0,59	0,53	0,48	0,43
0,3	0,64	0,59	0,54	0,49	0,44	0,39

**Tableau 2 - FCS pour le cisaillement**

**FCS (flexion,  $A_s = 17100 \text{ mm}^2$ )**

I	Système = 2	Système = 1
0,1	0,95	0,9
0,2	0,87	0,82
0,3	0,80	0,76

**FCS (flexion,  $A_s = 16246 \text{ mm}^2$ )**

I	Système = 2	Système = 1
0,1	0,86	0,81
0,2	0,78	0,74
0,3	0,72	0,69

**Tableau 3 - FCS pour la flexion**

sistance à la flexion et à l'effort tranchant. En particulier, on néglige dans la norme la résistance à la traction du béton qui se manifeste jusqu'à l'ultime. Cet apport de résistance contribue avec les barres d'armature longitudinales au développement de la résistance à la flexion. La résistance à la traction du béton intervient également dans la reprise des efforts de cisaillement. À cet égard, la valeur attribuée au paramètre  $V_c$  de la norme S6 est très approximative et peut conduire à une sous-estimation de la capacité réelle de la structure.

Par ailleurs, pour le calcul de la résistance au cisaillement, on néglige la contribution de la dalle puisque les calculs sont effectués avec une section rectangulaire. Il y a augmentation de la résistance théorique au cisaillement en considérant la section en T plutôt que la section rectangulaire. De plus, le modèle du treillis exploité dans les calculs est à la fois simple et souvent très conservateur. On admet que les fissures sont inclinées à  $45^\circ$  (tout comme les bielles comprimées intercalées entre les fissures) et on ne reconnaît pas la redistribution possible d'efforts entre l'armature longitudinale et les étriers.

De plus, il serait nettement préférable de considérer les sollicitations spécifiques au site. En effet, les calculs théoriques sont effectués en considérant les effets du chargement normalisés (le QS-660). Ce chargement est pondéré (à l'aide du coefficient  $\alpha_L$ ) de manière à ce que la probabilité de rupture ne dépasse pas celle admise dans la norme, soit 1 cas dans 100 000 par année. Cette approche est valide en autant que le chargement normalisé soit représentatif des sollicitations circulant sur le pont étudié. Si les sollicitations particulières au site sont inférieures à celles prévues par la norme, l'évaluation avec le chargement normalisé revient à considérer une probabilité de rupture encore plus faible que celle admise dans la norme. De plus, l'endommagement se produit à un taux inférieur à celui anticipé si les charges normalisées sont applicables.

Une campagne de mesure *in situ* permettrait l'obtention de données plus précises que le facteur d'essieu de la norme pour tenir compte de la distribution des efforts entre les poutres. De plus, les mesures des effets des charges vives sur ce pont seraient représentatives de la probabilité que deux camions chargés (un camion équivalent au QS-660 et un autre 30 % moins lourd) occupent simultanément la position la plus défavorable dans chacune des deux voies de ce pont. À noter que cette probabilité est fonction du débit journalier moyen annuel (DJMA) qui n'est pas très élevé sur ce tronçon de route (2200 véhicules) et de la possibilité que des véhicules s'immobilisent sur la travée (aucun obstacle au débit régulier de la circulation, à moins d'un accident).

Les mesures *in situ* seraient également représentatives du caractère dynamique des sollicitations. Il est admis dans la littérature que le facteur d'amplification dynamique (FAD) dépend grandement de l'amplitude des irrégularités de la chaussée, paramètre ignoré dans les prescriptions de la norme à cet égard. Il faut noter également que la norme ne fait aucune distinction entre l'évaluation pour une courte période de temps et celle qui doit être valable à long terme. Une évaluation assurant le comportement adéquat d'une structure pendant une courte période peut être réalisée avec des paramètres actualisés et considérés invariable dans le temps, comme le facteur d'amplification dynamique actuel déterminée suivant les conditions actuelles de la surface de roulement.

Contrairement aux essais statiques au cours desquels la charge appliquée à l'aide de vérins est maintenue tout au long de l'essai, les sollicitations routières sont appliquées durant une courte période (les camions franchissent une travée du pont en moins de 1 seconde). La durée d'application des charges est cependant suffisante pour occasionner un endommagement. Bien que la redondance soit limitée dans ce système structural, la rupture en flexion n'est pas instantanée et l'effondrement de la structure ne se réalisera qu'après le passage de plusieurs charges im-

portantes, chacune contribuant à endommager la structure jusqu'à sa ruine. Cette détérioration prend la forme du glissement des barres et de l'ouverture des fissures qui correspondent à une déformation «permanente» laquelle est représentative de l'endommagement que subi la structure. Plus une structure est endommagée, plus le taux d'endommagement est élevé et plus la résistance diminue rapidement. Le DJMA et le poids des camions circulant sur la structure ont une incidence directe sur le niveau d'endommagement actuel et le taux d'endommagement du pont.

Finalement, il faut reconnaître une réserve de capacité au-delà de la rupture théorique. Au sens du chapitre 12 de la norme, on considère la rupture d'un élément en béton armé lorsque certains états limites sont atteints. Le dépassement de ces états limites ne signifie pas l'effondrement de la structure, mais plutôt l'entrée dans le domaine du comportement non linéaire du matériau. Cette réserve de capacité dépend grandement des propriétés des matériaux en place. Cependant, l'exploitation de cette structure jusqu'à ce niveau conduit à sa détérioration à un rythme plus rapide et, implicitement, à la réduction tout aussi rapide de sa capacité portante. Cette situation oblige la planification du remplacement ou d'un renforcement de la structure à court terme. Entre-temps, la surveillance assidue de la structure permet de suivre en continue l'évolution de la détérioration de manière à assurer l'exploitation sécuritaire de l'ouvrage.

## RENFORCEMENT DE LA STRUCTURE EXISTANTE

Étant donnée la taille importante des fissures de cisaillement répertoriées lors de l'inspection et l'incertitude concernant la taille des étriers installés, des étriers extérieurs ont été ajoutés aux quatre poutres des travées gauche et centrale. La travée droite comportant des fissures plus petites n'a pas été renforcée, ces fissures indiquant un niveau d'endommagement moins élevé.

L'ajout d'étriers extérieurs revient à renforcer les composantes verticales du treillis «équivalent» pour prévenir la rupture en cisaillement qui est de nature fragile et favoriser le mode de rupture en flexion qui est généralement accompagné de signes précurseurs. En d'autres mots, pour résister aux efforts de cisaillement, on détermine une quantité d'armature suffisante pour que la rupture en flexion se produise sous des charges inférieures à celles pouvant occasionner la rupture en cisaillement laquelle est moins ductile.

Dans les calculs du renforcement, on a admis que la résistance actuelle en cisaillement du pont est suffisante pour reprendre que les efforts de cisaillement causés par les charges mortes. Les étriers extérieurs doivent reprendre les efforts causés par les charges vives. Parallèlement, on doit s'assurer que le mode de rupture de la structure renforcée n'est pas la rupture fragile des bielles comprimées (selon l'analogie du treillis). Cette condition est vérifiée à l'aide de l'équation de l'article 8.6.6.3.5 de la norme S6 relative à l'armature transversale maximale permise.

Deux barres filetées de 22 mm de diamètre forment les branches verticales de l'étrier. Dans le haut de la poutre, la dalle est percée et une plaque horizontale répartit l'appui de l'écrou de la tige filetée contre la dalle. Un couple de serrage de 236 N.m (175 lbs-pi) a été imposé à chacune des barres filetées. La figure 2 illustre la procédure d'installation des étriers. À noter que ce couple de serrage induit une précontrainte verticale, ce qui augmente la résistance du béton au cisaillement (composante  $V_c$ ) et améliore l'adhérence des barres longitudinales. À la base des poutres, un HSS percé à ses deux extrémités constitue l'élément horizontal de l'étrier extérieur.

L'ajout d'une précontrainte extérieure a été considéré comme une alternative à l'ajout d'étriers. La faible résistance en compression du béton et les difficultés inhérentes à l'ancrage de

la précontrainte aux extrémités des poutres rendaient plus attrayante la solution avec des étriers extérieurs. Bien qu'il soit admis que les boulons des étriers ont tendance à se desserrer, cette approche demeure intéressante compte tenu que le pont doit être remplacé à court terme. L'efficacité des étriers extérieurs fait également l'objet d'une surveillance par l'entremise de l'instrumentation qui a été déployée, tel que décrit dans les paragraphes suivants.

## STRATÉGIE DE SURVEILLANCE, INSTRUMENTATION ET RÉSULTATS PRÉLIMINAIRES

Un des objectifs de la télésurveillance est de suivre de façon assidue l'évolution de cet ouvrage pendant environ un an afin de connaître le rythme d'évolution du processus de détérioration. On pourra ainsi apprécier les variations saisonnières des paramètres mesurés (influences thermiques) et définir des seuils caractérisant une situation dangereuse. Le deuxième objectif de la télésurveillance est de guetter l'évolution des paramètres indicateurs de la possibilité d'une défaillance de l'ouvrage à court terme. Dès qu'il y a dépassement d'un seuil, les mesures de sécurité préalablement définies sont engagées. La télésurveillance est donc un moyen de surveiller si le pont se comporte adéquatement sous l'effet des charges spécifiques du site en vérifiant s'il y a dépassement des états limites (niveau d'alarme) définies pour la structure étudiée.

Tenir compte des réserves de capacité négligées dans les calculs conventionnels revient à accepter que la structure soit soumise à un taux de détérioration plus élevé. Au fur et à mesure que la détérioration progresse, la résistance diminue, occasionnant l'augmentation de la probabilité de ruine de l'ouvrage. Permettre l'accélération du taux d'endommagement de la structure doit être fait en s'assurant d'un suivi adéquat de la détérioration pour garantir l'exploitation sécuritaire de l'ouvrage. En d'autres mots, on peut être plus permissif sur la probabilité de défaillance de la structure en sachant que le mode de rupture anticipé est ductile et qu'un système électronique de surveillance équipé des capteurs adéquats assure le suivi en continu de l'évolution de l'endommagement permanent se produisant dans la structure.

Il est important de souligner que la télésurveillance n'est utile que lorsque la défaillance anticipée de l'ouvrage est de nature ductile et que des signes précurseurs à la ruine puissent être détectés par les capteurs. Le choix et l'emplacement des appareils de mesure d'un programme de télésurveillance sont conditionnés par les modes de rupture anticipés. Lorsqu'un ouvrage est sujet à une rupture fragile telle qu'une rupture en cisaillement, celui-ci doit faire l'objet de mesures immédiates de renforcement visant à contrer cette éventualité.

Généralement, les poutres sont sous-armées, i.e. l'armature en traction atteint sa limite élastique avant que le béton éclate en compression. La rupture est alors ductile. Ce mode de rupture est privilégié et la résistance en cisaillement doit être suffisante pour garantir ce comportement à l'ultime. On doit s'assurer de la prédominance de ce mode rupture pour que la structure puisse faire l'objet d'une surveillance. C'est pour ce motif que l'implantation du système de télésurveillance devait être concomitant avec le renforcement en cisaillement du pont.

On doit également s'assurer que les autres modes de rupture fragiles ne peuvent se produire avant la rupture ductile en flexion de la structure renforcée. Les étriers doivent être bien ancrés dans le béton pour être efficace. Il en va de même pour les armatures longitudinales situées dans le bas de la poutre qui reprennent la composante horizontale de la compression dans les bielles inclinées. Sans un ancrage adéquat, il peut se produire une rupture par compression horizontale de la table de compression suite à la plastification des étriers, une rupture prématurée

par manque d'ancrage des étriers, une rupture prématurée par manque d'ancrage des barres longitudinales ou une rupture fragile par compression des «bielles» de béton.

Par ailleurs, il est admis dans la littérature (Gaillet et Massicotte, 1997) que la résistance à l'arrachement d'une barre par adhérence au béton peut être réduite significativement suite à l'application répétée d'une sollicitation moyennement élevée (plusieurs millions de cycles de sollicitations rompant peu à peu les liens d'adhérence entre l'acier et le béton). Dans le cas du pont à l'étude, le DJMA s'élève à seulement 2200 véhicules et ce mode de rupture par fatigue apparaît peu probable.

L'adéquation du comportement d'un ouvrage placé sous surveillance tendra à confirmer la disponibilité des réserves de capacité anticipées qui ne sont pas prise en considération dans les calculs théoriques effectués suivants les prescriptions de la norme. Le comportement adéquat de la structure peut également révéler que le niveau des sollicitations de la structure évaluée est inférieur au niveau prescrit, que ce soit le coefficient de majoration dynamique qui est trop élevé ou que le chargement à l'ultime considéré dans les calculs a une probabilité d'occurrence trop faible pour le site du pont sous investigation.

À l'opposé l'évolution anormale (rapide) de l'importance des fissures (de leur longueur ou de leur largeur) et de leur nombre laissent présumer un comportement inadéquat de la structure sous les conditions locales d'exploitation. 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 même, l'affaissement graduel irréversible de la travée peut se produire sous l'effet d'efforts de flexion approchant la capacité du pont. De tels défauts seront reconnus par l'instrumentation du système de surveillance et une intervention immédiate préviendra une éventuelle ruine.

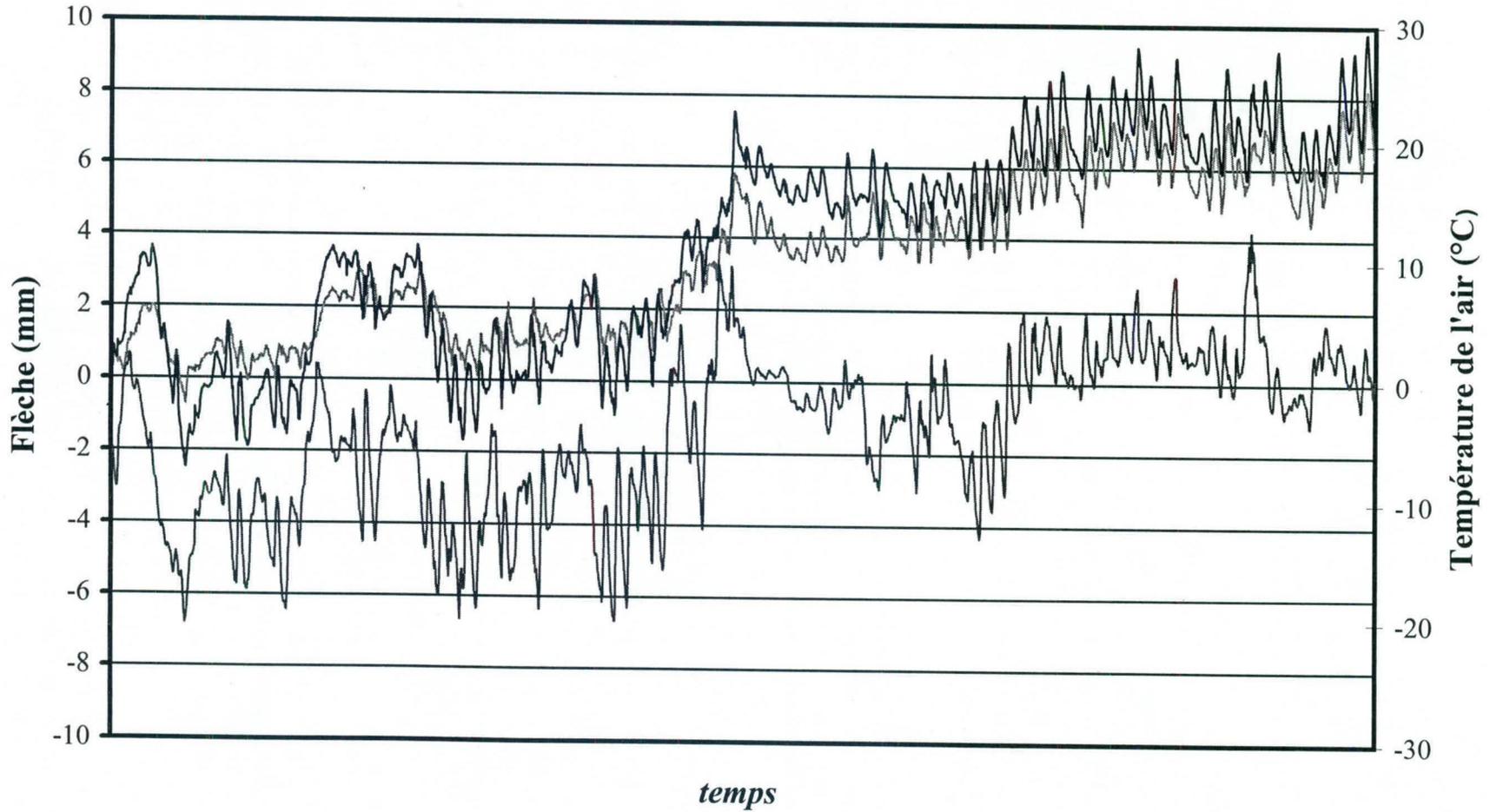
Pour assurer le suivi de la détérioration, un total de 10 fissures ont été instrumentées de manière à mesurer l'ouverture et la fermeture de celles-ci. Quatre niveaux électroniques de type «tiltmètre» ont été fixés à une extrémité de chacune des poutres intérieures des travées renforcées. Ces capteurs ont une sensibilité de 1 seconde d'arc avec un système d'acquisition de données CR10X. Un thermocouple permettant de mesurer la température de l'air et une jauge de fibre optique soudée sur un des étriers complètent l'instrumentation. Tous ces capteurs ont été installés et reliés à un système d'acquisition de données doté d'un modem, permettant de suivre à distance l'évolution de l'ouverture de quelques fissures et la rotation aux extrémités de poutres endommagées.

### **Déplacements relatifs des extrémités des niveaux électroniques**

On présente sur la figure 3 l'évolution de la flèche au centre des poutres P2 et P3 de la travée gauche en fonction du temps. La flèche est estimée à partir des mesures de rotation obtenues des niveaux électroniques fixés près de l'extrémité des poutres. Dans les calculs, on admet que les poutres sont à inertie constante et que la courbure ne varie pas le long des poutres. On montre également sur ces graphiques la variation de la température de l'air. On constate que les mouvements induits à la structure sont en bonne partie causés par les gradients thermiques. Ceux-ci ne sont pas mesurés explicitement, ce qui rend impossible la «soustraction» des effets thermiques des mesures brutes de manière à dégager l'amplitude des mouvements permanents. À noter, à titre de comparaison, que les prescriptions de la norme S6 permettent d'estimer la flèche maximale au centre des poutres causée par les effets thermiques à 17 mm en été et 9 mm en hiver. On procédera à installation des capteurs thermiques requis au cours de l'été prochain.

*Flèche au centre des poutres 2 et 3 en fonction de la température (travée gauche)  
10 janvier 2000 au 19 avril 2000*

— P3 — P2 — Température



## CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Malgré la capacité théorique limitée du pont, son exploitation en interdisant seulement les surcharges est possible en admettant la disponibilité d'une réserve de capacité négligée dans les calculs. Il est possible également que les effets des charges locales sont moindres que ceux anticipés à l'aide du chargement de calcul.

Cependant, le passage des charges importantes sur cette structure accélère le rythme de sa détérioration. L'endommagement consécutif à l'exploitation des réserves de capacité oblige la planification du remplacement ou d'un renforcement de la structure à court terme. Entre-temps, la télésurveillance permet de suivre en continue l'évolution de la détérioration de manière à assurer l'exploitation sécuritaire de l'ouvrage.

On note enfin que ces travaux de renforcement visent à augmenter la résistance en cisaillement de la structure. La résistance en flexion, dont le mode de rupture associé est ductile, a été jugée suffisante en vertu des réserves de capacité qui ont été préalablement identifiées. Les travaux de renforcement effectués et l'implantation d'un programme de télésurveillance représentent l'intervention minimale devant être réalisée pour assurer l'exploitation sécuritaire de cette structure.

La télésurveillance ouvre la voie à une exploitation rationnelle des réserves de capacité «ultimes» des structures détériorées. Cependant, cette technologie exige des investissements de temps et d'analyses considérables et, de ce fait, elle doit être réservée aux cas exceptionnels pour lesquels aucune autre alternative ne peut être envisagée.

### Recommandations

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 conventionnels, 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 actuellement disponibles 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, un soin particulier doit être investi dans l'établissement de la validité jusqu'à l'ultime des particularités du comportement reconnu comme ayant une incidence positive sur les réserves de capacité identifiées.

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 d'alarme. Cette démarche, particulière pour chaque structure à investiguer, devra être approfondie dans le futur.

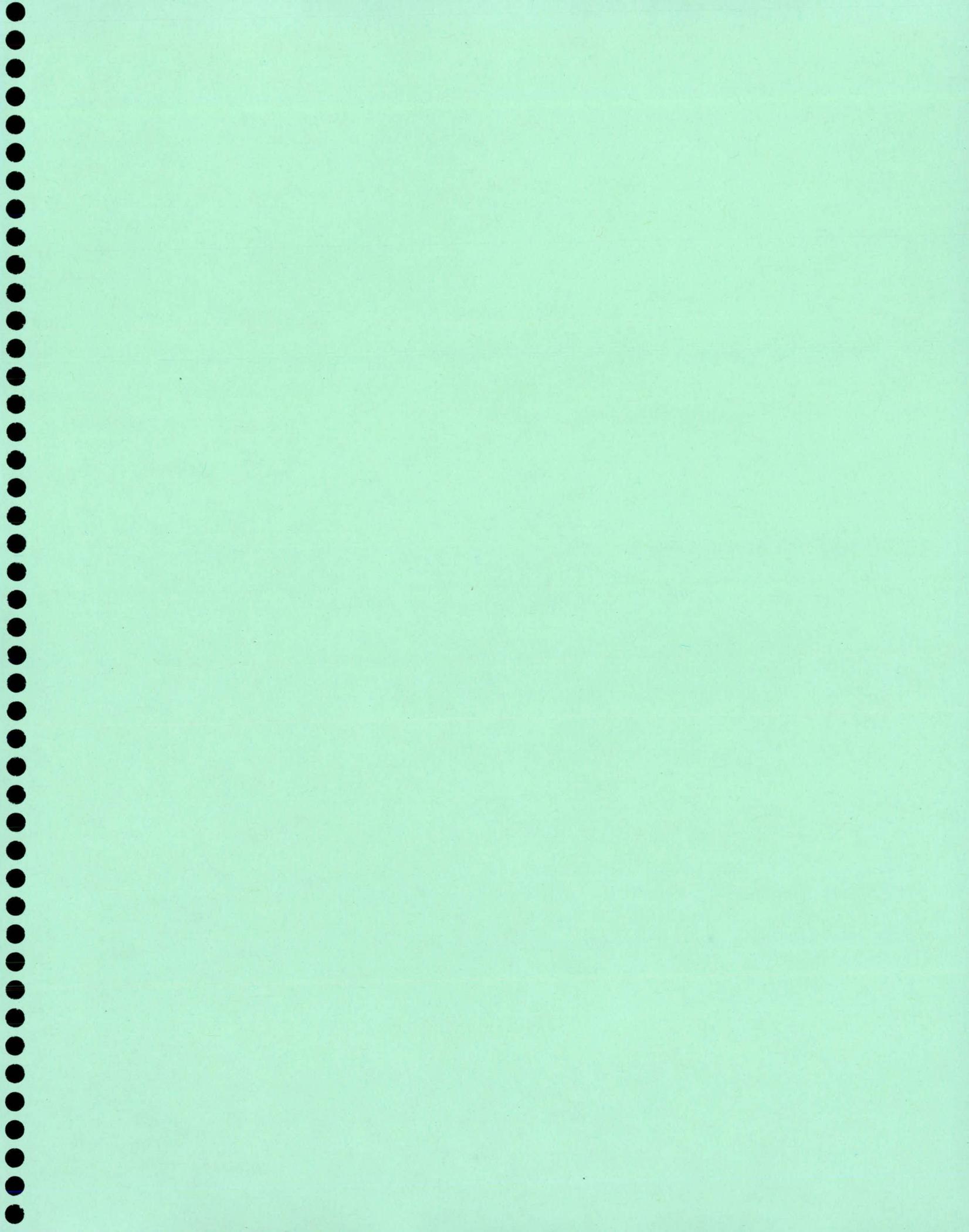
De manière définir des sollicitations de calcul représentatives des conditions locales d'exploitation, il serait judicieux de mettre au point une procédure expérimentale permettant de déterminer les sollicitations particulières spécifiques à un site. Cet intérêt s'ajoute aux besoins manifestés par d'autres instances du Ministère pour connaître l'amplitude des charges sollicitant les routes et les ponts du Québec.

De plus, il serait utile d'étudier l'influence de la présence d'un système de télésurveillance sur l'indice de fiabilité à retenir dans les calculs conventionnels. La télésurveillance peut être assimilée à un niveau d'inspection «supérieur» dans le cas où une rupture ductile est anticipée. Le système détecte les signes précurseurs de la rupture à la «fréquence d'inspection» établie par le responsable du suivi

Finalement, une alternative à la télésurveillance peut être, dans certains cas, l'évaluation adaptée aux particularités d'un site, c'est-à-dire une évaluation probabiliste. Cette procédure exige beaucoup d'informations spécifiques à la structure étudiée et doit être menée par des experts dans ce domaine. Malgré ses exigences élevées, cette approche convient aux structures dont le contexte d'exploitation particulier oblige l'investissement d'efforts pour raffiner l'analyse et éclairer le plus adéquatement possible les gestionnaires concernés.

## BIBLIOGRAPHIE

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 BRÜHWILER, 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». 4<sup>ième</sup> colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, avril.
- CSA, 1988.** «Norme CAN/CSA-S6-88 : Calcul des ponts-routes», Association canadienne de normalisation, Rexdale, Ontario, 302 p.
- DIAS, P., TATJANA, M. et CHRYSANTHOPOULOS, M. 1999.** «Reliability-Based Assessment of Highway Bridges», PIARC Committee on Road Bridges (C11), World Road Association.
- GAILLET, O. et MASSICOTTE, B. 1997.** «Détermination des longueurs de développement des barres lisses pour l'évaluation des ponts existants». 4<sup>ième</sup> colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, avril.
- BAILEY, S., BRÜHWILER, E. et HIRT, M.A. 1996.** «Bridge reliability experience in Switzerland», Workshop on Structural Reliability in Bridge Engineering, University of Colorado at Boulder, U.S.A.
- PILLAI, S. U. et KIRK, D. W., 1988.** «Reinforced Concrete Design», 2<sup>nd</sup> édition, McGraw-Hill Ryerson Limited.
- MINOR, J. et WHITE, K. R. 1988.** «Condition surveys of Concrete Bridge Components – User's Manual», NCHRP report 312, Transportation Research Board, December.



# Performance, évaluation et réhabilitation sismique des ponts d'acier

Michel Bruneau

*Professeur, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering  
Directeur adjoint, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research  
State University of New York at Buffalo*

## Résumé

Cet article peu orthodoxe présente de façon plutôt abrégée une «carte routière» de la présentation de l'auteur le 9 mai 2000 au 7<sup>ème</sup> colloque sur la progression de la recherche Québécoise sur les ouvrages d'art. Au passage, l'auteur viole quelques règles d'art quant à la structure d'un article scientifique, et réfère le lecteur à plusieurs ouvrages où ces mêmes règles sont scrupuleusement respectées.

## Introduction

Cette présentation résume les activités de recherche de l'auteur sur le sujet de la réponse sismique des ponts d'acier, et des méthodes pour leur réhabilitation pour pallier à des déficiences sismiques. Ce survol présente les conclusions principales suite aux études théoriques et expérimentales conduites par l'auteur au cours des 10 dernières années sur ce sujet, et publiées dans plusieurs revues techniques.

En particulier, la vulnérabilité sismique des ponts d'acier est illustrée dans l'article suivant:

- Bruneau, M., Wilson, J.W., Tremblay, R. (1996). «Performance of Steel Bridges during the 1995 Hyogo-ken Nanbu (Kobe, Japan) Earthquake», Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 23, No.3, pp.678-713.

qui présente de façon détaillée les dommages subit par ces ponts lors du tremblement de terre de Kobe au Japon en janvier 1995.

Dans une première étape de recherche, le comportement sismique des ponts à dalle de béton sur poutres d'acier de portées simplement appuyées ou continues, fut étudié par analyses dynamiques non-linéaires inélastiques. Il en relève que certains de ces ponts possèdent une résistance sismique inhérente et considérable, et que d'autres s'avèrent plutôt particulièrement vulnérables. Les critères qui affectent le plus intensément cette propriété, et la quantification préliminaire de cette dépendance est démontrée dans les articles suivants:

- Dicleli, M., Bruneau, M. (1995). «Seismic Performance of Simply-supported and Continuous Slab-on-Girder Steel Bridges», ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.21, No.10, pp.1497-1505.
- Dicleli, M., Bruneau, M. (1995). «Seismic Performance of Multi-Span Simply Supported Slab-on-Girder Steel Highway Bridges», Engineering Structures Journal, Vol.17, No.1, pp.4-14.
- Dicleli, M., Bruneau, M. (1995). «An Energy Approach to Sliding of Simple-Span Simply Supported Slab-on-Girder Steel Highway Bridges with Damaged Bearings», Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.24, No.3, pp.395-409.
- Dicleli, M., Bruneau, M. (1996). «Quantitative Approach to Rapid Seismic Evaluation of Slab-on-Girder Steel Highway Bridges», ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.122, No.10, pp.1160-1168.

- Zahrai, S.M., Bruneau, M. (1998). «Impact of Diaphragms on Seismic Response of Straight Slab-on-girder Steel Bridges», ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.124, No.8, pp.938-947.

Dans ce dernier article, il est démontré que les «diaphragmes» situés au-dessus des supports verticaux permettent de façon essentielle le cheminement direct des charges latérales d'inertie, du tablier jusqu'aux fondations, et que ces diaphragmes doivent avoir des propriétés minimales pour être efficaces. Les diaphragmes intérieurs ne servent aucun rôle utile à cet égard.

Ces observations ont donné naissance au concept de diaphragmes ductiles, spécialement développés dans le but de dissiper l'énergie séismique d'une manière stable et de façon à protéger le reste de la structure. Cette approche, dérivée directement des principes de «capacity design», permet de réhabiliter de façon particulièrement économique les ponts d'acier ayant dalle de béton supportée par des poutres ou treillis d'acier. Le concept de «capacity design» est décrit en détail par:

- Bruneau, M., Uang, C.M., Whittaker, A. (1997). «Ductile Design of Steel Structures», McGraw-Hill, New York, NY, 480 p.

Les développements théoriques et validations expérimentales du concept de diaphragmes ductiles sont présentés dans les articles suivants:

- Zahrai, S.M., Bruneau, M., «Ductile End-Diaphragms for the Seismic Retrofit of Slab-on-Girder Steel Bridges», ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.125, No.1, 1999, pp.71-80.
- Zahrai, S.M., Bruneau, M., «Cyclic Testing of Ductile End-Diaphragms for Slab-on-Girder Steel Bridges», ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.125, No.9, pp.987-996.
- Sarraf, M., Bruneau, M. (1999). Ductile Seismic Retrofit of Steel Deck-Truss Bridges. I: Strategy and Modeling», ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.124, No.11, 1998, pp.1253-1262.
- Sarraf, M., Bruneau, M. (1999). «Ductile Seismic Retrofit of Steel Deck-Truss Bridges. II: Design Applications", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.124, No.11, 1998, pp. 1263-1271.

La validation expérimentale pour les ponts en treillis est actuellement en cours à l'Université d'Ottawa sous la supervision de l'auteur.

Bien que, d'une certaine manière cette idée est inusitée, ces travaux sur les diaphragmes ductiles ont trouvé une oreille réceptive chez plusieurs chercheurs, et gagne du terrain aux Etats-Unis. Des vérifications indépendantes sont en cours, en particulier à l'Université de Reno, Nevada. Le concept est également étudié au sein de l'étude du National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) 12-49, financé par le Transportation Research Board, et visant à établir la prochaine édition des normes séismiques de l'American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) pour la conception des ponts.

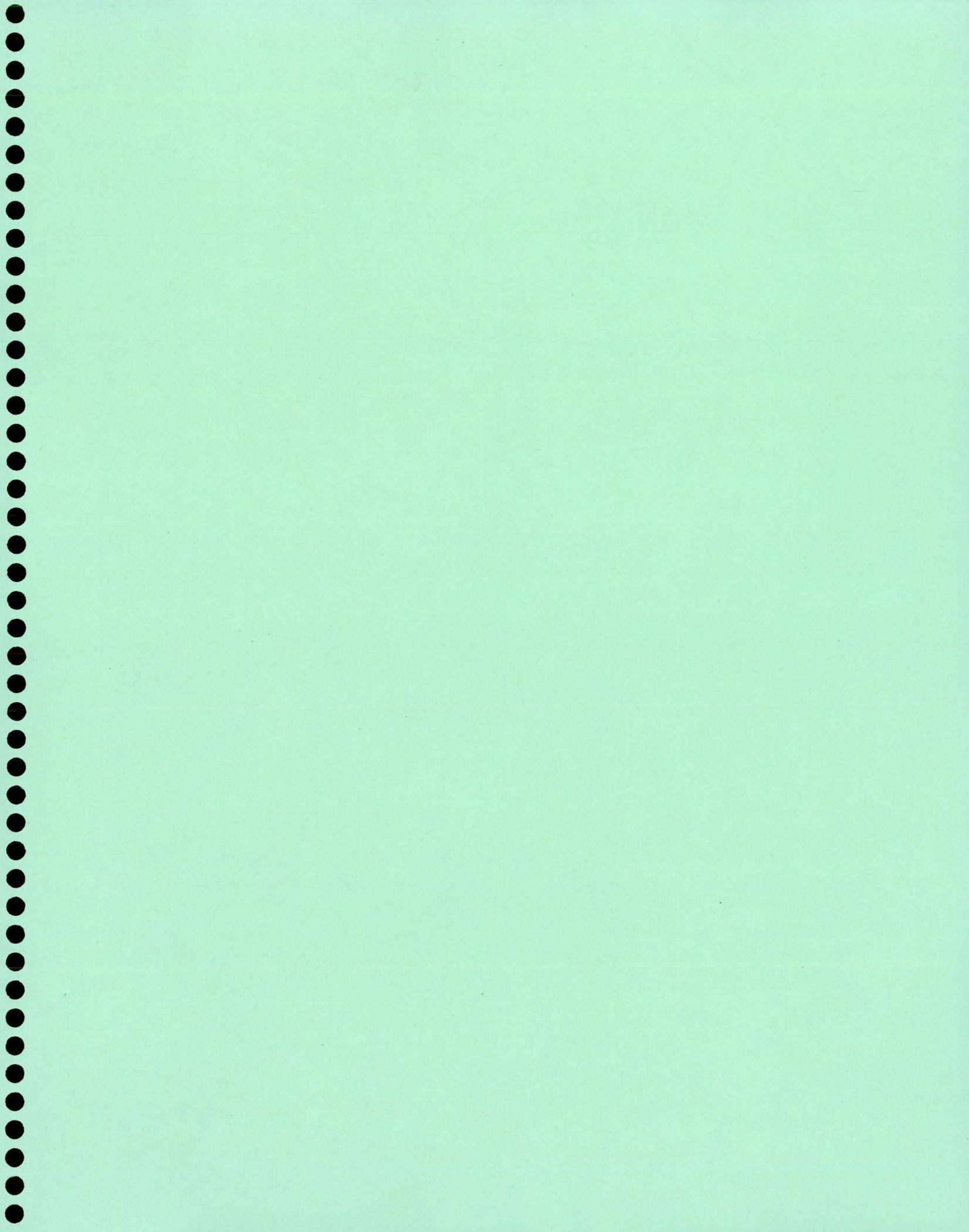
Toutefois, des limites existent sur l'applicabilité de cette approche de protection sismique. Les articles suivant illustrent ces limites importantes:

- Alfawakiri, F., Bruneau, M., «Support Ductility Demands for Bridges with Flexible Superstructures», In preparation .
- Alfawakiri, F., Bruneau, M., «Flexibility of Superstructure and Support in the Seismic Analysis of Simple Bridges», Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal, (in press).

Finalement, suite à une brève description d'un principe de colonne composite suggéré comme étant idéal dans une perspective de conception para-sismique, cette présentation conclut avec une brève description d'un programme de recherche de \$10.8<sup>US</sup> millions sous l'égide du Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research à Buffalo, pour étudier le comportement et la réhabilitation sismique des ponts de divers types pour lesquels les normes para-sismiques actuelles s'appliquent difficilement, ou pas du tout. De l'information additionnelle sur ce programme supporté par le Federal Highway Administration du gouvernement américain se trouve sur le site <http://mceer.buffalo.edu>.

## **Conclusions**

Contrairement à la perception populaire erronée, les résultats des travaux de recherche de l'auteur démontrent que plusieurs types de ponts d'acier sont particulièrement vulnérables aux séismes. Les études rapportées dans cet article permettent d'identifier ces vulnérabilités, et proposent des solutions économiques et simples qui permettent de réhabiliter ces ponts d'acier. Il est fortuné que l'infrastructure routier au Québec, et particulièrement les ouvrages d'art, n'ait pas encore été frappé par un séisme majeur. Toutefois, l'évidence géo-tectonique et historique suggère que cette quiétude sismique ne durera pas. A cet égard, un programme de réhabilitation sismique est désirable et fortement recommandé.



## REMISE EN PLACE DE TABLIERS DE PONTS

Jacques Prévost, ing. M.Sc.

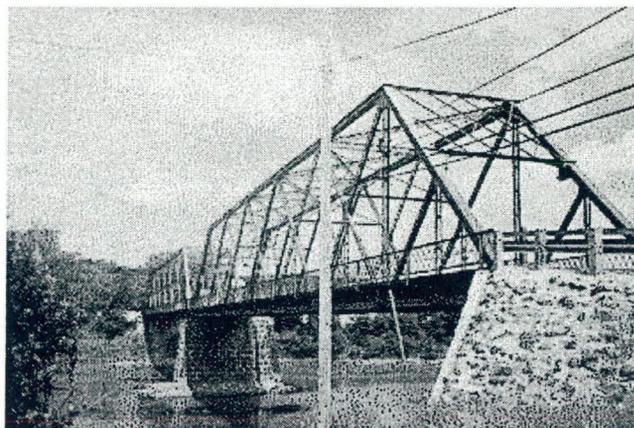
Transports Québec – Direction des structures

**RÉSUMÉ :** Suite à une défaillance d'un élément du système structural, deux ponts du réseau routier du Ministère ont vu leur tablier se déplacer et se retrouver dans un état critique. Il a fallu les replacer et les conforter.

### INTRODUCTION

Dans certaines circonstances, suite à un accident lors d'une réparation d'une structure vétuste ou d'un bris d'un élément en acier noyé dans le béton, le Ministère se voit dans l'obligation de fermer un pont. On doit alors faire preuve d'ingéniosité et de célérité afin de corriger la défaillance et de rouvrir le pont aux utilisateurs.

### **PONT DE STE-MARIE**



### DESCRIPTION DU PONT

Érigé en 1918, le pont de Ste-Marie est situé sur la route 216 au-dessus de la rivière Chaudière, dans la circonscription de Beauce-Nord. Ce pont à poutres triangulées à tablier inférieur est constitué de 2 travées de 65 mètres de portée.

### **PROBLÉMATIQUE**

À l'automne 1998, suite à une inspection générale, on a noté l'affaissement de l'une des assises de la culée est. Le pont est alors soumis à une surveillance hebdomadaire. On constate qu'une assise s'affaisse, d'abord lentement, puis plus rapidement avec l'arrivée de températures plus douces.

Un projet de réparation consistant en la consolidation de l'assise et au remplacement des appareils d'appui est alors préparé et les travaux débutent le 3 mai 1999.

Le 5 mai l'entrepreneur découpe une plaque d'acier constituant le plancher du trottoir afin d'avoir accès à l'assise de la culée. À ce moment, la diagonale d'appui située à côté de cette plaque d'acier flambe. Le pont qui n'appuie plus que du côté amont est alors fermé.

Après analyse de la situation, les constats suivants sont faits :

- Le fait que l'assise sous l'autre poutre triangulée se soit affaissée a amené une surcharge de la diagonale d'appui aval.
- Cette membrure était affaiblie par la corrosion.
- La plaque d'acier du trottoir assurait une retenue latérale essentielle de la diagonale d'appui qui était en compression.
- Le fait qu'un seul appui soit effectif à la culée impliquait le même scénario à la pile.
- Le tablier s'est affaissé d'environ 250 mm.
- En plus de la partie inférieure de la diagonale d'appui qui était flambée, celle-ci était pliée à mi-hauteur.

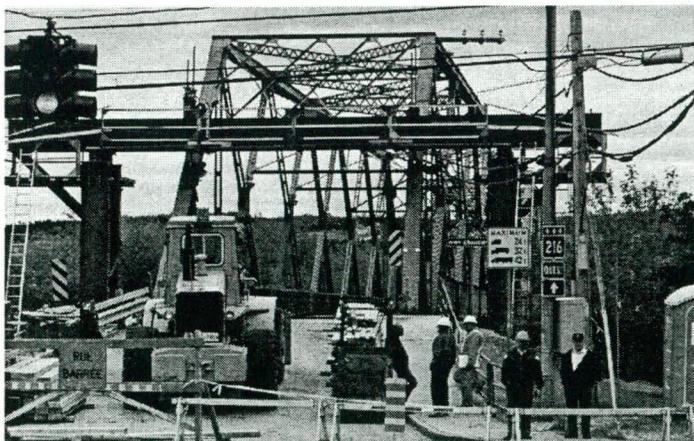
## MÉTHODOLOGIE

Le défi pour le Ministère consistait à remettre en place le tablier en respectant les exigences fixées par la CSST, afin qu'aucun travailleur à aucun moment ne soit situé sous, sur ou près du pont durant les travaux.

La solution retenue a consisté à bâtir un cadre rigide en acier au-dessus des diagonales d'appui, à mi-hauteur, afin de pouvoir y accrocher des tirants et relever le tablier.

Ceci impliquait :

- La construction de bases de béton de part et d'autre du pont et la construction du cadre rigide avec des membrures dont le Ministère disposait déjà.
- Le renforcement de certaines membrures des poutres triangulées à partir d'une nacelle, aux endroits où les efforts étaient trop importants.
- La pose de quatre tirants à haute résistance de type Dywidag reliés à des vérins afin de soulever le tablier.



Afin de s'assurer que les contraintes dans les membrures n'augmenteraient pas de façon indue durant le soulèvement, les deux diagonales d'appui furent instrumentées au moyen de jauges de déformation. Les mouvements du tablier étaient aussi vérifiés au moyen d'une station totale.

Le soulèvement a eu lieu le 20 mai 1999 à l'aide de deux vérins de 60 tonnes appliqués en alternance sur les tirants des deux diagonales. Le rehaussement s'est effectué par tranches d'environ 25 mm de hauteur. Le tout se fit sans problème et le tablier fut remis en position.

Il ne restait plus qu'à redresser la membrure et à en rebâtir l'extrémité. Pour ce faire, on a dû couper partiellement celle-ci à la mi-hauteur pour permettre son redressement. Cet endroit a ensuite été renforcé puis contreventé.

Le pont est rouvert à la circulation piétonnière le 21 mai 1999 et à la circulation automobile le 4 juin. Il est toutefois interdit à la circulation lourde.

## **PONT GALIPEAULT**



### **DESCRIPTION DU PONT**

Érigé en 1964, le pont Galipeault est situé sur l'autoroute 20, au-dessus de la rivière des Outaouais, à Ste-Anne-de-Bellevue. Ce pont est constitué de 14 travées simples à poutres préfabriquées en béton précontraint de 30 mètres de longueur et de deux travées continues haubanées de 94 et 47 mètres.

### **PROBLÉMATIQUE**

Étant donné la différence importante de longueur entre les deux travées haubanées, la réaction à l'appui de l'extrémité de la travée courte en est une de soulèvement. Cette charge de traction est reprise par les bielles situées sous les poutres et ancrées dans l'élément de fondation.



Le 17 novembre 1999, tôt le matin, une plaque ancrant une bielle à l'unité de fondation s'est sectionnée amenant le soulèvement de l'extrémité du tablier de 600 mm du côté aval du pont, alors que la travée de 94 m présentait une flèche excessive. Le pont fut alors fermé à toute circulation.

Les constatations suivantes sont faites sur place :

- La plaque d'ancrage s'est sectionnée à l'intérieur du béton, par fatigue.
- Suite à une inspection aux ultrasons, la seule plaque d'ancrage qui tient encore le tablier en place ne présente pas de fissures.
- Le pont est dans un état critique et des mesures doivent être prises immédiatement.

### MÉTHODOLOGIE

Dans un premier temps, il est décidé de charger l'extrémité soulevée du pont avec des glissières en béton afin de diminuer les efforts dans la plaque d'ancrage encore en fonction.

Par la suite, une plaque est soudée afin de rétablir un lien entre les deux parties de la plaque d'ancrage sectionnée.

Le pont ayant ainsi été sécurisé, on peut passer aux mesures visant une réparation permanente.

On a dû installer des poutres transversales au-dessus des extrémités des poutres principales du pont afin d'y attacher des tirants de type Dywidag. Ces tirants étaient descendus au bas de l'élément de fondation et y étaient fixés par l'intermédiaire de plaques d'acier constituant un corbeau ancré au béton.

Par la suite on a tiré vers le bas la partie soulevée du tablier au moyen de vérins de 100 tonnes. La plaque reliant les sections de la plaque d'ancrage endommagée avait auparavant été enlevée pour permettre le mouvement du tablier.

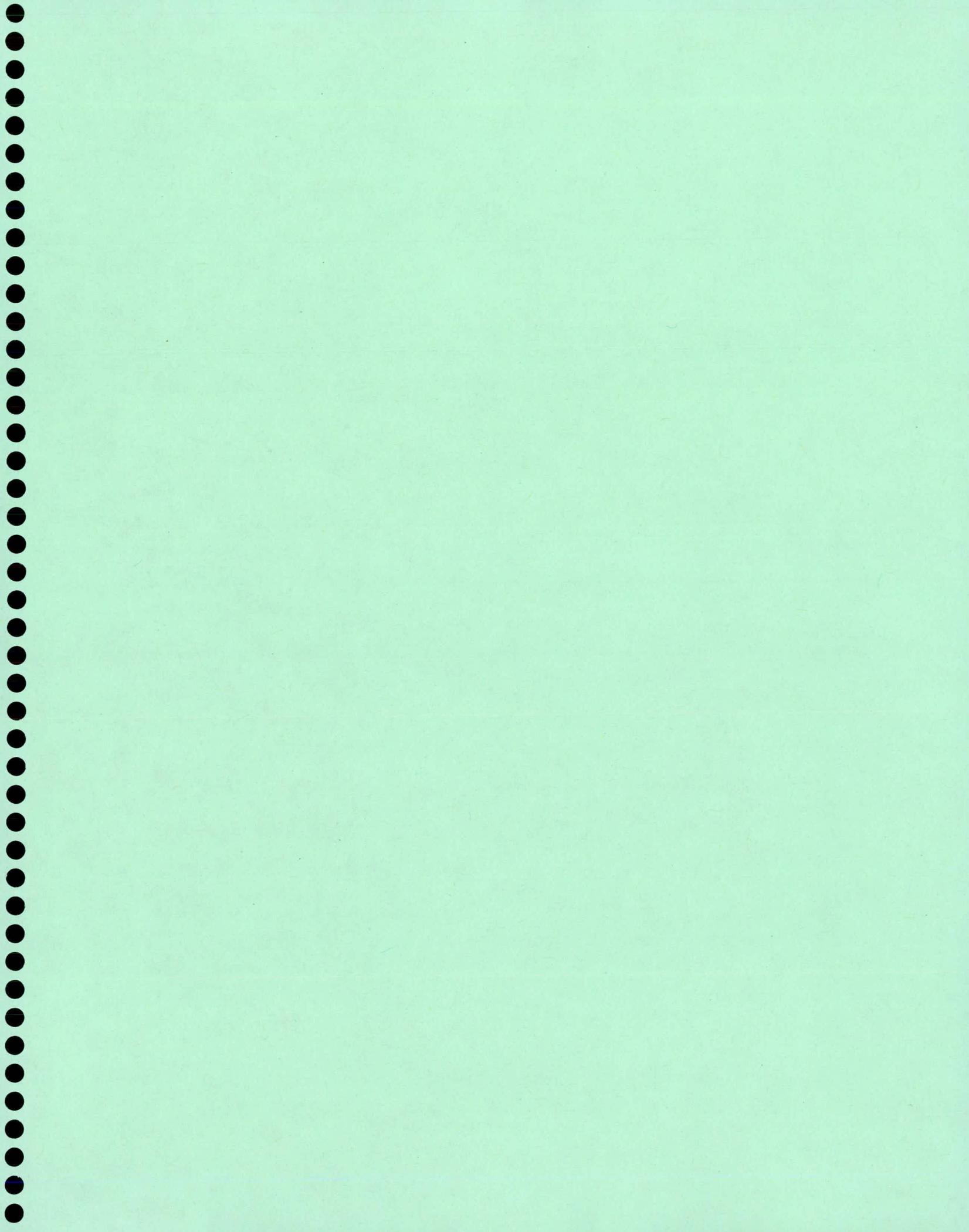
Le tablier ayant été remis à sa place, on a relié par soudage les sections de la plaque d'ancrage endommagées et les tirants ont été mis sous tension pour plus de sécurité.

Le 23 novembre, le pont était rouvert à la circulation. Il restait cependant à remplacer les pièces qu'on soupçonnait présenter des problèmes de fatigue.

Dans la fin de semaine du 10 au 13 décembre, la circulation sur la voie située au-dessus des travaux, étant interdite, les bielles et les plaques d'ancrages ont été enlevées et remplacées par de nouvelles pièces. Les pièces situées en aval et en amont ont tour à tour été remplacées, puis les divers éléments secondaires endommagés ont été réparés, ce qui a complété les travaux de consolidation du pont.

### CONCLUSION

Les travaux de consolidation et de remise en place des tabliers des deux ponts ont été réalisés avec succès et dans des délais très courts. Les méthodes employées, quoique inhabituelles, se sont avérées efficaces et sécuritaires.



# CONTRÔLE DE LA QUALITÉ DU BÉTON PROJETÉ PAR VOIE SÈCHE EN CHANTIER: INNOVATION RÉCENTE

par

Marc Jolin, Denis Beaupré et Michel Pigeon  
Département de génie civil, Université Laval, Québec;  
tel.: 418-656-3163, fax: 418-656-3355, courriel: mjolin@gci.ulaval.ca

## RÉSUMÉ

Cet article décrit le développement et l'utilisation d'un "nouveau" appareil pour mesurer la consistance en place du béton projeté par voie sèche et fait également ressortir les bénéfices potentiels de son utilisation en chantier.

L'article fait d'abord ressortir l'effet majeur de la consistance sur les propriétés en place du béton projeté (composition, rebond, viscosité, etc.). Les valeurs de rebond peuvent ainsi varier du simple au double pour le même mélange en fonction de la consistance du béton lors de la projection. Quant à la composition en place, la consistance affecte particulièrement la teneur en liant et la teneur en gros granulats, ce qui influence de façon importante le potentiel de fissuration. Les effets de la consistance montrent donc l'importance de la mesure en chantier. Certaines recommandations sont aussi présentées quant à la consistance et à la composition des mélanges de béton projeté par voie sèche. Finalement, une méthode simple d'évaluation de la consistance en chantier utilisant un pénétromètre est proposée.

## 1.0 - INTRODUCTION

Le béton projeté, communément appelé "shotcrete", a vu ses premières applications aux États-Unis vers 1910. Il est défini comme un béton projeté à haute vitesse sur une surface à l'aide d'air sous pression. Depuis son apparition, le nombre d'applications, où ce type de béton est avantageusement utilisé, n'a cessé d'augmenter. Il est utilisé notamment pour la réparation d'ouvrages d'art, le support souterrain des mines et des tunnels, la stabilisation de pentes, et le bétonnage d'endroits difficiles d'accès tels les culées de pont, les dessous de poutres et l'intérieur de cheminées. Le béton projeté est également très utile pour la construction de structures possédant une architecture particulière telles les arches et les formes courbes. Enfin, le béton projeté est couramment utilisé au Québec pour effectuer la réfection de structures endommagées par les cycles de gel-dégel et les sels déglacants.

Le béton projeté diffère principalement du béton usuel par sa méthode de mise en place. Il ne nécessite que très peu ou pas de coffrage et permet aussi de mettre en place un matériau qui adhère très bien aux surfaces de projection. La composition d'un béton projeté est assez semblable à celle d'un béton usuel, hormis une quantité de pierre plus faible et une teneur en sable et en ciment plus élevée. De plus, la dimension des gros granulats est habituellement limitée à 10 mm pour faciliter le transport des matériaux lors de la mise en place.

Le mode d'application du béton projeté offre des avantages évidents: une bonne compaction due à l'impact des particules ainsi que la possibilité d'appliquer le matériau sur des surfaces verticales et en surplomb sans coffrage. Cependant, le principal inconvénient associé à la projection pneumatique est les pertes associées au rebond. Ces rebonds ont non seulement un impact économique<sup>1</sup>, mais aussi un impact sur la composition du matériau en place, comme on le verra plus loin. C'est dans le but de comprendre les différents mécanismes de mise en place et de stabilité du béton projeté par voie sèche qu'un projet de recherche fondamental a été entrepris en 1996 (Jolin, 1999). Plusieurs observations faites dans ce projet influencent le domaine des réparations en béton projeté, particulièrement en ce qui concerne la composition du béton projeté en place.

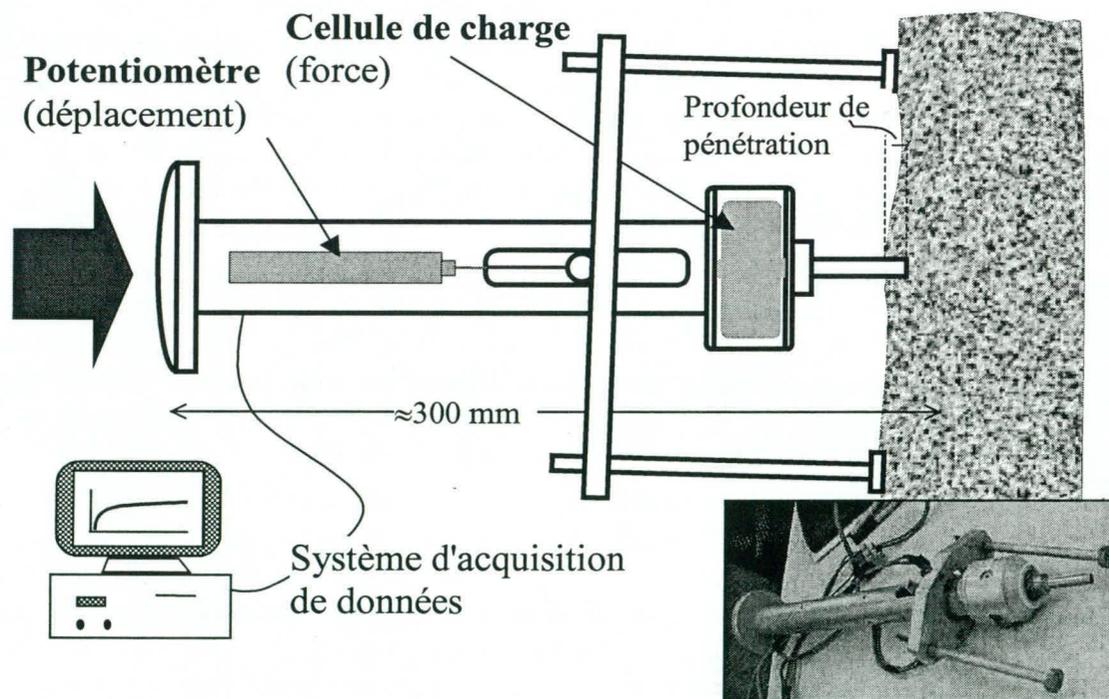
<sup>1</sup> L'impact économique de la perte due au rebond est généralement compensé par la rapidité d'exécution des travaux.

## 2.0 – CONSISTANCE DE PROJECTION

### 2.1 - Mesure de la consistance

La consistance ou l'ouvrabilité du béton projeté par voie sèche ne se définit souvent que qualitativement. Powers (1968) définit la consistance comme étant la résistance qu'offre un matériau à la déformation, souvent qualifiée de consistance "sèche" ou "humide". Cette définition de la consistance sied bien au béton projeté; tous ceux qui ont travaillé près d'un chantier de béton projeté ont entendu parler d'un mélange projeté trop sec ou d'un mélange qui ne tient pas parce que projeté trop humide. De même, la première chose à laquelle un lancier procède après avoir déposé la lance est le sondage de la surface fraîchement projetée avec son doigt, ce qui représente la façon la plus simple d'évaluer la consistance.

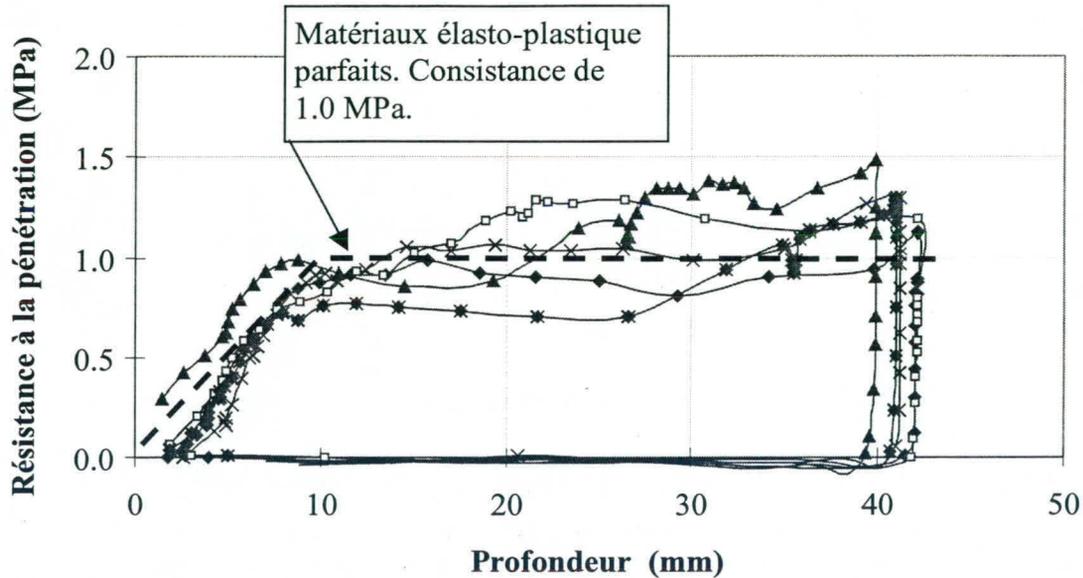
Il apparaît donc évident que pour effectuer des mesures sur une base comparative, cette consistance doit être évaluée de façon quantitative. Certaines recherches ont déjà été faites dans ce but par Prudêncio et coll. (1996), Figueiro et Helene (1996) et Armelin (1997). Ces chercheurs ont identifié, d'ailleurs, des relations entre la consistance et la résistance en compression, ou la quantité de rebond. Dans chaque cas, la mesure de la consistance s'effectue en enfonçant une aiguille cylindrique dans le béton frais; la résistance à la pénétration est considérée comme étant la mesure de la consistance. Dans le projet de recherche cité en introduction, la consistance a été mesurée grâce à un outil électronique qui permet de connaître la force appliquée sur l'aiguille sur toute la profondeur de pénétration du béton frais. Cet outil, originalement utilisé par Armelin (1997) et présenté à la Figure 1, comprend une cellule de charge et un potentiomètre reliés à un



**Figure 1:** Schéma du pénétromètre électronique.

système d'acquisition de données. L'avantage évident de cet outil est de fournir la courbe complète de *résistance à la pénétration* en fonction de la *profondeur de pénétration*. Lorsque l'aiguille est cylindrique, la courbe trouvée est caractérisée par une pression qui augmente dans

les premiers millimètres de pénétration, suivi d'un plateau qui est atteint à une profondeur de pénétration équivalente à environ 1 diamètre de l'aiguille ( $\phi = 9$  mm dans ce cas). La Figure 2 montre un résultat d'essai typique fait de 5 mesures. Ainsi, à partir de maintenant, à *chaque fois qu'une valeur de consistance sera présentée, celle-ci correspondra à la valeur du plateau pour un essai de résistance à la pénétration* (chaque essai étant constitué d'au moins 5 mesures).



**Figure 2:** Résultat d'un essai d'évaluation de la consistance de projection (aiguille cylindrique de 9 mm de diamètre).

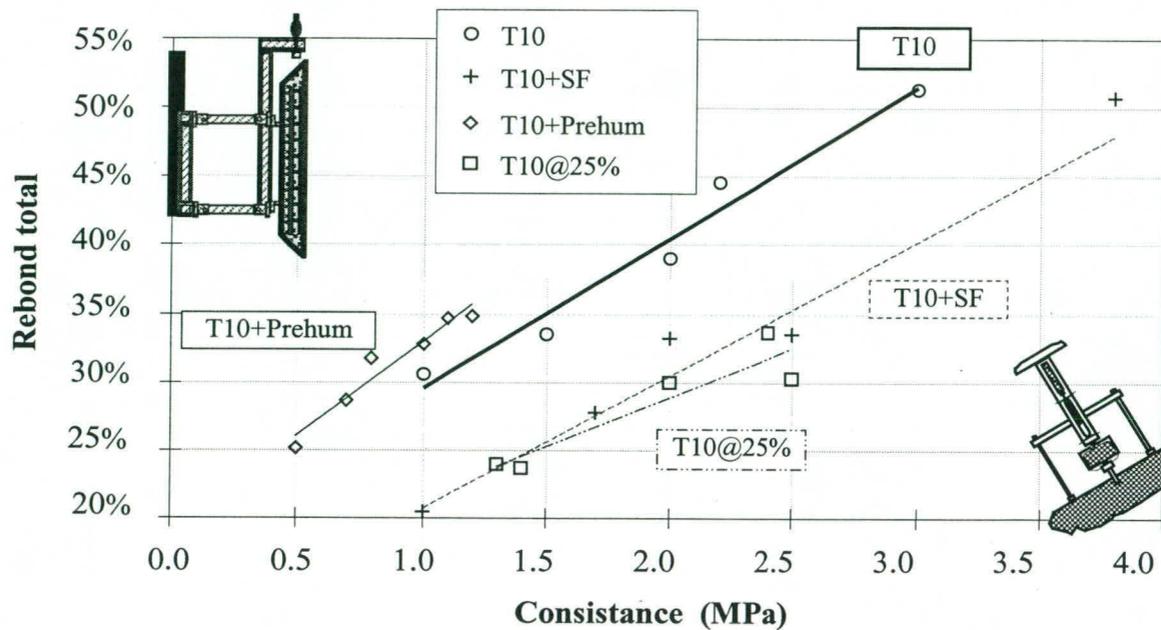
### 2.2 – Effet de la consistance sur la quantité de rebond

Plusieurs mélanges de béton projeté par voie sèche ont été projetés en laboratoire afin d'évaluer la quantité de rebond ainsi que leur consistance après projection. Les mesures de rebond ont été effectuées en projetant dans un moule d'acier placé verticalement dans une chambre de projection. La quantité de rebond s'exprime généralement en pourcentage de la masse de matériel qui n'a pas adhéré à la surface de projection sur la masse totale projetée.

$$\text{Rebond total} = \frac{\text{masse des matériaux au sol}}{\text{masse totale projetée}} \quad \text{Éq. 1}$$

La Figure 3 présente les différentes relations obtenues entre la consistance et la quantité de rebond pour plusieurs compositions de béton projeté<sup>2</sup>. Le mélange de base, *T10*, est constitué de 20% de ciment Type 10, 64 % de sable et 16 % de pierre 10 mm (en masse sèche). Pour le mélange *T10+SF*, 10% de la masse de ciment ont été remplacés par de la fumée de silice. Le mélange *T10@25%* a vu sa quantité de liant Type 10 montée à 25% (proportion sable-granulat constante). Finalement, le mélange *T10+Prehum* est simplement le mélange de base qui a été préhumidifié avant son introduction dans le canon de projection.

<sup>2</sup> Les mélanges ont été projetés à l'aide d'une Aliva 246 ayant un barillet de 3,6 litres. Les matériaux ont été transportés dans un boyau ayant un diamètre interne de 38 mm (1½ po.) avec l'anneau de mouillage placé à 2,5 mètres en amont de la lance.



**Figure 3:** Évaluation expérimentale du rebond en fonction de la consistance de projection.

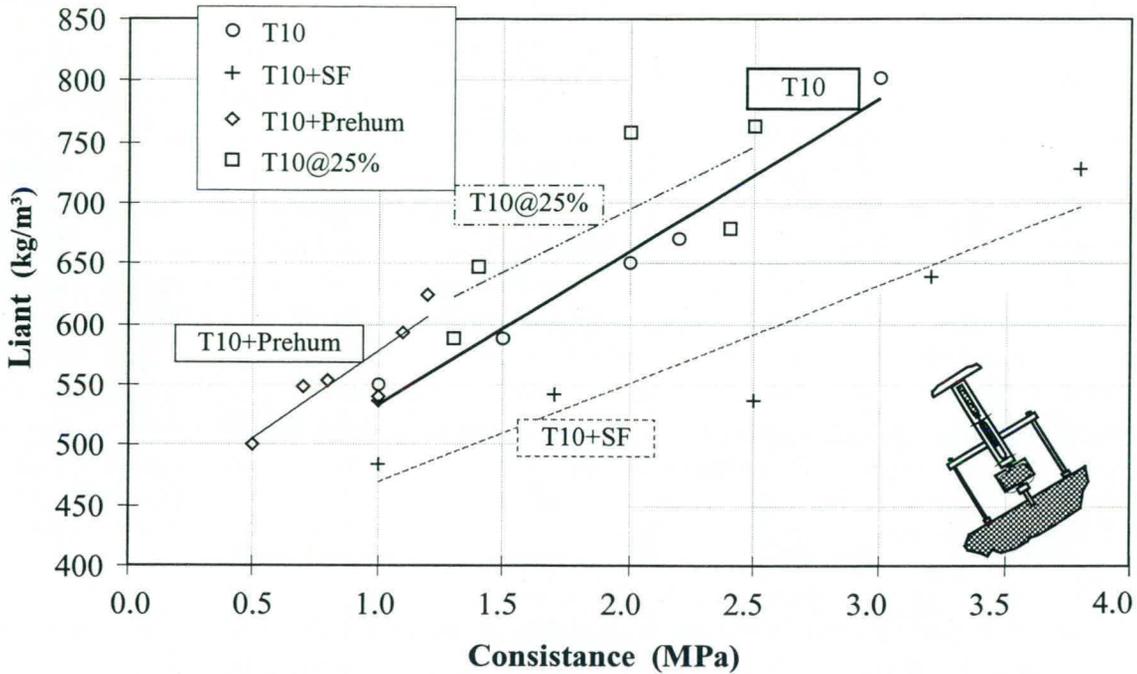
La Figure 3 démontre un effet connu depuis longtemps: moins le lancier ajoute d'eau à la lance (consistance sèche ou élevée), plus les rebonds sont importants. Ainsi, pour une consistance qui passe de 1 MPa à 3 MPa, la quantité de rebond double. Les résultats montrent par ailleurs que l'ajout de fumée de silice de même que l'augmentation de la quantité de liant dans le mélange de base ont un effet bénéfique sur les rebonds puisque ceux-ci diminuent d'environ 10% pour une consistance donnée. Finalement, la préhumidification a permis d'atteindre une consistance plus basse (0,5 MPa) qu'avec le mélange de base seul. On voit que cet effet a été positif sur le rebond.

### 2.3 – Effet de la consistance sur la composition du mélange en place

Il est bien connu que les différentes phases présentes dans un mélange de béton projeté par voie sèche ne rebondissent pas dans des proportions identiques (Studebaker, 1939; Parker et coll.; 1976; Armelin, 1997). Cette dynamique des rebonds a pour effet direct de modifier la composition finale du béton projeté en place. Afin d'évaluer l'effet de la consistance de projection sur la composition finale du béton projeté en place, des échantillons des mélanges projetés ont été chauffés, lavés ou tamisés. La Figure 4 montre la quantité de liant en place en fonction de la consistance de projection. On y remarque que l'effet positif de l'ajout de fumée de silice sur le rebond a aussi eu des répercussions positives sur la quantité de liant en place, c'est-à-dire qu'une diminution de la quantité de liant devrait avoir un effet positif sur le retrait<sup>3</sup>.

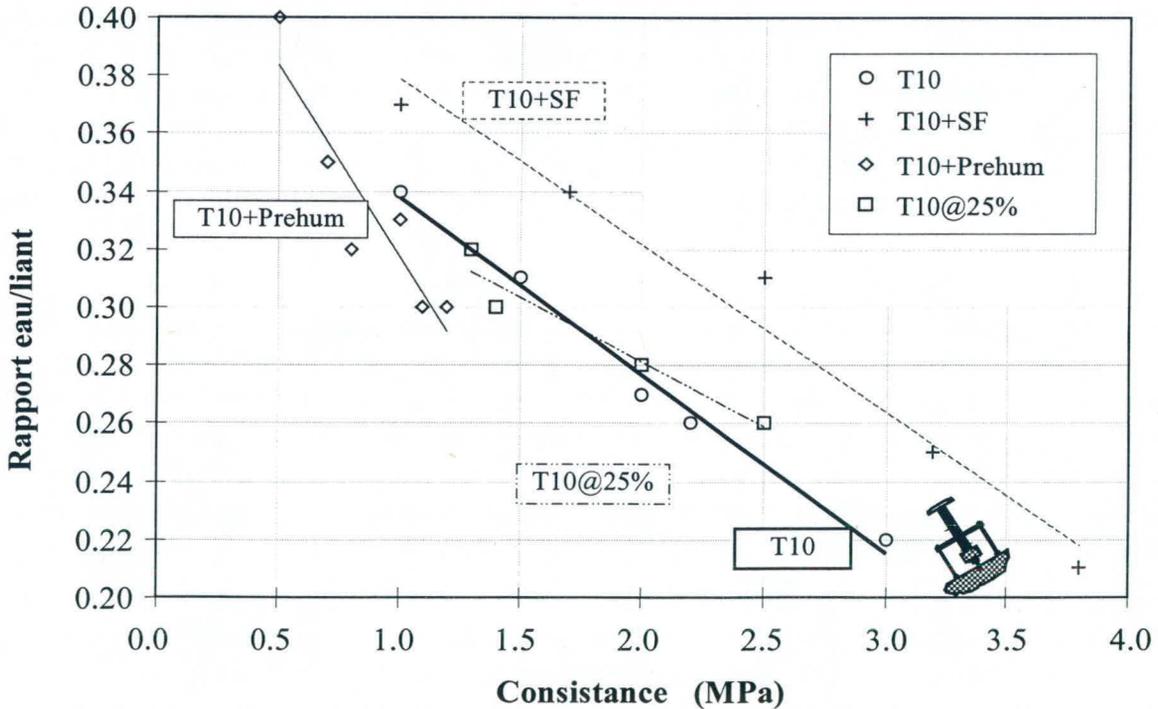
La Figure 5 montre le rapport eau/liant en place en fonction de la consistance de projection. Les résultats présentés sur cette figure montre clairement que le béton projeté par voie sèche possède de faibles rapports eau/liant. À noter qu'un trop faible rapport eau/liant produit un

<sup>3</sup> En effet, il est préférable d'atteindre des valeurs de liant en place les plus faibles possibles afin de limiter le potentiel de fissuration dans les réparations. Pour la même raison, une grande quantité de pierre en place est aussi un objectif.



**Figure 4:** Évaluation expérimentale de la proportion de liant *en place* en fonction de la consistance de projection.

matériau difficile à compacter. Ainsi, l'expérience suggère que les mélanges possédant un rapport eau/liant inférieur à 0,3 (dans la Figure 5) ont plutôt tendance à être de moins bonne qualité: faible densité, grande quantité de vide (Austin & Robins, 1995).



**Figure 5:** Évaluation expérimentale rapport eau/liant en fonction de la consistance de projection.

## 2.4 - Recommandation

L'expérience acquise durant ces travaux de laboratoire et diverses activités pratiques permet de proposer une valeur de consistance de 2 MPa comme limite supérieure. Cette limite serait légèrement supérieure pour un environnement souterrain où l'absence de barres d'armature et de finition ne requiert pas un béton frais particulièrement maniable. À l'opposé, des activités de finition complète et une congestion d'armatures telle que l'on retrouve souvent lors des réparations, nécessitent une consistance de projection moyenne plus près de 1 MPa. Ces limites définissent une plage de rebond acceptable (Figure 3) pour un mélange de béton projeté par voie sèche moderne ( $T10+SF$ ). De même, elles permettent des quantités de liant et des rapports eau/liant (Figures 4 et 5) qui sont compatibles avec les valeurs généralement trouvées dans la littérature pour des mélanges de bonne qualité (ACI 506R-95; Ward & Hills, 1977; Austin, 1995).

En ce qui a trait à la composition du mélange, les avantages liés à l'ajout de fumée de silice sont confirmés. Cependant, l'augmentation de la proportion de liant ( $T10@25\%$ ), approche qui semblait prometteuse par sa diminution de la quantité de rebond à la Figure 3, ne peut être retenue puisque la quantité de ciment en place est trop élevée. Finalement, la préhumidification du mélange de base permet d'atteindre de plus faible consistance, et donc de diminuer le rebond. Cet effet indirect relance la discussion sur la nécessité et les avantages de la préhumidification.

## 3.0 – ÉVALUATION DE LA CONSISTANCE EN CHANTIER

### 3.1 - Objectif

Il a été démontré dans les lignes précédentes que la consistance du béton lors de la projection est un des paramètres les plus importants de la projection pneumatique par voie sèche puisqu'elle influence non seulement le comportement lors de la mise en place (rebond) mais aussi les proportions du matériau en place (liant, rapport eau/liant). Or, c'est le lancier qui contrôle la consistance de projection puisque c'est lui qui ajuste la quantité d'eau ajoutée à la lance. Il est donc évident que l'évaluation de la consistance de projection en chantier est un objectif important.

Dans un premier temps, la consistance devrait être évaluée afin de s'assurer que les panneaux d'échantillonnage produits en chantier soient représentatifs du béton projeté mis en place dans l'ouvrage. Ainsi, l'inspecteur devrait procéder à l'évaluation de la consistance de projection pendant la projection sur une structure en réparation, et s'assurer que le panneau d'échantillonnage soit projeté avec la même consistance, par exemple  $1.5 \text{ MPa} \pm 0.5 \text{ MPa}$ . Cette approche permettrait, entre autre, d'éviter que les lanciers confectionnent ces panneaux à une consistance excessivement sèche dans le simple but d'atteindre la résistance en compression spécifiée.

Dans un second temps, la consistance de projection pourrait être évaluée dans le but de contrôler les propriétés du béton durci. En procédant à une simple calibration du mélange de béton projeté en laboratoire où la consistance des échantillons projetés et leurs propriétés une fois durcis seraient évaluées, il serait ensuite possible de fixer des valeurs de consistances limites. Par exemple, une consistance maximale pourrait être spécifiée afin de limiter la quantité de vides perméables et l'absorption du béton durci. Cette étape serait d'autant plus facile qu'il existe un

mélange standard de béton projeté par voie sèche au ministère des transports (CCDG, Norme 3201). Une part de ces travaux de calibration a déjà été effectuée dans les laboratoires du département de génie civil de l'Université Laval. De plus, certains résultats obtenus par Jolin (1999) indiquent qu'il existe une consistance limite au-delà de laquelle l'enrobage des armatures est impossible dû au manque de fluidité du béton projeté par voie sèche.

### 3.2 – Outil de chantier

Il n'est évidemment pas pratique d'équiper chaque inspecteur avec un pénétromètre électronique relié à un ordinateur. C'est pourquoi une solution moins coûteuse et plus simple d'utilisation est nécessaire. L'utilisation d'un pénétromètre de poche commercial (Pocket Penetrometer) pour la mesure du temps de prise initiale du béton pourrait constituer une approche simple en modifiant la taille de l'aiguille. Cet instrument est fort simple d'utilisation: l'aiguille est enfoncée en environ 10 secondes sur une profondeur de 25 mm. La pression maximale de pénétration est ensuite lue directement sur l'appareil (Figure 6). La lecture est une indication de la consistance par l'intermédiaire d'un diagramme de calibration.

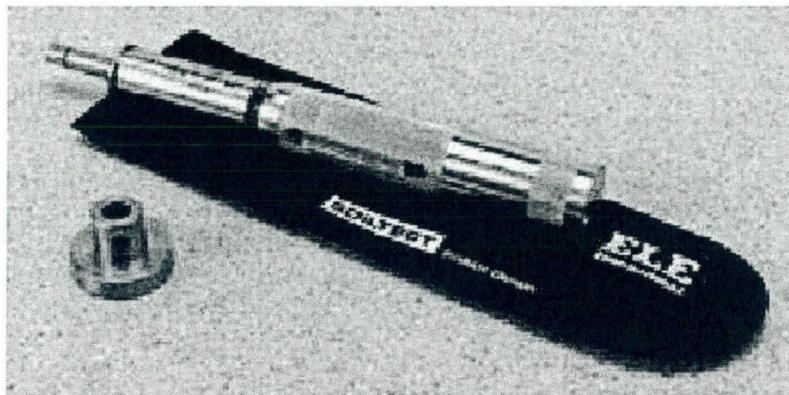


Figure 6: Pénétromètre de poche avec adaptateur pour modifier la taille de l'aiguille.

## 4.0 – CONCLUSION

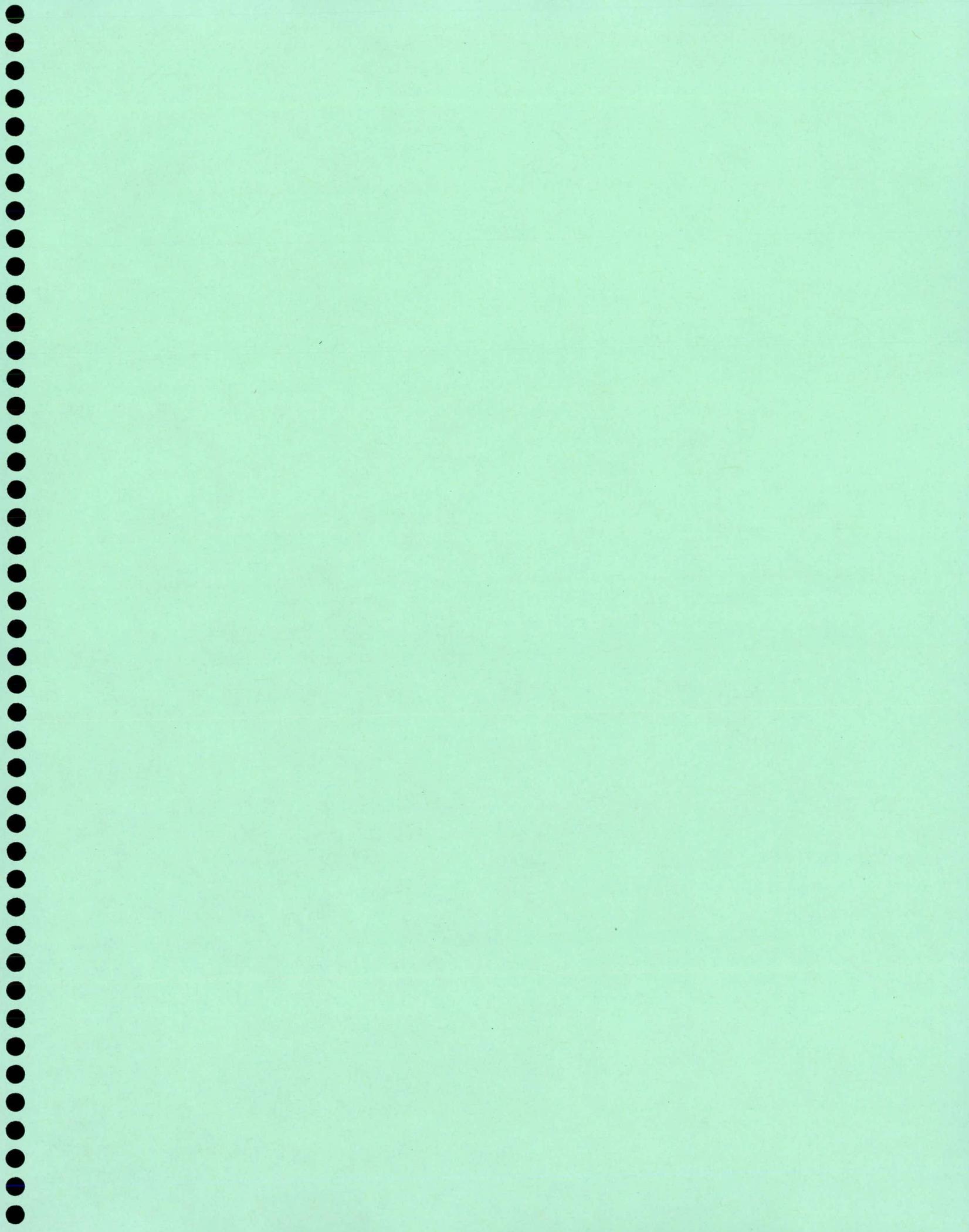
Le maintien et l'amélioration de la qualité des applications en béton projeté par voie sèche, et spécialement celles des réparations, passent par un meilleur contrôle de la qualité en chantier. Le contrôle sera d'autant plus efficace s'il est effectué sur le matériau frais puisque les coûts reliés au remplacement du matériau sont alors minimaux. En ce sens, les auteurs croient que l'utilisation d'une mesure comme la consistance après projection permettra d'atteindre ce but.

## 5.0 - 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.

## 6.0 REFERENCES

- ACI Committee 506, (1995), "*Guide to Shotcrete (ACI 506R-90)*", ACI Manual of Concrete Practice, Detroit.
- Armelin, H., (1997), "*Rebound and Toughening Mechanisms in Steel Fibre Reinforced Dry-mix Shotcrete*", Thèse de doctorat, Département de génie civil, University of British Columbia, 262 pages.
- Austin, S. et Robins, P., (1995), "*Sprayed Concrete: Properties, Design and Application*", édité par S.Austin and P.Robins, McGraw-Hill, Inc., 382 pages.
- Cahier des charges et devis généraux, (1997), "*Infrastructures routières; Construction et réparation*", Les publications du Québec.
- Figueiredo, A.D. et Helene, P.R.L., (1996), "*Evolution of Strength and Toughness in Steel Fiber Reinforced Shotcrete*", Proceedings of "Sprayed Concrete Technology for the 21<sup>st</sup> Century", conférence tenue à Edinburg University, 10-11 Septembre 1996 par l'ACI et SCA, édité par S.A. Austin.
- Jolin, M., (1999), "*Mechanisms of placement and stability of dry process shotcrete*", Thèse de doctorat, Département de génie civil, University of British Columbia, 157 pages.
- Parker, H.W., Fernandez-Delgado, G. et Lorig, L.J., (1976), "*A Practical New Approach to Rebound Losses*" dans ACI SP-54, Shotcrete for Ground Support, Detroit, p.149-187.
- Prudêncio, L.R., Armelin, H. et 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, pp. 619-628.
- Powers, T.C., (1968), "*The Properties of Fresh Concrete*", John Wiley & Sons, Inc., New York, 664 pages.
- Ward, W.H. et Hill, D.L., (1978), "*Kielder trial tunnel – Sprayed Concrete Extension*", recueil de la conférence: Shotcrete for Underground Support II, St Anton Arlberg, Autriche, p. 235-250.



## Importance du choc thermique lors du démoulage d'éléments en béton

Olivier Bonneau, Pierre-Claude Aïtcin

Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB)

([www.usherb.ca/CENTRES/crib](http://www.usherb.ca/CENTRES/crib))

Université de Sherbrooke, Sherbrooke, J1K 2R1

### Résumé :

A l'aide d'extensomètres à corde vibrante équipée de thermistances, les déformations et la température de plusieurs éléments massifs en béton ont été mesurées au cœur et en surface. Ces mesures ont été enregistrées en continu depuis la fin de la période dormante jusqu'à 28 jours après le malaxage. Trois bétons ont été étudiés; leur rapport eau/liant sont respectivement 0,45; 0,35 et 0,30. Les éléments ont été coulés et conservés dans une pièce à la température de  $22\text{ °C} \pm 1\text{ °C}$ . Le décoffrage des corps d'épreuve a été effectué à 1 jour; soit lorsque l'élévation de température atteinte par le matériau due à l'hydratation exothermique du ciment est proche de son maximum.

Les résultats montrent que dans chacun des cas, le démoulage entraîne un choc thermique en surface qui se traduit par un brusque différentiel de température entre la surface et le cœur des corps d'épreuve. Ce gradient thermique engendre quant à lui un différentiel instantané de déformations. Cet écart reste faible, tout au plus  $20\text{ }\mu\text{m/m}$ , pour un démoulage à l'intérieur du laboratoire. Cependant, un essai supplémentaire avec un décoffrage en conditions hivernales montre que la différence de déformations entre la surface et le cœur est bien supérieure. Les gradients de déformations que l'on retrouve sur chantier se situent entre les 2 conditions expérimentales que nous avons choisies; température ambiante de  $22\text{ °C}$  et température hivernale. Si ces déformations sont empêchées, elles peuvent très nettement favoriser la fissuration superficielle de l'ouvrage.

### 1. Introduction :

La fissuration précoce que l'on observe sur certains ouvrages d'art a été souvent associée à un fort développement du retrait endogène au jeune âge et à un mûrissement tardif du béton. Le but de cette étude est de montrer qu'en plus des déformations endogènes, un phénomène lent associé à l'hydratation, les conditions de décoffrage du béton comme la température ambiante et celle de l'eau de cure produisent un choc thermique à la surface du matériau qui instantanément génère une déformation en tension. Cette déformation instantanée augmente le risque de fissuration.

### 2. Conditions expérimentales

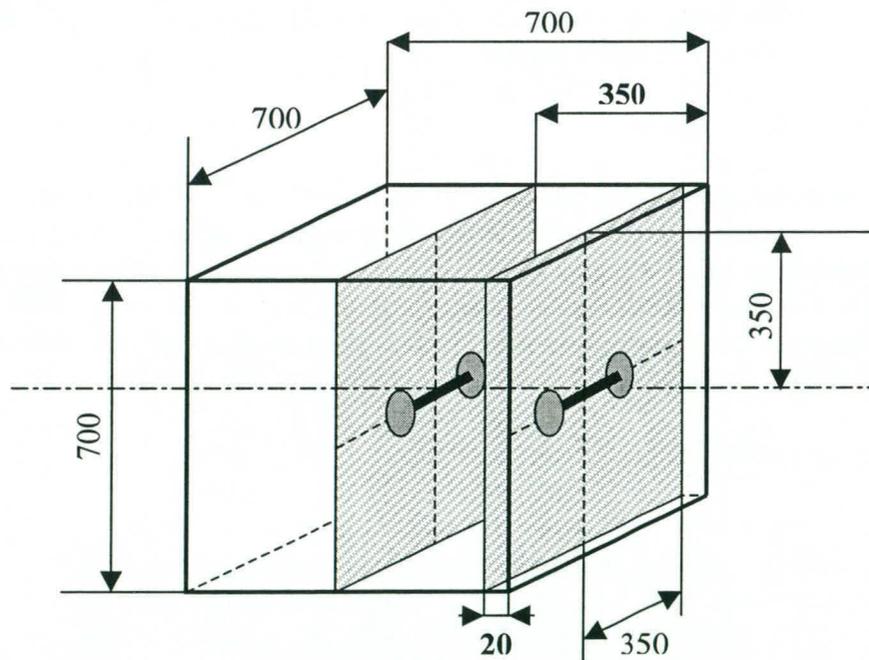
2.1 Matériau L'étude porte sur 3 bétons de rapport Eau/Liant (E/L) de 0,30; 0,35 et 0,45. La composition et les caractéristiques des matériaux sont données dans le tableau 1.

Les déformations et la température sont mesurées à l'aide d'extensomètres à corde vibrante équipée de thermistances. La fin de la période dormante est considérée comme l'origine des déformations. Un instrument est placé à 20 mm de la surface, un deuxième au centre du cube soit à 350 mm de la surface (Fig. 1).

**Tableau 1**

Composition et caractéristiques des 3 bétons étudiés

Eau/Ciment		0,45	0,35	0,30
Eau (kg/m <sup>3</sup> )		167	147	131
Ciment	Nature	Type 10	Type 10 SF	Type 10 SF
	<b>Quantité (kg/m<sup>3</sup>)</b>	372	420	450
Sable (kg/m <sup>3</sup> )		737	734	720
Granulat (kg/m <sup>3</sup> )		990	1030	1050
Superplastifiant	% /C	0	1.0	1.1
	l/m <sup>3</sup>	0	4.5	6.2
Réducteur d'eau	% /C	0,21	0,05	0,05
	ml/m <sup>3</sup>	930	250	250
Agent entraîneur d'air	% /C	0,02	0,01	0,01
	ml/m <sup>3</sup>	93	60	60
Air entraîné (%)		5	7	6
Affaissement (mm)		130	190	170
Température (°C)		21	20	21
Résistance à la compression 28 j (MPa)		41	64	76

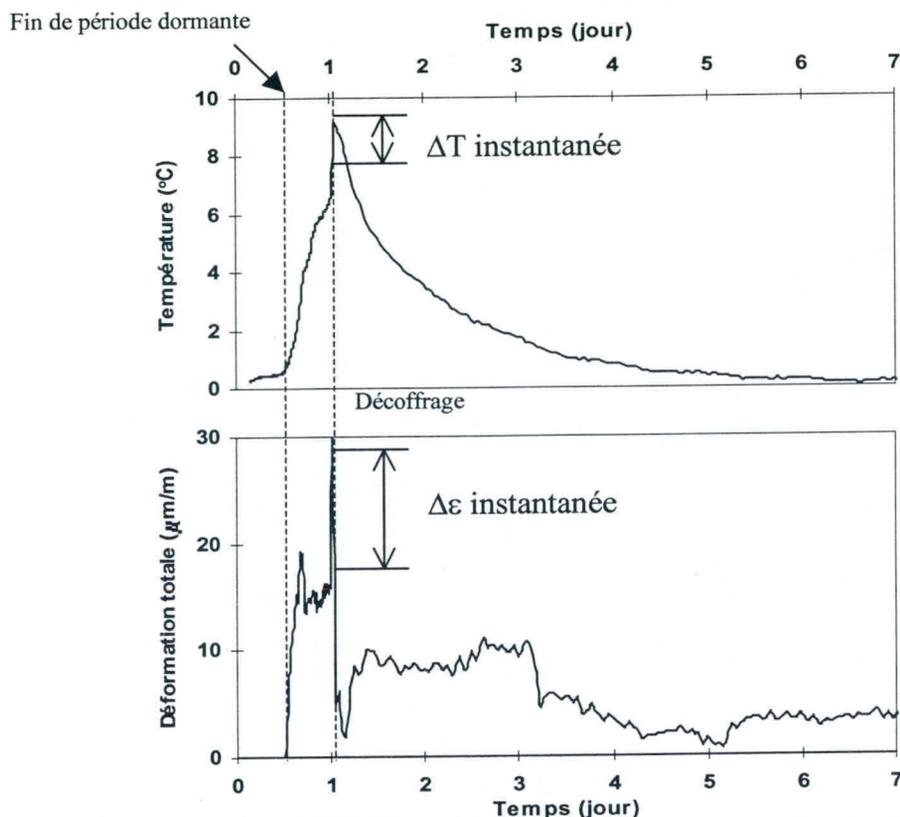
**Fig. 1** : emplacement des instruments

Le béton est préparé, mis en place dans des coffrages en contreplaqué, puis mûri à une température ambiante d'environ 22 °C. A 24 heures, les cubes sont décoffrés et des géotextiles humides sont alors appliqués sur les surfaces verticales des éléments. La température de l'eau de cure n'a pas été mesurée, toutefois les 3 essais ont été réalisés entre mai et juin 1999, ce qui correspond à une température de l'eau courante proche de 15 °C.

## 2.3 Résultats

### 2.3.1 Température

La différence de température ( $\Delta T$ ) entre le cœur et la surface du cube en fonction du temps est donnée Figs. 2a, 3a, 4a respectivement pour les rapports E/C de 0,30, 0,35 et 0,45.

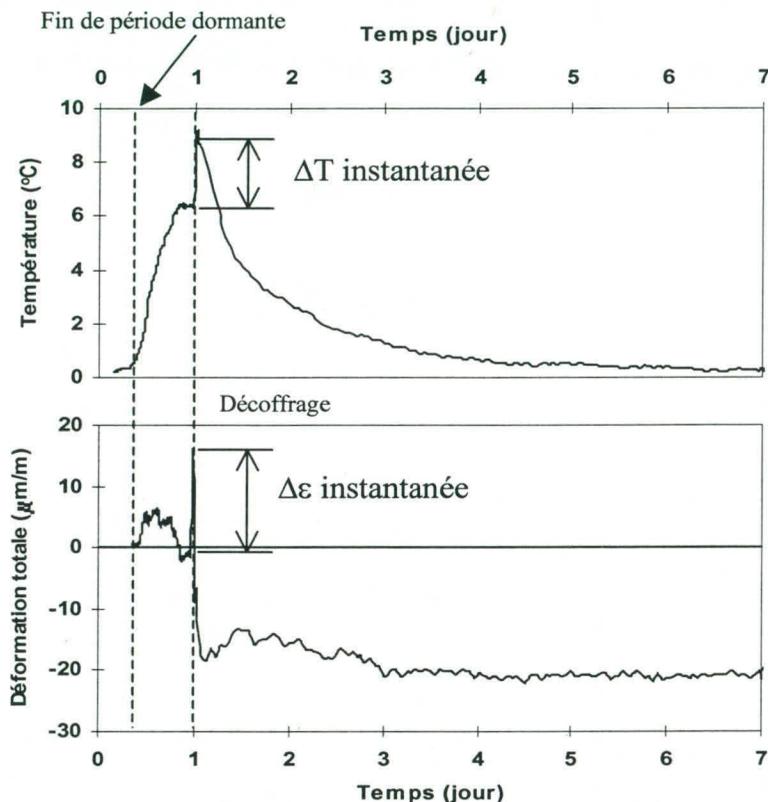


**Fig. 2 :** E/C=0,30, décoffrage dans le laboratoire  
 $\Delta T$  (a) et  $\Delta \epsilon$  (b) entre le cœur et la surface du cube en fonction du temps

Les 3 courbes présentent la même allure, nous observons que :

- pendant la période dormante, le cœur et la surface du cube sont à la même température ( $\Delta T=0$ );
- dès la fin de période dormante, le cœur s'échauffe davantage que la surface qui échange de la chaleur avec l'extérieur ( $\Delta T>0$ );
- à 24 heures, la température maximale à cœur est de 57 °C et la température à l'arrière du coffrage est de 51 °C, ce qui donne une valeur de  $\Delta T$  d'environ 6 °C pour les 3 bétons (Tab. 2);
- lors du démoulage, cependant la différence de température entre la surface et le cœur s'accroît brusquement suite au refroidissement de la surface par rapport au cœur qui provient du fait que la

température ambiante (environ 21 °C) est nettement inférieure à celle de la peau du béton (51 °C) et que la température de l'eau de cure est encore plus basse (environ 15 °C). Ce  $\Delta T$  instantané vaut 2,8 °C pour les 3 bétons (Tab. 2). Il faut préciser que la valeur de  $\Delta T$  instantané dépend de la fréquence d'acquisition des données, dans notre cas, une mesure est prise à chaque 15 minutes; - après 24 heures, la différence de température ( $\Delta T$ ) entre le cœur et la surface du cube décroît progressivement; pour les 3 bétons, nous pouvons considérer qu'après 6 jours la température est homogène au sein du cube.



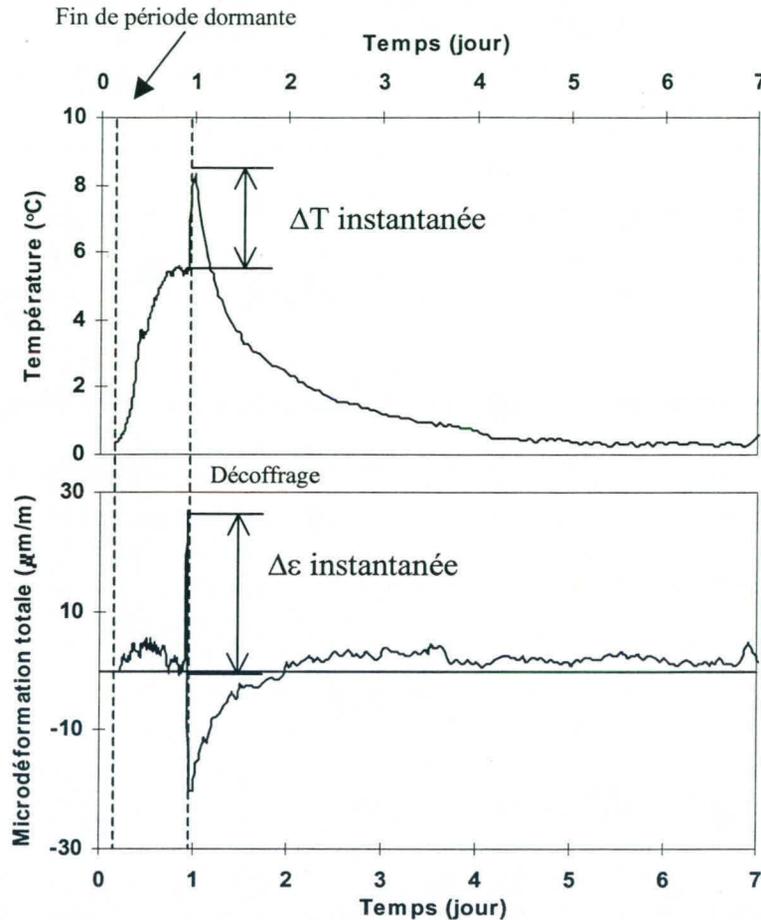
**Fig. 3 :** E/C=0,35, décoffrage dans le laboratoire  
 $\Delta T$  (a) et  $\Delta \varepsilon$  (b) entre le cœur et la surface du cube en fonction du temps

**Tableau 2**

Température, déformation et CDT des matériaux

Échéance	1 jour				Démoulage			28 jours
	Amb (°C)	Surf. (°C)	Cœur (°C)	$\Delta T$ (°C)	$\Delta T_{inst}$ (°C)	$\Delta \varepsilon_{inst}$ ( $\mu\text{m}/\text{m}$ )	$CDT_{inst}$ ( $\mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}\cdot^\circ\text{C}^{-1}$ )	Essai classique  CDT ( $\mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}\cdot^\circ\text{C}^{-1}$ )
0,30	19	51	58	6,5	2,7	21	7,7	6,9
0,35	21	53	59	6,4	2,8	18	6,5	7,5
0,45	22	50	56	5,4	2,8	25	8,9	7,7
0,40	- 6*	48	54	5,9	18	127	7,1	nd

\* donnée météorologique approximative



**Fig. 4** : E/C=0,45, décoffrage dans le laboratoire  
 $\Delta T$  (a) et  $\Delta \varepsilon$  (b) entre le cœur et la surface du cube en fonction du temps

### 2.3.2 Déformation totale

La variation de la différence de la déformation totale ( $\Delta \varepsilon$ ) entre le cœur et la surface du cube en fonction du temps est présentée Figs. 2b, 3b, 4b respectivement pour les bétons de rapport E/C égaux à 0,30, 0,35 et 0,45. Les 3 courbes présentent la même allure, nous observons que:

- dès la fin de période dormante,  $\Delta \varepsilon$  augmente brusquement pour ensuite se stabiliser (Fig. 2.b) ou encore diminuer (Figs. 2.b et 3 b);
- lors du démoulage, il apparaît une différence de déformation positive instantanée qui correspond à la différence instantanée de température décrite précédemment.
- par la suite, il apparaît une différence de déformation négative instantanée. Cette brusque variation pourrait être due à un gonflement de la surface lors de l'application du géotextile humide. L'eau de cure qui pénètre le béton provoque une relaxation du retrait endogène [1, 2].
- après 24 heures,  $\Delta \varepsilon$  tend vers zéro (Figs. 2b et 4b). Cependant pour le béton E/C=0,35, la différence de déformation stabilise autour d'une valeur de  $-20 \mu\text{m/m}$  (Fig. 3b). Ce comportement particulier pourrait être la conséquence de contrainte développée lors de la manipulation du corps d'épreuve au démoulage.

- l'allure des courbes de  $\Delta\varepsilon$  en fonction du temps après le démoulage montre que l'influence de la température est négligeable devant celle de l'humidité relative. En effet, lors du refroidissement du cube réalisé avec le béton E/C=0,45 (Fig. 4b), nous observons un gonflement du matériau qui ne peut être dû qu'à la présence du géotextile humide.

#### 2.4 Coefficient de dilatation thermique (CDT)

A partir du rapport de  $\Delta T$  instantané sur  $\Delta\varepsilon$  instantané, nous avons calculé le CDT instantané et l'avons comparé à la valeur obtenue à partir d'un essai classique à 28 jours, qui correspond à une montée en température lente.

Les valeurs obtenues par les 2 méthodes de mesure sont du même ordre de grandeur, mais une corrélation précise ne peut être envisagée. Les écarts sur le CDT entre la montée rapide et lente en température, peuvent être expliquées par :

- la faible amplitude du choc thermique (2,7 °C) et des déformations associées. La mesure du  $CDT_{inst}$  est alors très sensible à la précision des mesures données par les instruments.
- la présence d'un choc hydrique lors du démoulage qui est intégré dans la mesure de la déformation. En effet, l'humidité relative du béton (environ 95 %) est plus importante que celle de l'air ambiant, 35 %, 63 %, 49 % respectivement pour des rapports E/C égaux à 0,30, 0,35, 0,45.
- l'influence de l'enlèvement du coffrage comme déjà mentionné.

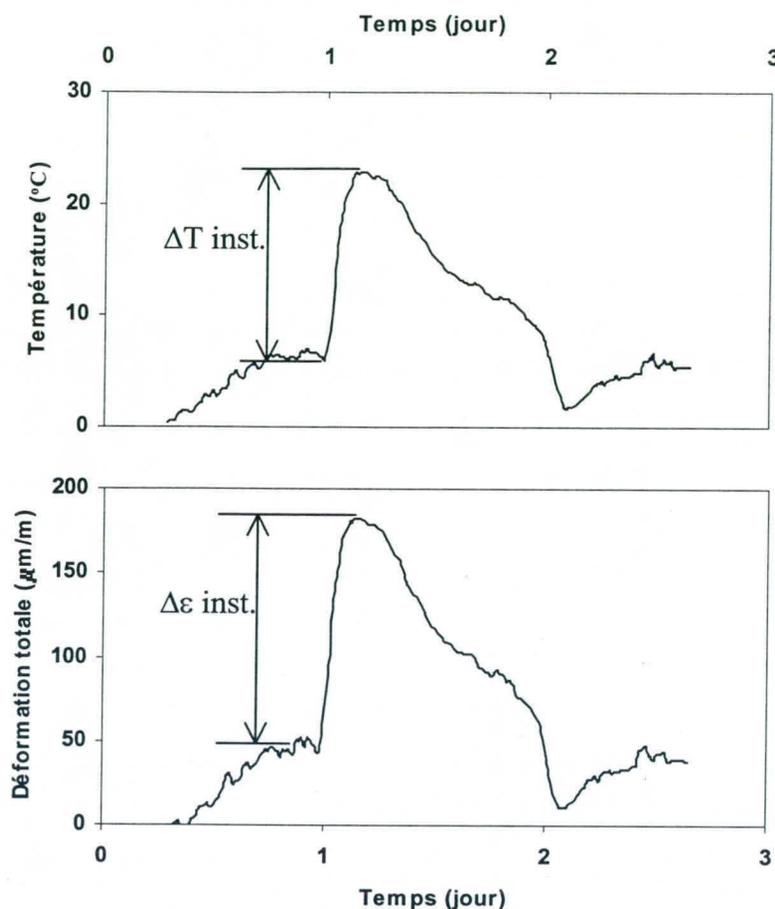
### **3. Décoffrage en conditions hivernales**

#### 3.1 Mode opératoire

Un cube a été réalisé avec un béton de rapport E/C=0,40. Le mode opératoire est le même que précédemment excepté le fait que le cube, après avoir été conservé 24 heures dans le laboratoire à 21 °C, est décoffré à l'extérieur à une température d'environ -6 °C. Ensuite, le corps d'épreuve n'a subi aucune cure particulière.

#### 3.2 Résultats

$\Delta T$  et  $\Delta\varepsilon$  en fonction du temps sont données aux figures 5a et 5b. Les courbes (Fig. 5) sont similaires à celles obtenues pour les 3 autres essais (Figs 2 à 4). Toutefois, nous n'observons pas de  $\Delta\varepsilon$  instantanée négative après le décoffrage. Ceci viendrait confirmer que ce phénomène proviendrait de l'eau de cure qui est absente dans ce cas précis où le décoffrage a eu lieu en conditions hivernales sans application d'un géotextile humide.



**Fig. 5 :** E/C=0,40, décoffrage en conditions hivernales  
 $\Delta T$  (a) et  $\Delta \varepsilon$  (b) entre le cœur et la surface du cube en fonction du temps

#### 4. Conclusion

A 24 heures, pour un élément placé à 22 °C, les caractéristiques thermiques des 4 bétons étudiés sont sensiblement identiques, soit une température de la peau aux environs de 50 °C et un cœur à 56 °C quelque soit le rapport E/C, ce qui vient confirmer que dans un élément massif, un BHP ne chauffe pas plus qu'un béton de classe C1 ou C2.

Le décoffrage à l'intérieur entraîne un refroidissement instantané de la peau par rapport au cœur de 2,8 °C et une déformation en traction associée de l'ordre de 21 µm/m. Cette brusque déformation peut favoriser l'apparition de fissures au très jeune âge. De plus, ce phénomène peut-être amplifié si le béton est mûri avec une eau de cure est encore plus froide que la température ambiante.

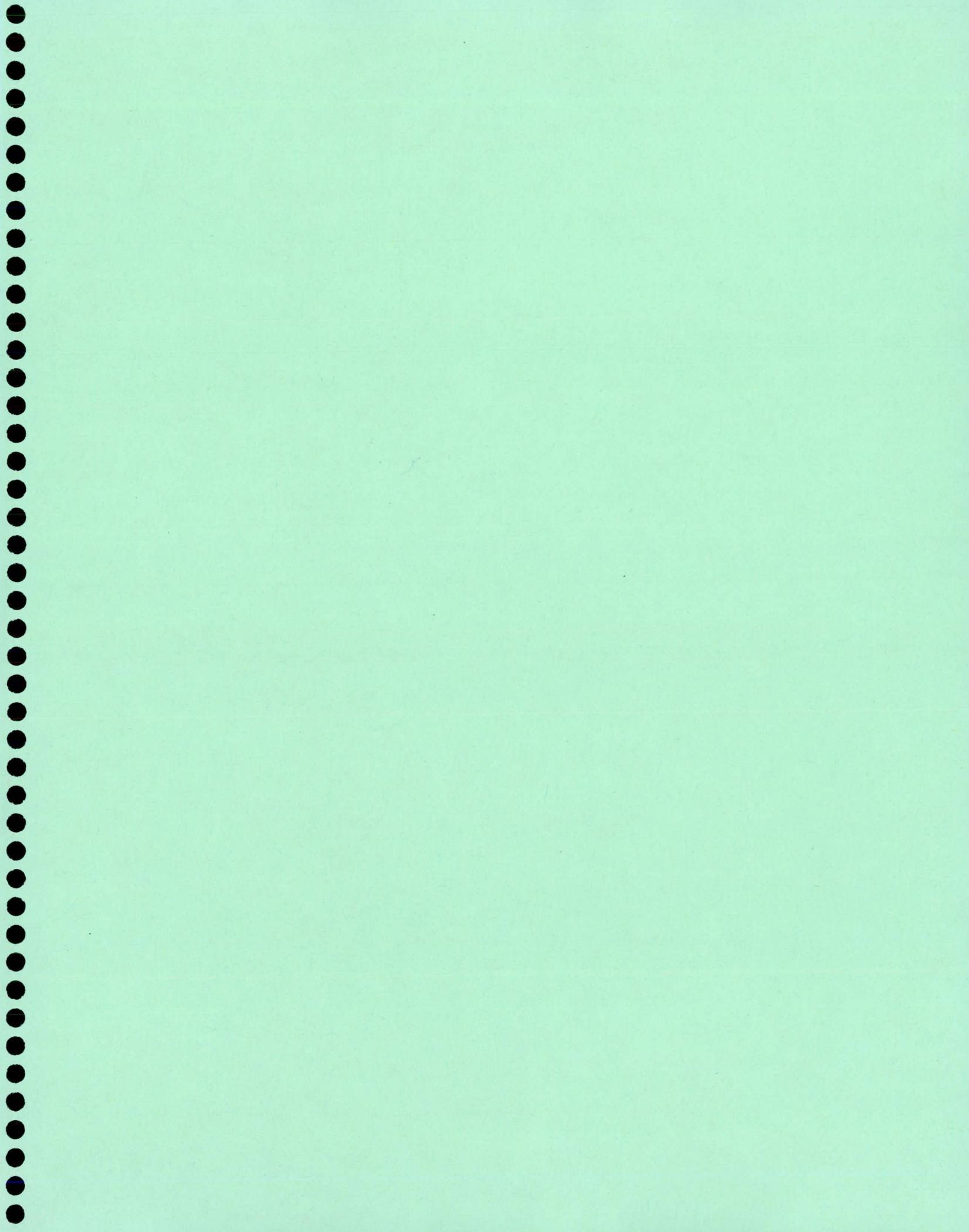
Lors d'un décoffrage extérieur réalisé à -6 °C correspondant à un choc thermique de 27 °C, la différence de déformations entre la surface et le cœur est bien supérieure (127 µm/m).

Les gradients de déformations que l'on retrouve sur chantier se situent entre les 2 conditions expérimentales que nous avons choisies; température ambiante de 22 °C et température hivernale

de -6 °C. Si ces déformations sont empêchées, elles peuvent très nettement favoriser la fissuration superficielle de l'ouvrage, car le béton n'a encore qu'une très faible capacité de résister à des contraintes de tension.

## 5. Références

1. Aïtcin, P.-C., "Does concrete shrink or does it swell", Concrete International, Vol. 21, No. 12, Dec. 1999, pp. 77-80.
2. Bonneau, O., Seigneur, V., Aïtcin, P.-C., "Relation between Relative Humidity in Concrete and Autogenous Shrinkage", Soumis à l'atelier RILEM international « Shrinkage 2000 » à Paris en octobre 2000.



# UTILISATION DU BHPFA POUR LA CONCEPTION DES DALLES DE PONT

**Bruno Massicotte**  
Professeur titulaire

École Polytechnique de Montréal  
Montréal (Québec) H3C 3A7

**Anne Bélanger**  
Ingénieure stagiaire

Agra Québec Ltée  
Montréal (Québec) H3A 2A6

**RÉSUMÉ :** Les études menées depuis trois ans à l'École Polytechnique ont permis de démontrer qu'il est possible d'utiliser les fibres d'acier pour la conception des dalles de pont. Lorsque l'utilisation des fibres s'accompagne d'une réduction des aciers d'armature conventionnels, il importe qu'un certain nombre de critères soient pris en compte lors de la conception. L'article présente une approche de conception des dalles de pont avec armature réduite où la contribution structurale du béton fibré est prise en considération.

## INTRODUCTION

Afin d'augmenter la durabilité des dalles de pont tout en leur assurant une résistance adéquate, il a été proposé d'utiliser un béton haute performance contenant des fibres d'acier (BHPFA), à dosage élevé, afin de mieux contrôler la fissuration en service et d'accroître la résistance des dalles à l'ultime. L'amélioration des propriétés du béton pourrait éventuellement permettre de réduire les aciers d'armature conventionnels, d'augmenter le recouvrement des armatures, d'accroître la fiabilité structurale des dalles soumises aux chargements cycliques imposés par la circulation routière, et contribuer, ultimement, à améliorer la durabilité de dalles de pont.

Un programme de recherche a été entrepris à l'École Polytechnique de Montréal afin d'étudier la faisabilité d'une telle approche. Des essais ont été réalisés en laboratoire de 1997 à 1999 alors qu'en 1998 et 1999, trois dalles de ponts ont été construites en utilisant du BHPFA. Suite aux résultats positifs obtenus, il est maintenant envisagé de construire prochainement des dalles dans lesquelles les aciers d'armature pourront être optimisés. Cependant, une réduction des armatures conventionnelles doit s'accompagner d'une méthode de calcul appropriée adaptée à l'utilisation structurale des bétons fibrés alors que des règles strictes doivent être appliquées afin de garantir un béton dont les performances mécaniques, la maniabilité ainsi que la durabilité rencontreront les niveaux requis.

## SOLUTION ENVISAGÉE

### *Objectifs*

Il est reconnu que les fibres dans un élément en béton non fissuré ou légèrement fissuré augmentent la durabilité du béton (O'Neil et al 1996), même en milieux hautement corrosifs. Considérant que les fibres, à haut dosage, contribuent à la résistance d'éléments faiblement armés (Rossi 1998), il a été proposé d'étudier l'effet bénéfique des fibres dans

les dalles de ponts. L'objectif général du programme de recherche, principalement supporté par le ministère des Transports du Québec, était d'établir si le béton haute performance fibré pouvait être utilisé dans les dalles de pont en réduisant la quantité d'armature conventionnelle dans le but d'augmenter leur durabilité tout en maintenant le niveau de fiabilité structurale des conceptions actuelles. Trois exigences ont alors été établies: l'accroissement en résistance et en durabilité devait être démontré, la technique de fabrication et de mise en place ainsi que les spécifications garantissant un matériau de qualité devaient être établies, et enfin, une méthode d'analyse fiable, rattachée à des essais représentatifs, devait être développée.

#### ***Utilisation du BHPFA lors de la conception des dalles***

Les fibres peuvent contribuer à l'amélioration de la durabilité des dalles de maintes façons. Lorsque utilisées à dosage moyen (30 à 50 kg/m<sup>3</sup>) sans réduire l'armature conventionnelle, le BHPFA pourrait contrôler efficacement la fissuration induite par le retrait différentiel et les effets thermiques. À hauts dosages (60 à 100 kg/m<sup>3</sup>), le BHPFA améliore la résistance structurale des éléments ce qui pourrait, dans certaines conditions, permettre une réduction de la quantité d'armature conventionnelle. De plus, le BHPFA peut contribuer à modifier les détails d'armature, rendant ainsi possible la spécification de recouvrements accrus ou l'utilisation de barres plus grosses et plus espacées, ce qui est attrayant lorsque la durabilité, la sécurité et les coûts sont des préoccupations qui doivent être traitées simultanément.

Dans le programme de recherche en cours, il a été assumé que l'introduction des fibres à haut dosage dans les dalles de pont pourrait permettre le contrôle de la fissuration due au retrait, aux gradients thermiques de même qu'aux charges routières, tout en améliorant la résistance structurale. Les résultats d'études récentes (Cao et al 1996; Moffatt 2000) montrent que les moments positifs et négatifs des zones intérieures des dalles de ponts sont moindres que ceux anticipés par les méthodes empiriques de calcul ou même des analyses de grillage, ce qui pourrait justifier l'utilisation d'un lit d'armature unique dans ces zones. Cependant, pour des raisons de sécurité, il est jugé préférable de conserver le lit d'armature dans la moitié inférieure de la dalle dans les zones de moment positif. Dans les zones de moment négatifs intérieurs, la position des armatures est davantage fonction du type de poutres et de l'espacement de celles-ci. Pour les porte-à-faux, l'armature supérieure doit être conservée mais l'utilisation des fibres permet d'utiliser un enrobage plus grand. Basé sur ces considérations, trois types d'agencements d'armature sont considérés, comme illustré sur la figure 1. Le programme expérimental en laboratoire avait pour but d'explorer la performance des deuxième et troisième propositions.

## **PROGRAMME EXPÉRIMENTAL**

### ***Description***

Le programme expérimental en laboratoire a comporté trois types d'essais principaux:

- des essais de flexion sur dalles armées de 500 x 200 mm de section, de 2000 mm de portée;

- des essais de traction directe sur dalles armées de 200 mm d'épaisseur par 1600 mm de longueur ayant une largeur variable;
- des essais de caractérisation des matériaux, principalement des essais de traction directe sur carottes entaillées.

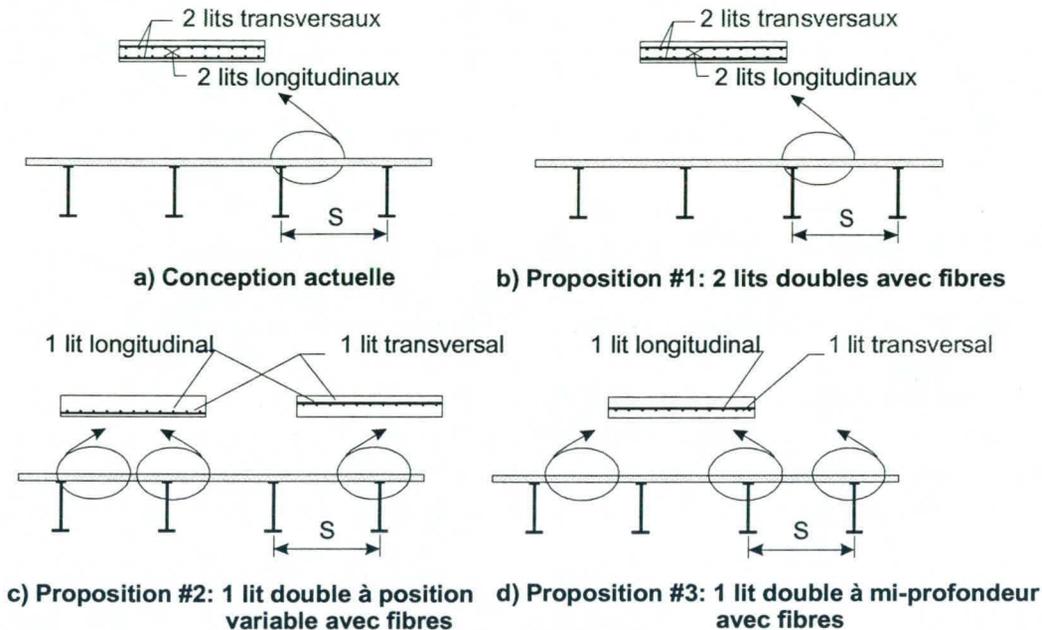


Figure 1: Configurations des armatures

En parallèle avec ces essais portant sur les performances mécaniques, des travaux ont permis de mettre au point en laboratoire des mélanges maniables qui ont ensuite été mis en place de manière industrielle, en particulier lors de la construction de trois ponts. Les détails du programme expérimental sont présentés dans Dzeletovic et Massicotte (1998), Massicotte et al (1999), Bélanger (2000) et Moffatt (2000).

### **Résultats partiels du programme expérimental**

Deux résultats typiques illustrent les avantages tirés de l'utilisation des fibres à hauts dosages. Sur la figure 2, l'accroissement de la résistance en fatigue est montré en mesurant la résistance flexionnelle résiduelle statique suite à des charges cycliques de dalles en BHPFA et en béton armé, comparées à celle de dalles jumelles amenées à la rupture sous chargement statique. La variation du moment de flexion de fatigue était de 21 kN-m environ. Le spécimen fibré, qui a subi plus de 2M de cycles, a atteint 94% de la résistance du spécimen jumeau alors que le spécimen en béton armé n'a atteint que 53% de la capacité ultime du spécimen de référence, et ce, après seulement 0.55M de cycles. Sur la figure 3, le phénomène de raidissement en traction des spécimens fibrés est comparé à celui des spécimens en béton armé. La résistance post-fissuration des spécimens fibrés présente une amélioration importante par rapport aux spécimens en béton armé avec un nombre plus grand de fissures plus fines alors que la contrainte dans le béton dans la phase de post-fissuration est demeurée relativement constante pour les deux dosages en fibres les plus élevés. Le béton armé a de plus présenté une fissuration

selon un plan horizontal à environ 75% de la charge de plastification, phénomène qui n'a pas été observé avec le BHPFA.

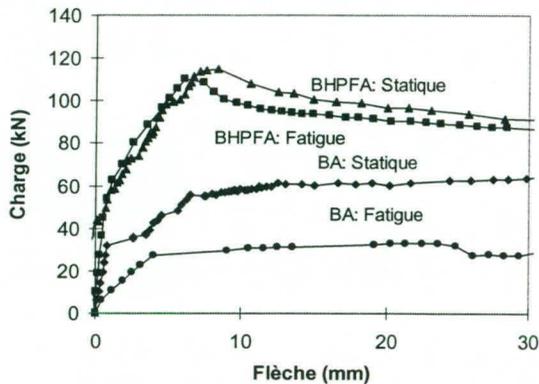


Figure 2: Essais de flexion sur dalles

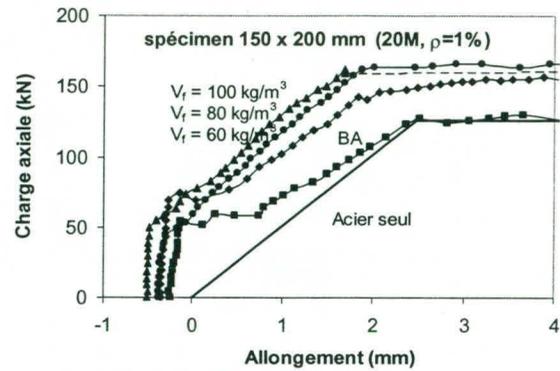


Figure 3: Essais de traction sur dalles

### **Construction des dalles de pont en BHPFA**

L'utilisation du maniabilimètre développé à l'École Polytechnique (Dzeletovic et Massicotte 1998) a permis de mettre au point des mélanges très maniables, faciles à mettre en place, ce qui a permis la construction de trois ponts, deux en 1998 et un en 1999. La technique s'est raffinée d'un pont à l'autre pour être bien maîtrisée lors de la construction du troisième pont. Les principaux problèmes rencontrés ont été un manque de préparation des fournisseurs de béton préalablement à la coulée de convenance et l'utilisation d'adjuvants non compatibles entre eux ou réagissant chimiquement avec la colle de certaines fibres, problèmes qui ont été résolus.

## **MÉTHODE D'ANALYSE**

Plusieurs approches peuvent être adoptées pour l'analyse d'éléments structuraux en béton fibré. Toutefois les ingénieurs sont familiers avec les méthodes d'analyse impliquant des relations contraintes - déformation alors que les essais procurent, dans la phase post-fissuration, des relations de type charge en fonction de la flèche ou de l'ouverture des fissures. Des hypothèses doivent donc être introduites pour faire en sorte que l'ingénieur puisse disposer des informations désirées. Traditionnellement l'essai de flexion quatre points, donnant la mesure de la ténacité, était le seul utilisé pour caractériser le comportement des bétons fibrés. Cette propriété est cependant difficile à intégrer dans une méthode d'analyse sans faire d'importantes hypothèses hautement empiriques. Cet essai a donc été rejeté pour supporter les analyses requises pour la conception des éléments structuraux considérés dans ce projet de recherche. La seule propriété caractérisant le comportement réel du béton fibré, et qui soit applicable à toutes les applications structurales impliquant des modes de rupture en traction, est la relation contrainte - ouverture de fissure ( $\sigma-w$ ). Ainsi, seuls les essais permettant d'obtenir cette information doivent être considérés lorsqu'un modèle d'analyse basé sur des principes de l'ingénierie des structures est l'approche privilégiée.

Ainsi, comme illustré sur la figure 4, l'essai de traction directe sur carottes entaillées procure l'information la plus appropriée. Peu d'hypothèses sont requises pour obtenir les propriétés désirées. Cependant, la principale difficulté avec cette approche, est la nécessité de carotter dans la direction perpendiculaire à l'orientations assumées des fissures. Les essais de flexion sur prismes entaillés peuvent également être utilisés pour dériver, au moyen d'une série d'hypothèses, la relation contrainte - ouverture de fissure. Cependant les résultats obtenus de cette approche pourraient ne pas représenter la contribution réelle des fibres car l'orientation de celles-ci peut différer de celles retrouvées dans les éléments structuraux. De plus, la nature empirique des hypothèses requises pour obtenir la relation  $\sigma-w$  à partir d'un essai de flexion peut affecter les résultats. Dans les deux cas cependant, une fois la relation  $\sigma-w$  connue, cette propriété peut être utilisée pour analyser le comportement d'éléments de toute dimension sans introduire d'effet d'échelle, en autant que l'orientation des fibres ait été considérée adéquatement.

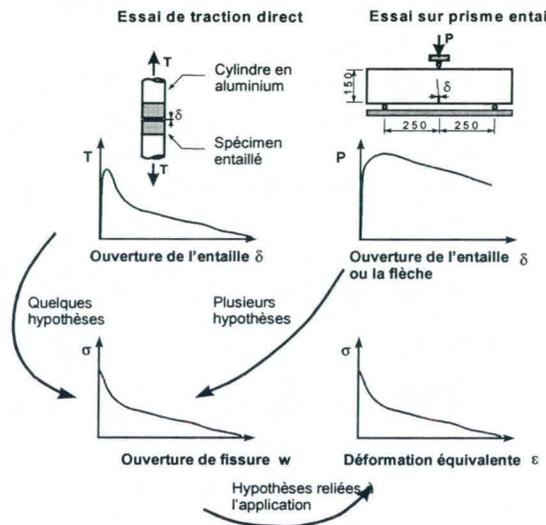


Figure 4: Détermination des propriétés des matériaux pour la conception

Pour obtenir la courbe contrainte déformation à partir d'une relation  $\sigma-w$ , des hypothèses reliées à l'application doivent être adoptées. Dans le cas d'une dalle de pont, la figure 5 illustre les paramètres devant être considérés. La difficulté réside essentiellement dans la détermination de la longueur caractéristique, qui divise  $w$  pour obtenir la déformation équivalente, et dans la détermination du lien entre la courbure  $\psi$ , utilisée pour calculer les contraintes dans le béton en compression et dans les armatures, à l'ouverture de la fissure. Pour des éléments en flexion élancés sans étriers, les hypothèses montrées sur la figure 5 ont été proposées (Massicotte 2000), où  $h_{cr}$  est la profondeur de la fissure et où  $\psi$  est la courbure moyenne sur la longueur  $S_m$ :

$$\psi = \frac{\epsilon}{h_{cr}} = \frac{w}{h_{cr}^2} \quad (1)$$

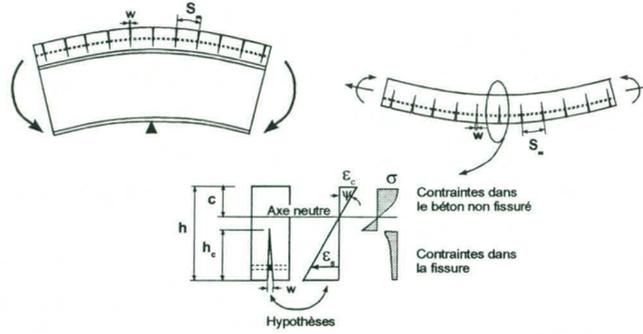


Figure 5: Hypothèses requises pour les éléments fléchis

La figure 6 compare les prédictions obtenues d'un modèle de calcul, aux valeurs expérimentales pour deux dalles en BHPFA et deux dalles sans fibres (Bélangier 2000). Ces résultats ont été obtenus au moyen d'un logiciel de calcul développé pour l'analyse des dalles en BHPFA (Massicotte 2000) où la relation moment courbure est d'abord déterminée au moyen d'une analyse sectionnelle puis intégrée le long de l'élément pour déterminer la flèche. Une excellente réponse a été obtenue pour tous les spécimens en BHPFA avec une moyenne du rapport essai sur prédiction de 1.01 et un coefficient de variation de 7%.

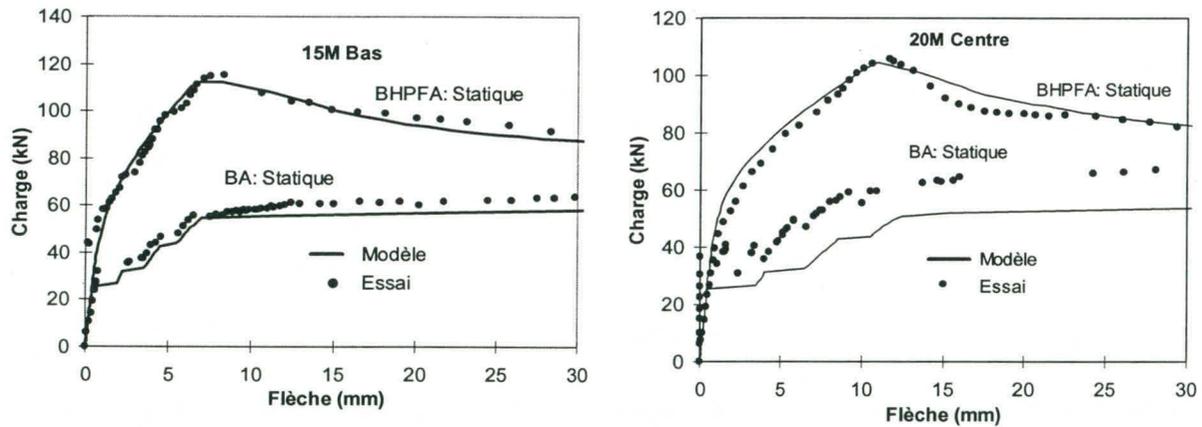


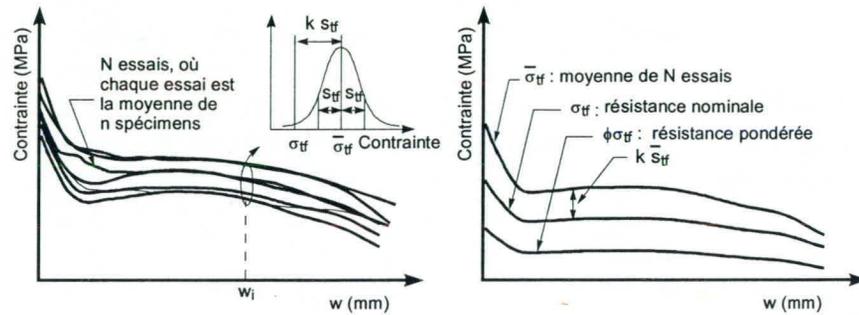
Figure 6: Relations charge - flèche mesurées et prédites

## NORMALISATION

### Principes

La conception doit être basée sur les valeurs nominales de la courbe  $\sigma-w$  pour le calcul aux états limites de service et une valeur pondérée de celle-ci aux états limites ultimes. La détermination de la valeur nominale à partir de la valeur moyenne est directement reliée à l'écart type et aux nombres d'essais réalisés. De la même manière, le calcul du coefficient de tenue  $\phi_f$  est étroitement lié à la dispersion du rapport de la résistance mesurée expérimentalement sur la prédiction.

La moyenne de la réponse post-fissuration  $\bar{\sigma}_{tf}$  est obtenue de  $N$  essais, où chaque essai représente la moyenne de  $n$  spécimens (Figure 7). Pour le béton fibré, le nombre de spécimens représentant un essai doit être relié à la dimension de l'élément considéré. Par exemple, pour les dalles en BHPFA, 5 essais de traction directe sur des carottes de 130 mm de diamètre ont été considérés comme représentatif d'un essai (Bélangier 2000). Ainsi,  $N \cdot n$  spécimens sont requis pour obtenir les données statistiques nécessaires.



a) Résultats expérimentaux

b) Courbes de conception

Figure 7: Résistance à la traction pour le calcul structural

### Résistance nominale $\sigma_{tf}(w)$

La résistance nominale est adoptée par les normes afin de minimiser la probabilité que la résistance soit moindre que la valeur spécifiée. Les normes spécifient habituellement une valeur minimale qui est éloignée de  $k$  fois l'écart type de la moyenne. Pour le béton fibré, il est proposé (Rossi 1998) d'appliquer cette réduction proportionnellement à la résistance moyenne  $\sigma_{tfa}$  de sorte que:

$$\sigma_{tf}(w) = \bar{\sigma}_{tf}(w) \left( 1 - k \frac{S_{tf}}{\sigma_{tfa}} \right) \quad (2)$$

où  $k$  est un facteur de qui est choisi en fonction du pourcentage d'essais qui peuvent être moindre que la valeur nominale, et  $N$  le nombre d'essais utilisé. Typiquement, pour la résistance à la compression, les normes utilisent 30 essais avec un pourcentage de non réussite de 10%, ce qui donne une valeur de  $k$  de 1.34 lorsqu'une distribution du type Student est adoptée. Il est proposé d'adopter les mêmes règles pour le béton fibré.

### Détermination de $\phi_f$

La relation de base pour déterminer un coefficient de tenue prend la forme suivante:

$$\delta_R S_f = \phi \bar{S} \exp \beta \left( V_R^2 + V_S^2 \right)^{0.5} \quad (3)$$

où  $S_f$  est la sommation des charges pondérées,  $\bar{S}$  représente l'effet moyen des charges, tandis que  $V_S$  et  $V_R$  sont les coefficients de variation des charges et de la résistance respectivement. Le facteur de biais  $\delta_R$  est le rapport entre la résistance mesurée sur des spécimens structuraux et la valeur prédite en utilisant les valeurs nominales pour chacun des paramètres. En utilisant la méthode d'analyse présentée précédemment, combinée aux

résultats d'essais de traction directe, il a été possible d'obtenir un coefficient de tenue  $\phi_f$  pour les dalles égal à 0.75 pour une valeur de l'indice de sécurité  $\beta$  de l'ordre de 4.0 (Bélangier 2000), la valeur souhaitable variant de 3.0 à 4.0 pour le calcul des éléments structuraux.

## CONCEPTION

Les outils pour faire la conception des dalles en BHPFA sont maintenant disponibles. Une méthode de calcul, utilisant des résultats expérimentaux représentatifs du comportement du matériau, a été validée. Cette méthode utilise une valeur nominale du comportement pour déterminer le comportement en service et, lorsqu'utilisée avec un coefficient de tenue, elle permet le calcul du comportement à l'ultime. Il est donc maintenant possible de concevoir les dalles en optimisant la quantité d'armature ou en quantifiant l'apport des fibres pour la tenue en service et à l'ultime. La figure 8 présente une configuration d'armature que pourrait permettre l'ajout de fibres au béton. Dans cette proposition présentement à l'étude, il est suggéré de n'utiliser qu'un seul rang d'armature situé vers le tiers inférieur de la dalle pour toutes les zones intérieures, à l'exception des porte-à-faux et de la première baie intérieure où un lit d'armature supérieur est conservé pour des raisons de sécurité. Pour l'instant ce système est considéré uniquement pour des poutres en béton car l'aile élargie des poutres sous la dalle et la retenue horizontale favorisant l'effet d'arc, réduisant les contraintes de traction dans la partie supérieure de la dalle au droit des poutres intérieures.

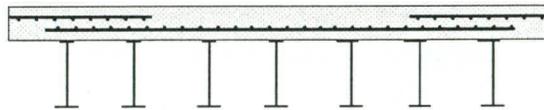


Figure 8: Dalle en BHPFA avec armature réduite

Un tel système n'est pas nécessairement plus économique malgré la réduction de la quantité d'armature, sauf pour les tabliers constitués de nombreuses poutres rapprochées. Toutefois, l'avantage des fibres par rapport au béton armé est illustré par les résultats analytiques présentés sur les figures 9 à 11 où on compare le comportement de dalles de 225 mm d'épaisseur et 1 mètre de largeur armées de barres 20M espacées à 200 mm c/c avec et sans fibres et ayant des recouvrements de 35 mm et 70 mm respectivement pour les cas sans et avec fibres. L'ordre de grandeur du moment en service serait d'environ 30 kN-m/m.

On peut ainsi constater que la solution en BHPFA, même avec un recouvrement plus grand, permet d'obtenir un moment résistant comparable au béton armé non fibré. Toutefois, en service, on constate que les fibres procurent un meilleur contrôle de l'ouverture des fissures pour un même moment et des contraintes nettement moindres dans les armatures en service. L'ajout de fibres améliore ainsi la durabilité aux chargements répétitifs de même qu'aux effets secondaires.

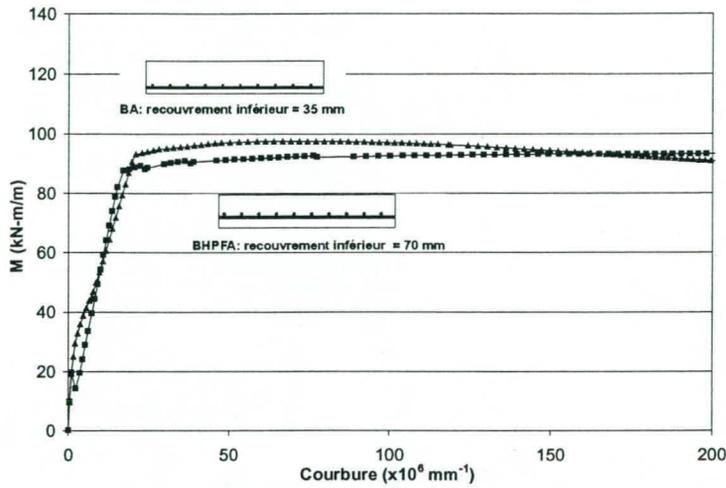


Figure 9: Résistance ultime

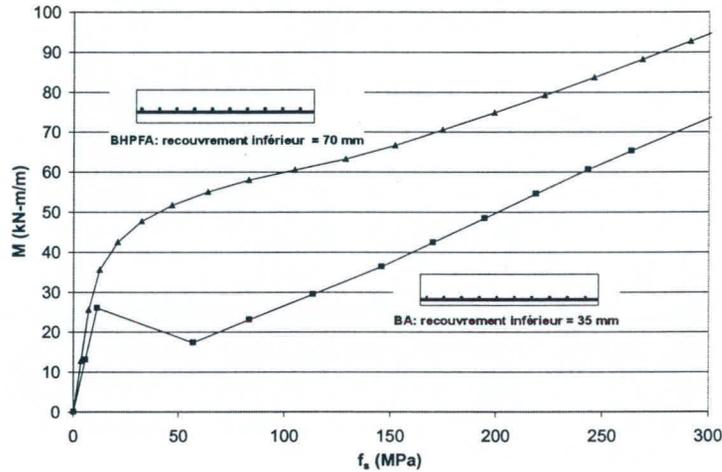


Figure 10: Contraintes dans les armatures

### CONCLUSION

Le programme expérimental réalisé a permis de démontrer que l'on pouvait construire des ponts en utilisant du béton fibré à haut dosage dans le but de tirer profit de l'action positive des fibres sur le plan structural. Les essais en laboratoire ont montré le haut potentiel des fibres à améliorer le comportement mécanique des dalles de pont. Les outils de calcul maintenant disponibles rendent possible la conception de dalles de pont en béton fibré pour lesquelles une plus grande durabilité est anticipée.

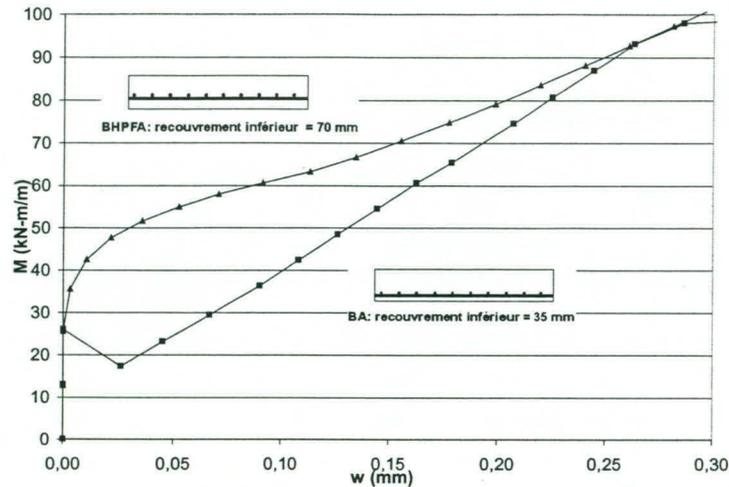


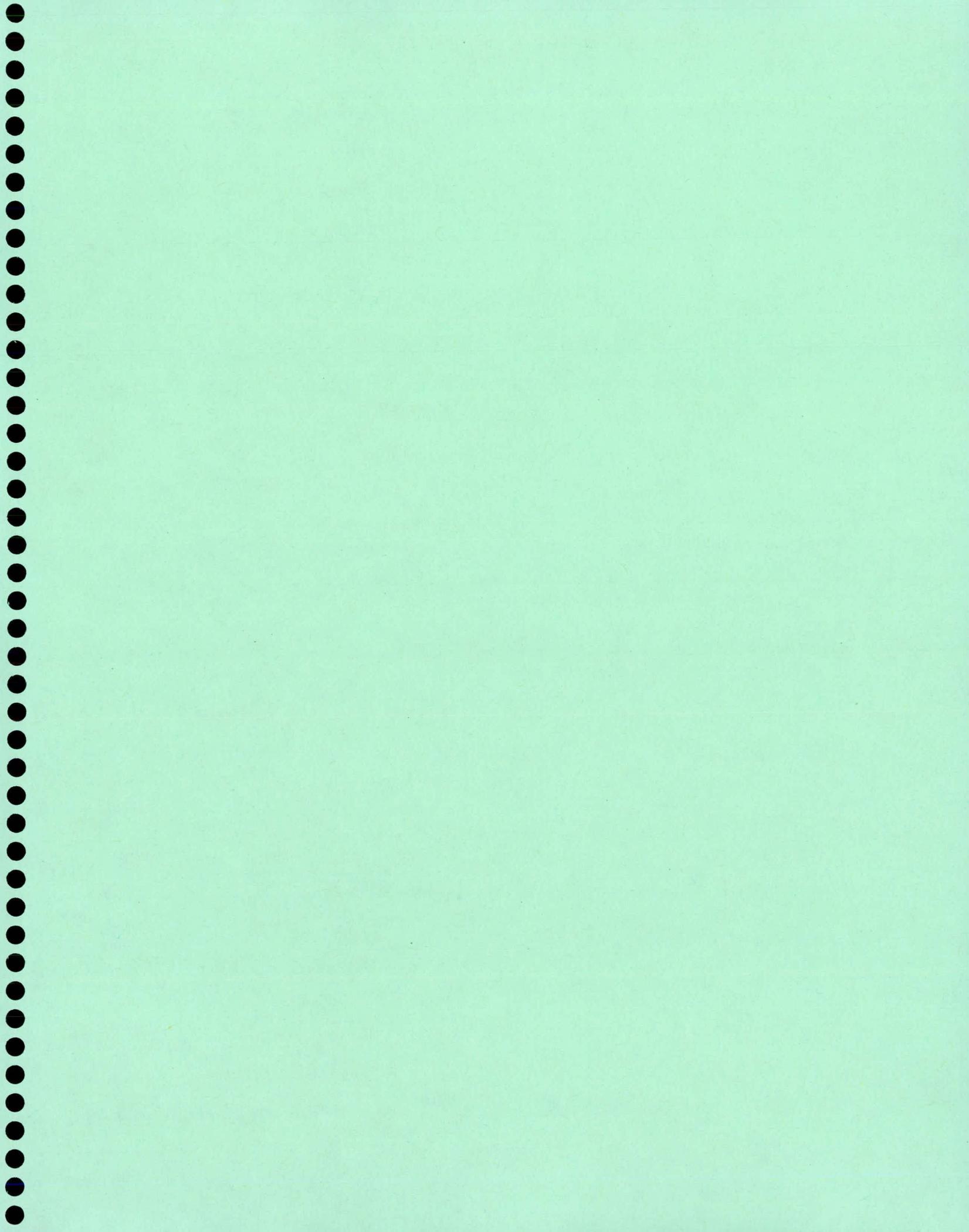
Figure 11: Ouverture de fissure

## REMERCIEMENTS

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

## RÉFÉRENCES

- Bélanger, A. 2000. Conception de dalles de ponts avec armature réduite et béton de fibres d'acier. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
- Cao, L., Allen, J. H., Shing, P. B., Woodham, D. 1996. Behavior of RC bridge deck with flexible girders. *Journal of Structural Engineering*. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, pp. 11-19.
- Dzeletovic, N., Massicotte, B. 1998. Propriétés des dalles de ponts avec béton de fibres. Rapport EMP/GCS-1998-03, École Polytechnique de Montréal.
- 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.
- Massicotte, B. 2000. Analyse sectionnelle des éléments fléchis en béton fibré. Rapport EMP/GCS-2000-01, École Polytechnique de Montréal.
- Moffatt, K. 2000. Calcul des dalles de pont avec béton de fibres d'acier. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, 2000 (sous presse).
- O'Neil, E., Devlin, J.T., Bremner, T. 1996. Durability of fibre reinforced concrete under flexural stress in a severe marine environment., Third CANMET/ACI International Conference on Concrete in Marine Environment, St-Andrews-by-the-Sea, New Brunswick, Canada, pp. 175-189.
- Rossi, P. 1998. Les bétons de fibres métalliques', (Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.



# DALLES PRÉFABRIQUÉES PLEINES ÉPAISSEURS POUR TABLIERS DE PONTS - APPLICATION SUR LE SITE

Gérard Desgagné, ing. M. Sc.

Direction des structures  
Ministère des Transports du Québec

**Résumé :** L'utilisation de dalles préfabriquées pleines épaisseurs pour tabliers de ponts devient une alternative intéressante à la dalle coulée en place dans un contexte où le flux de circulation sans cesse croissant sur les structures stratégiques oblige le propriétaire d'ouvrage à réduire au minimum le temps de perturbation du trafic durant les travaux de construction ou de réfection. Dans ce contexte et dans le cadre des travaux de réparation du pont sur l'autoroute 20 au-dessus de la rivière Etchemin près de Québec, le MTQ a choisi d'expérimenter ce concept et le présent article met l'accent sur son application réelle sur le site.

## INTRODUCTION

La méthode conventionnelle de construction ou de remplacement d'une dalle de tablier de pont dans la majorité des ouvrages consiste à couler la dalle de béton en place sur les poutres principales ; cette technique implique entre autres l'installation de coffrages, la pose d'armature et la mise en place du béton. Toutes ces étapes étant effectuées sur place contribuent nécessairement à augmenter la durée des travaux et par conséquent le temps de perturbation de la circulation ce qui est non souhaitable à la fois pour le propriétaire d'ouvrage et l'utilisateur du réseau. Principalement pour des ouvrages stratégiques dans des axes routiers à fort débit de circulation, il est impératif de réduire au minimum ces inconvénients et par conséquent le temps requis par les travaux au chantier c'est-à-dire directement sur l'ouvrage. Pour ce faire le MTQ s'est tourné vers la préfabrication d'éléments en béton fabriqué en usine et transporté ensuite sur le site.

Le concept de dalles préfabriquées pleines épaisseurs a été expérimenté à l'été 1999 dans le cadre des travaux de réparation du pont sur l'autoroute 20, direction Ouest, au-dessus de la rivière Etchemin près de Québec. Ce pont est constitué d'un tablier à poutres d'acier et dalle mince en béton composé de treize travées totalisant environ 262 m. Ce sont les deux premières travées du côté Ouest qui ont fait l'objet de l'expérimentation (fig. 1).

## PRINCIPE STRUCTURAL

Le concept consiste à déposer des dalles préfabriquées pleines épaisseurs sur les semelles supérieures des poutres principales. Ces dalles sont dites « pleines épaisseurs » puisqu'elles constituent l'épaisseur finale de la dalle du tablier. La dalle est ensuite liaisonnée à la poutre d'acier par le biais de goujons permettant ainsi de développer l'action composite entre la dalle de béton et la poutre d'acier.

Les dalles préfabriquées sont en béton armé et fabriquées à l'usine pour être transportées ensuite sur le site et être assemblées à l'aide d'une précontrainte par post-tension dans le sens longitudinal du pont. Les figures 2 et 3 illustrent le concept mis en application.

## SÉQUENCE DE CONSTRUCTION PRÉVUE

La séquence de construction prévue relative à l'assemblage des dalles préfabriquées est la suivante :

1. Relevé des élévations des poutres d'acier.
2. Mise en place des dalles préfabriquées sur les poutres d'acier.
3. Relevé des élévations des dalles et ajustements du profil à l'aide du système de nivellement.
4. Mise en place de la tige de support en mousse de polyéthylène dans les joints transversaux.
5. Jonction des gaines de post-tension dans les ouvertures prévues à cet effet.
6. Mise en place des câbles de précontrainte dans les gaines de post-tension.
7. Mise en place de l'instrumentation dans les joints identifiés au plan.
8. Mise en place du mortier dans les joints transversaux.
9. Mise en place des cornières et du système de retenue temporaire sous les dalles.
10. Mise en tension selon l'ordre prévu conditionnellement à ce que le mortier des joints ait atteint 35 MPa de résistance.
11. Injection du coulis dans les gaines.
12. Mise en place des goujons dans les ouvertures de la dalle préfabriquée et dans la portion coulée en place.
13. Mise en place du mortier dans les ouvertures et l'espace entre la dalle préfabriquée et la poutre d'acier au moins 7 jours après que la mise en tension soit complétée.
14. À l'atteinte d'une résistance de 35 MPa pour le mortier de l'étape 13, enlever les cornières et le système de retenue temporaire en dessous.
15. Mise en place du béton coulé en place aux extrémités des travées.
16. Mise en place des drains.
17. Mise en place du béton des glissières.
18. Pose de la membrane.
19. Pose de l'enrobé à chaud.

## RÉALISATION DES TRAVAUX

### Fabrication en usine

La fabrication s'est réalisée dans une usine située à environ 50 km du site du pont.

De façon générale, la fabrication des dalles s'est effectuée sans difficulté et a résulté en un produit d'une excellente qualité. Quelques problèmes sont survenus en début de production relativement au maintien en place des gaines de post-tension dont certaines n'étaient pas parfaitement rectilignes mais ce problème s'est réglé rapidement. Également, après démoulage, on a constaté une microfissure près du système de nivellement mais ce à quelques endroits seulement et sans gravité.

La manipulation des dalles, l'entreposage dans la cour de l'usine et le transport sur le site se sont déroulés sans problème même si les dalles requéraient pour leur manutention huit points de levage.

### Érection au chantier

Le système d'érection utilisé par l'entrepreneur consistait à soulever les dalles par une grue à l'aide de 4 lignes de levage indépendantes reliées à la dalle en huit points d'ancrage. Les deux lignes de levage centrales étaient munies de tendeurs pour l'ajustement des tensions. Cette façon de faire ne nous assure pas nécessairement que les câbles de levage sont mis en tension simultanément et donc que la dalle est retenue en huit points mais a donné malgré tout de bons résultats.

Avant d'ériger les dalles sur le pont, un pré-ajustement des boulons de nivellement était effectué au préalable. À chaque érection de dalle, le niveau des poutres d'acier était mesuré et, connaissant le niveau théorique du dessus de la dalle et l'épaisseur de celle-ci, la projection des boulons de nivellement sous la dalle en était déduite et ainsi ajustée sur le fardier. Ce pré-ajustement s'est avéré primordial puisque l'ajustement final de la dalle sur les poutres d'acier est difficile à réaliser. La problématique résulte de l'hyperstaticité du système et de la rigidité de la dalle qui fait qu'on doit s'assurer que tous les boulons de nivellement sont en contact permanent avec les poutres d'acier si on veut éviter la fissuration de la dalle.

De plus, on a constaté que la mise en place des dalles en terme d'alignement demandait une très grande précision. On a d'ailleurs constaté après la mise en place de quelques dalles, un désalignement latéral qui a pu être corrigé grâce au détail type du joint transversal qui, de par sa nature de joint « non-conjugué », nous permettait un ajustement. Le désalignement initial a donc pu être corrigé en faisant varier légèrement l'ouverture des joints transversaux des dalles restantes.

## **Travaux d'assemblage sur le tablier**

La mise en place des câbles de précontrainte dans les gaines de post-tension s'est bien déroulée de même que la mise en place de l'instrumentation qui était prévue pour certains joints transversaux.

La mise en place du mortier dans les joints transversaux a cependant été problématique puisque le mélange du mortier a été mal réalisé résultant en une résistance de 2 MPa à 24 h. Les joints de mortier ont été refusés, le mortier a été enlevé par hydrodémolition et refait selon les règles de l'art donnant des résultats de 28 MPa à 24 h et 35 MPa à 36 h, ce qui était acceptable. Ce problème de chantier a cependant eu pour effet de rendre hors d'usage les capteurs de pression intégrés au préalable dans certains joints annulant ainsi l'aspect instrumentation du projet.

La mise en place du système de retenue a bien fonctionné, même si la position de la butée sur la cornière d'attache nécessitait une mesure au chantier avant l'assemblage final sur la cornière.

La mise en tension des câbles de précontrainte s'est déroulée comme prévue avec des allongements et des pressions dont les résultats n'excédaient pas  $\pm 5\%$  de ceux prévus.

La mise en place des goujons dans les pochettes s'est déroulée exactement comme le prévoyait les plans.

Par la suite, on a procédé à la mise en place du mortier dans les pochettes. Un mortier sans granulats a été utilisé pour l'espace entre le dessous de la dalle et la poutre d'acier et le même mortier avec granulats a servi pour remplir les pochettes.

Le reste des travaux s'est déroulé comme prévu.

## **RÉSULTATS DES TRAVAUX**

Malgré l'envergure des travaux relativement restreinte pour amortir le rodage de la mise en place des dalles préfabriquées, l'exécution des travaux a démontré un temps de réalisation inférieur à celui requis pour un système conventionnel de dalle coulée en place qui était utilisé pour deux travées identiques du côté est (14 jours versus 21 jours).

En fait, pour ce projet, le gain de temps résulte principalement du fait que le temps de mûrissement et de séchage du béton normalement requis avant la pose de la membrane d'étanchéité dans le cas d'une dalle coulée en place n'est pas nécessaire pour un système à dalles préfabriquées.

Concernant le coût des travaux, le coût au  $m^2$  du système à dalles préfabriquées s'est avéré environ deux fois plus cher que celui de la dalle coulée en place (540 \$/m<sup>2</sup> vs 275 \$/m<sup>2</sup>).

## CONCLUSION

L'expérience réalisée dans le cadre de la réparation du pont sur l'autoroute 20 au-dessus de la rivière Etchemin près de Québec nous a permis de constater que les travaux réalisés ont résulté en une dalle préfabriquée sur tablier de pont d'une excellente qualité. Le gain en terme de temps est intéressant malgré le coût plus élevé par rapport au système conventionnel de dalle coulée en place. Il faut cependant se mettre dans le contexte que les travaux étaient relativement restreints ce qui rend plus difficile la comparaison des deux systèmes.

De plus, les travaux ont été réalisés en situation de pont fermé, la circulation étant déviée sur le pont jumeau. Dans l'avenir, il serait intéressant d'expérimenter un système de dalle préfabriquée dans un contexte où le pont serait fermé la nuit et ouvert le jour.

Notons également que les systèmes de dalles préfabriquées sont directement tributaires des types de tabliers de pont et constituent par conséquent souvent des cas particuliers qu'il faut analyser pour chaque type de pont.

## RÉFÉRENCE

Desgagné, Gérard

« Concepts de dalles préfabriquées pour tabliers de ponts »

6<sup>e</sup> Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Mai 1999

OUEST

EST

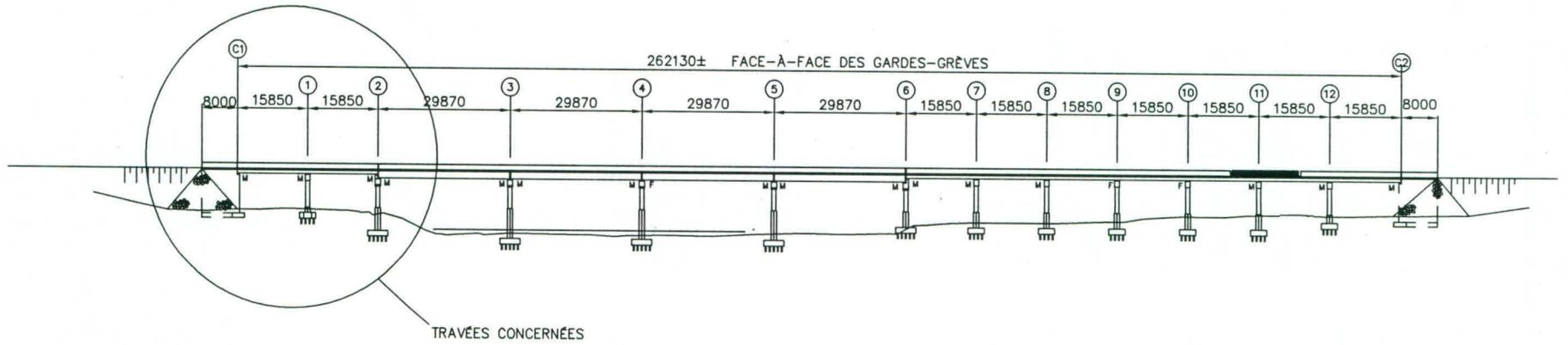
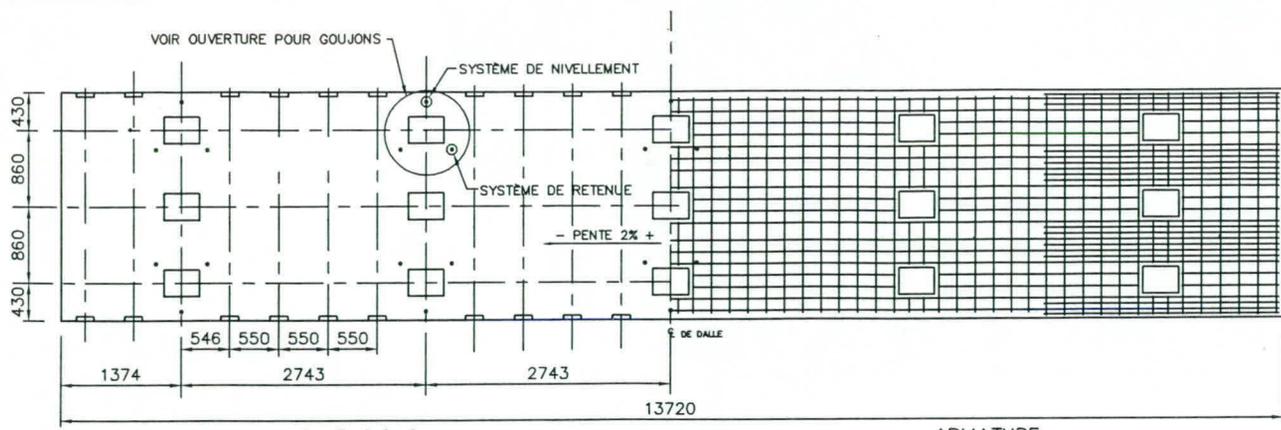
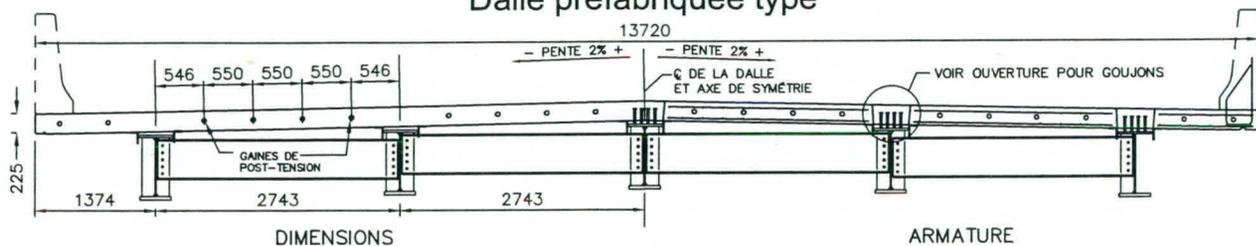


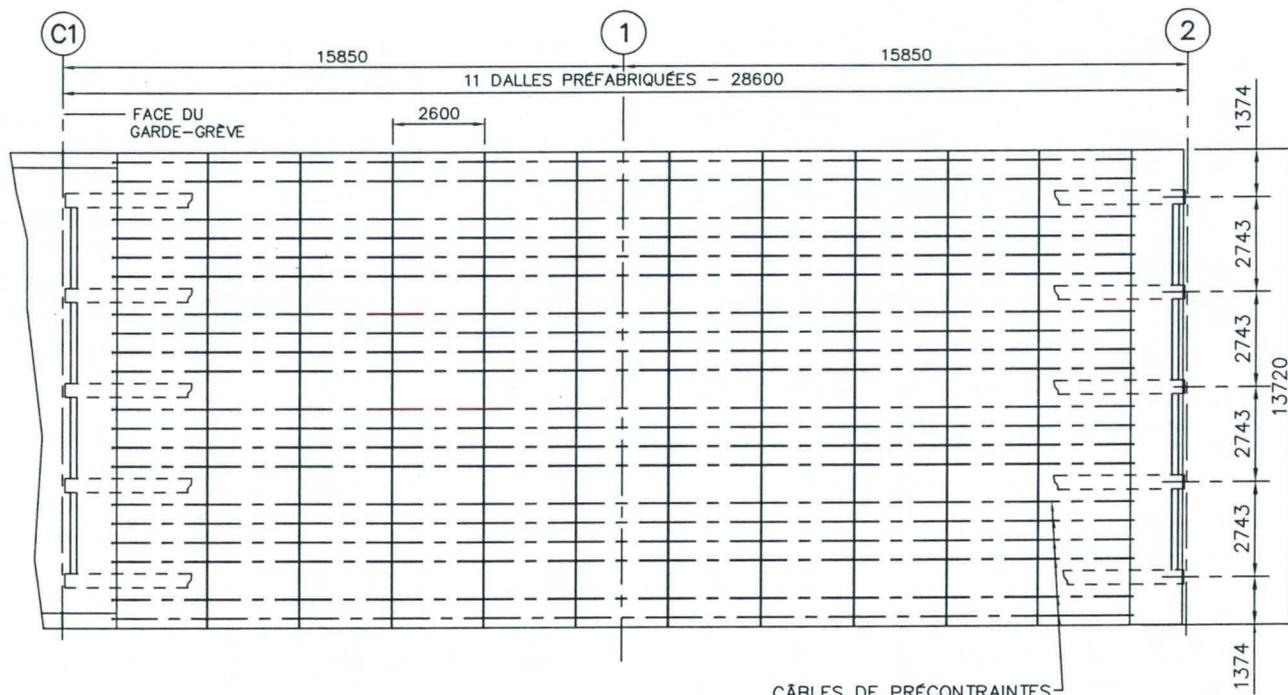
Fig. 1 - Plan d'ensemble



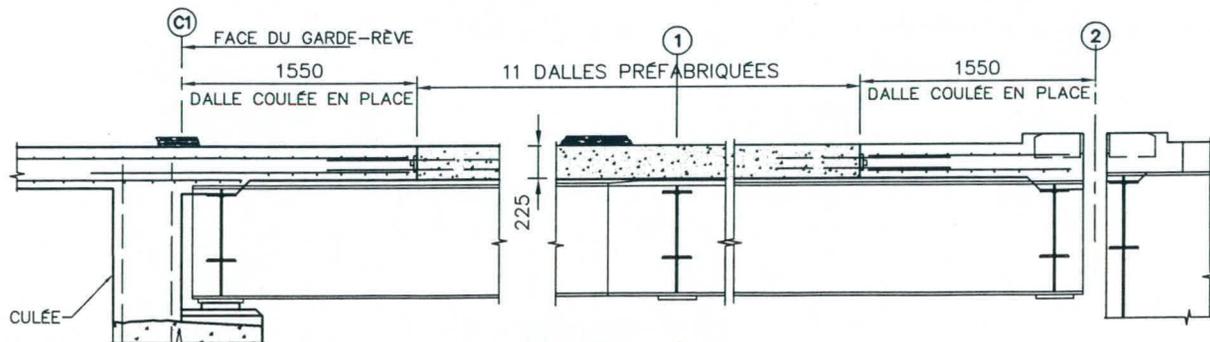
Dalle préfabriquée type



Coupe transversale

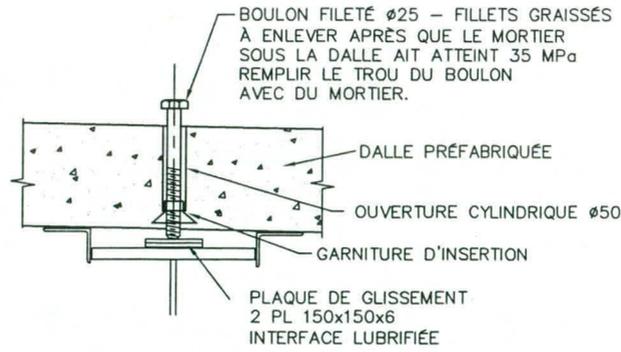


Vue en plan

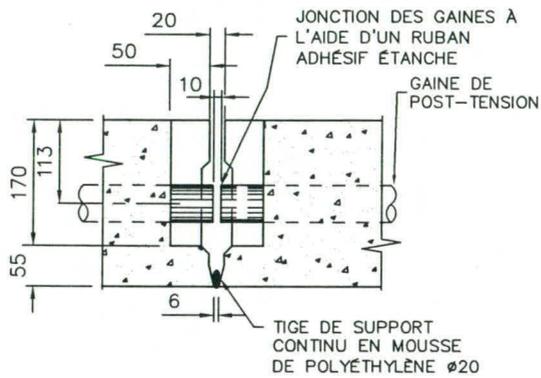


Coupe longitudinale

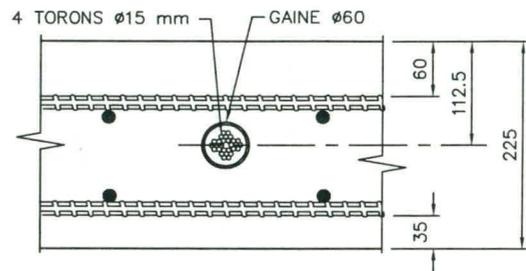
Fig.2 - Dalle préfabriquée pleine épaisseur



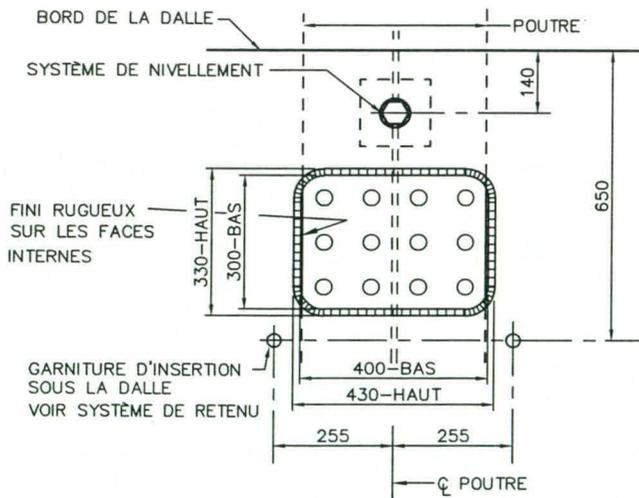
Système de nivellement



Joint transversal



Câble de précontrainte



Ouverture pour action composite

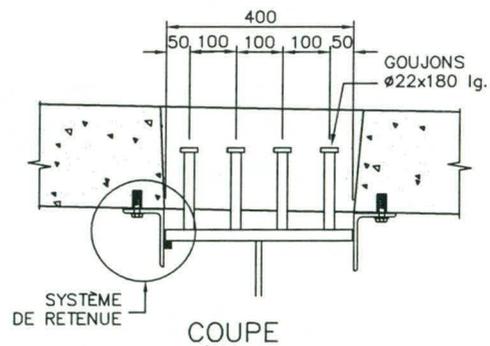
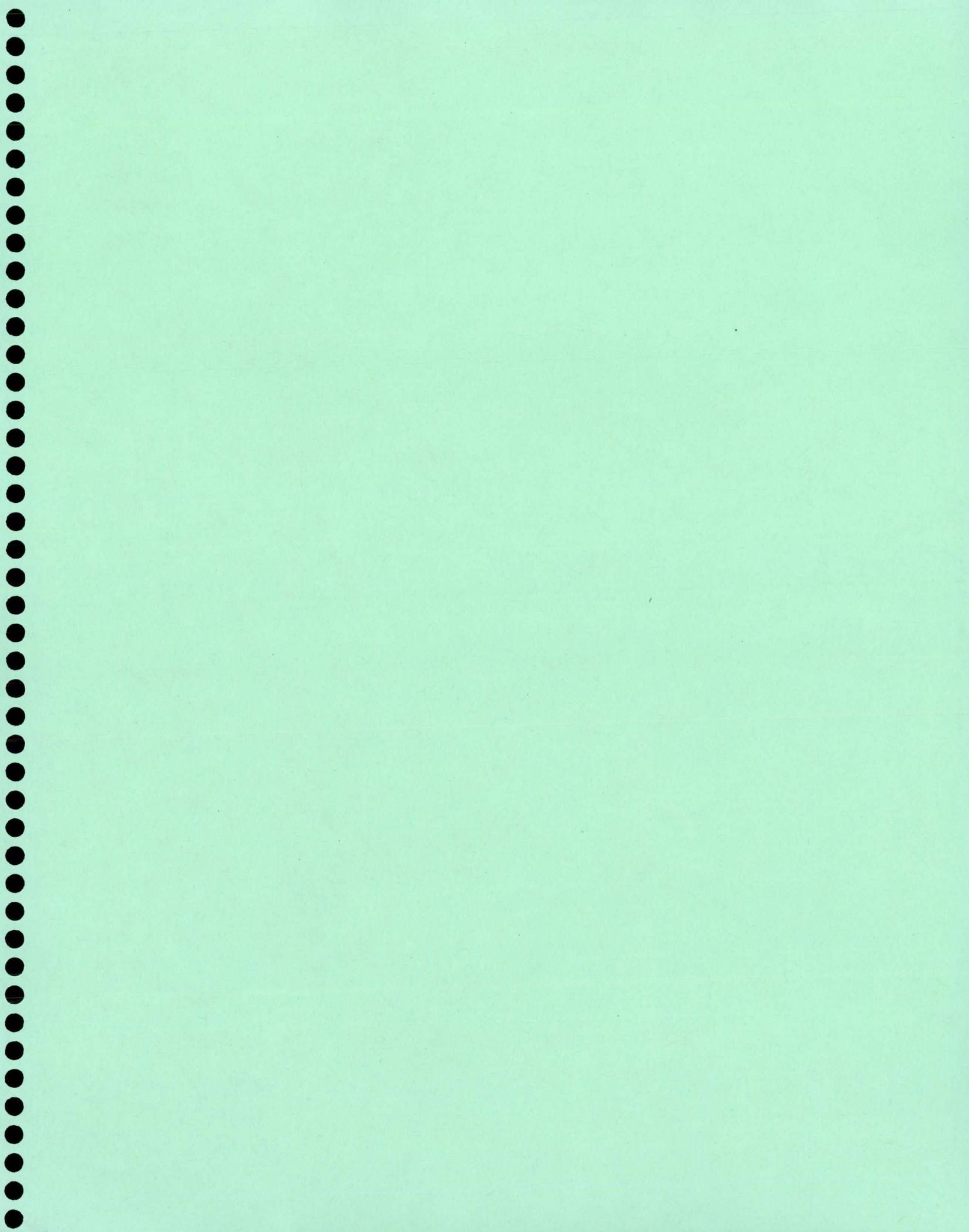


Fig.3 - Détails





**Programme du 7<sup>e</sup> Colloque  
sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art**

Le lundi 8 mai 2000		
8 h	Inscription et café	
8 h 30	Comité organisateur	Mot d'ouverture
8 h 35	François Tavenas, <i>Université Laval</i>	Allocution du recteur de l'Université Laval
8 h 40	André Trudeau, <i>MTQ</i>	Allocution du sous-ministre de Transports Québec
<b>Durabilité et matériaux</b>		
8 h 45	Alain Beaulieu, Rob Roy, <i>Corpro</i>	Travaux de réhabilitation du pont de Québec
9 h 15	Radouane Masmoudi, <i>Université de Sherbrooke</i>	Nouvelle génération d'armatures à béton en matériaux composites
9 h 45	Pause café	
10 h 15	Nikola Petrov, <i>Université de Sherbrooke</i>	Contrôle de la fissuration due au retrait dans les ouvrages construits en béton à hautes performances
10 h 45	Benoît Bissonnette, <i>Université Laval</i> Richard Morin, <i>Ville de Montréal</i>	Expérimentation d'un ciment ternaire pour la reconstruction du passage supérieur Notre-Dame / St-Augustin à Montréal
11 h 15	Patrick Giroux, <i>Université Laval</i>	Efficacité des adjuvants réducteurs de retrait et influence sur les propriétés de base des bétons ordinaires et projetés
11 h 45	Dîner	
<b>Conception</b>		
13 h 30	Alain Chabert, <i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>	Pérennité de la précontrainte : la protection anti-corrosion
14 h	Jacques Seassau, <i>Trefileurope</i>	La galvanisation et la galfanisation des aciers de précontrainte : fabrication – produit - performance
14 h 30	Martin Talbot, <i>MTQ</i>	Évaluation des ponts suspendus au Québec : cas du pont de l'Île d'Orléans
15 h	Pause café	
15 h 30	Annie Chantelois, <i>CN</i>	Construction d'un pont ferroviaire en béton précontraint rue Peel et de la Commune
<b>Structures d'aluminium</b>		
16 h	Marcel Vallières, <i>MTQ</i>	Portiques de signalisation aérienne
16 h 20	Sylvain Bédard, <i>École Polytechnique</i>	Résistance à la fatigue des portiques de signalisation routière aérienne en aluminium
16 h 40	Dominic Fortin, <i>Université Laval</i>	Comportement des assemblages boulonnés, anti-glissement en aluminium
17 h	Comité organisateur	Mot de clôture
17 h 05	Cocktail	

Le mardi 9 mai 2000		
8 h	Inscription et café	
8 h 25	Comité organisateur, <i>MTQ</i>	Mot d'ouverture
<b>Auscultation</b>		
8 h 30	Josée Bastien, <i>Université Laval</i>	Étude du potentiel d'utilisation de la méthode RIMT
9 h	Marc Savard, <i>MTQ</i>	Étude expérimentale du comportement d'un embarcadère de traversiers sollicité par le trafic routier
9 h 30	Daniel Bouchard, <i>MTQ</i>	Le potentiel de corrosion; un outil indispensable
10 h	Pause café	
10 h 30	Jamal Rhazi, <i>Université de Sherbrooke</i>	Évaluation non destructive des dalles de structures
11 h	Marco Quirion, <i>Roctest Ltée</i>	Instrumentation structurale avec les capteurs à fibre optique
11 h 30	Marc Savard, <i>MTQ</i>	Télé-surveillance d'un pont routier en béton armé
11 h 45	Dîner	
<b>Réhabilitation</b>		
13 h 30	Michel Bruneau, <i>Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research</i>	Performance, évaluation et réhabilitation sismique des ponts d'acier
14 h 15	Jacques Prévost, <i>MTQ</i>	Remise en place de tabliers de ponts
14 h 45	Pause café	
15 h 15	Marc Jolin, <i>Université Laval</i>	Contrôle de la qualité du béton projeté par voie sèche en chantier : innovation récente
<b>Conception (suite)</b>		
15 h 45	Olivier Bonneau, <i>Université de Sherbrooke</i>	Importance du choc thermique lors du démoulage d'éléments en béton
16 h 15	Bruno Massicotte, <i>École Polytechnique</i>	Utilisation de BHPFA pour la conception des dalles de pont
16 h 45	Gérard Desgagné, <i>MTQ</i>	Dalles préfabriquées pleine épaisseur pour tablier de ponts – Application sur le site
17 h	Anne-Marie Leclerc, <i>MTQ</i>	Mot de clôture par la directrice générale des infrastructures et des technologies

← Détacher en suivant le pointillé

***Afin de cerner vos attentes, le comité organisateur apprécie vos commentaires.***

***Veillez nous en faire part s.v.p.***

***Merci!***

← Détacher suivant le pointillé ↓

**Vos commentaires nous aident à mieux vous servir.**


**Veillez déposer dans la boîte prévue à cet effet.**

**Merci!**

Québec   
Ministère des  
Transports

 UNIVERSITÉ  
LAVAL

 ÉCOLE  
POLYTECHNIQUE  
MONTRÉAL

