



6^e COLLOQUE

SUR LA PROGRESSION DE LA RECHERCHE
QUÉBÉCOISE SUR LES OUVRAGES D'ART

4 et 5 mai 1999
Résumé des
conférences

CANQ
TR
954
1999

Québec 

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 dans les domaines de la conception, le renforcement, l'évaluation, la durabilité et l'entretien des ponts.

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 et l'évaluation, les matériaux composites, le béton «durabilité et réparation, l'auscultation et la présentation de futurs projets.

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 événement.

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.

Daniel Bouchard
Responsable du colloque

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



QTRD

CAND
TR
954
1999



**Programme du 6^e Colloque
sur la progression de la recherche québécoise portant sur les ouvrages d'art**

Le mardi 4 mai 1999		
8 h		Inscription et café
8 h 40	Josée Bastien, <i>Université Laval</i>	Mot d'ouverture
8 h 45	François Tavenas, <i>Université Laval</i>	Allocution du recteur de l'université
8 h 50	Anne-Marie Leclerc, <i>MTQ</i>	Allocution de la directrice générale des Infrastructures et des technologies
Conception et évaluation		
9 h	Martin Lemyre, <i>Génivel-BPR</i>	Construction d'une passerelle haubanée en aluminium
9 h 30	Carol Roy, <i>Université Laval</i>	Évaluation du potentiel d'utilisation de l'aluminium dans les ouvrages d'art
10 h		Pause café
Matériaux composites		
10 h 30	Pierre Rochette, <i>Université de Sherbrooke</i>	Renforcement et instrumentation du pont de Sainte-Émélie-de-l'Énergie
11 h	M.Z. Debbache, <i>Université de Sherbrooke</i>	Conception, construction et instrumentation d'un tablier de pont en béton armé à l'aide de matériaux composites
11 h 30	Brahim Benmokrane, <i>Université de Sherbrooke</i>	Essais statiques sur des glissières de ponts de types PL2 et PL3 en béton armé de barres en matériaux composites
12 h		Dîner
Conception et évaluation (suite)		
13 h 30	Bruno Massicotte, <i>École Polytechnique</i>	Utilisation structurale des bétons fibrés
14 h	Gérard Desgagné, <i>MTQ</i>	Concepts de dalles préfabriquées pour tabliers de ponts
14 h 30	Steve Gauthier, <i>Université Laval</i>	Logiciel d'optimisation de la précontrainte
15 h		Pause café
15 h 30	Mario Fafard, <i>Université Laval</i>	Facteurs d'amplification dynamique dans les dalles de roulement de ponts en béton
16 h	Marc Savard, <i>MTQ</i>	Instrumentation et monitoring des appareils d'appui de type «chaise» du pont Laviolette
16 h 30	Ghislain Dionne, <i>DESSAU inc.</i>	Construction de culées semi-intégrales pour le pont des Cascades de Saint-Jérôme
17 h	Guy Richard, <i>MTQ</i>	Mot de clôture
17 h 05		Cocktail

Le mercredi 5 mai 1999		
8 h		Inscription et café
8 h 25	Daniel Bouchard, <i>MTQ</i>	Mot d'ouverture
8 h 30	Daniel Deschênes, <i>MTQ</i>	La gestion du savoir à Transports Québec
Béton : durabilité et réparation		
8 h 45	Denis Beaupré, <i>Université Laval</i>	Béton projeté avec granulats exposés
9 h 15	Jean-Philippe Charron, <i>Université Laval</i>	Fissuration précoce des bétons
9 h 45	Benoît Bissonnette, <i>Université Laval</i>	Utilisation de bétons à retrait compensés dans les travaux de réfection superficiels
10 h 15		Pause café
10 h 45	Laurent Molez, <i>Université Laval</i>	Comportement des réparations structurales en béton
11 h 15	Nathalie Chagnon, <i>CNRC</i>	Protection cathodique de poutres en béton précontraint
11 h 30	Daniel Cusson, <i>CNRC</i>	La fissuration prématurée des parapets de ponts en béton
12 h		Dîner
Auscultation		
13 h 30	Jean-François Trottier, <i>Université de Dalhousie</i>	Utilisation de radar pour l'évaluation de tabliers de ponts
14 h	Simon Grenier, <i>Ville de Montréal</i> Jamal Rhazi, <i>Université de Sherbrooke</i>	Techniques d'auscultation dédiées à la prévention de chute de morceaux de béton
Conception et évaluation (suite)		
14 h 30	Anne Bélanger, <i>École Polytechnique</i>	Construction de dalles de pont en BHP avec fibres d'acier
14 h 45	Bruno Massicotte, <i>École Polytechnique</i>	Mise au point de mélanges pour la construction de tablier de pont en béton avec fibres d'acier
15 h		Pause café
15 h 30	Marcel Vallières, <i>MTQ</i>	Étude de la fatigue des structures de support d'équipements routiers - Application aux tours d'éclairage
Conception et évaluation (projets futurs)		
16 h	Marc Savard, <i>MTQ</i>	Instrumentation d'un pont intégral
16 h 15	Daniel Bernard, <i>MTQ</i>	Précontrainte par dénivellation d'appuis
16 h 30	Guy Richard, <i>MTQ</i>	Mot de clôture

Table des matières

TITRE	NUMÉRO
Construction d'une passerelle haubannée en aluminium	1
Évaluation du potentiel d'utilisation de l'aluminium dans les ouvrages d'art	2
Renforcement et instrumentation du pont de Sainte-Émilie-de-l'Énergie	3
Conception, construction et instrumentation d'un tablier de pont en béton armé à l'aide de matériaux composites	4
Essais statiques sur des glissières de ponts de types PL2 et PL3 en béton armé de barres en matériaux composites	5
Utilisation structurale des bétons fibrés	6
Concepts de dalles préfabriquées pour tabliers de ponts	7
Logiciel d'optimisation de la précontrainte	8
Facteurs d'amplification dynamique dans les dalles de roulement de pont en béton	9
Instrumentation et monitoring des appareils d'appui de type «chaise» du pont Laviolette	10
Construction de culées semi-intégrales pour le pont des Cascades de Saint-Jérôme	11
Béton projeté avec granulats exposés	12
Fissuration précoce des bétons	13
Utilisation de bétons à retrait compensés dans les travaux de réfection superficiels	14
Comportement des réparations structurales en béton	15
Protection cathodique de poutres en béton précontraint	16
La fissuration prématurée des parapets de ponts en béton	17
Utilisation de radar pour l'évaluation de tabliers de ponts	18
Techniques d'auscultation dédiées à la prévention de chute de morceaux de béton	19
Construction de dalles de pont en BHP avec fibres d'acier	20
Mise au point de mélanges pour la construction de tablier de pont en béton avec fibres d'acier	21
Étude de la fatigue des structures de support d'équipements routiers - Application aux tours d'éclairage ..	22
Instrumentation d'un pont intégral	23
Précontrainte par dénivellation d'appuis	24

CONSTRUCTION D'UNE PASSERELLE HAUBANNÉE EN ALUMINIUM

Martin Lemyre, ing. M.Sc. D.I.C.
BPR Groupe-conseil

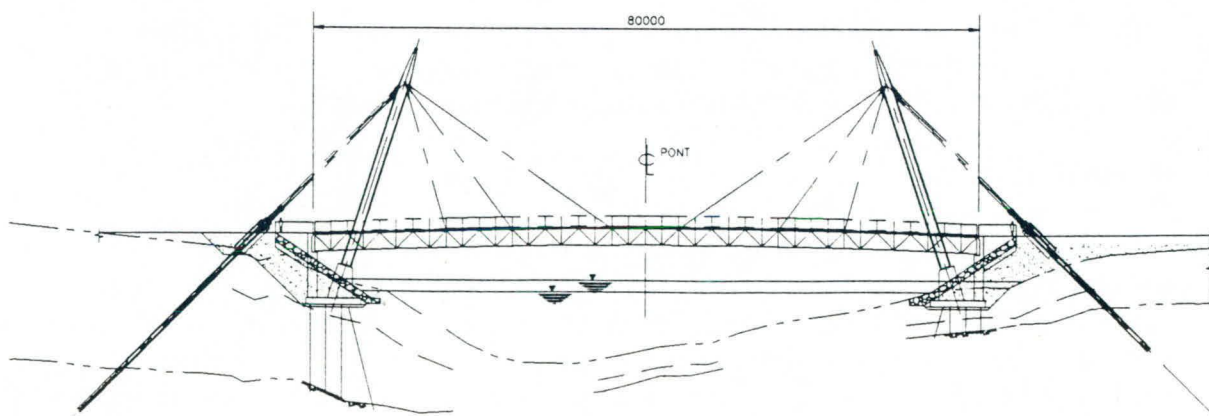
RÉSUMÉ : Une passerelle de 6 m x 80 m a été construite à Jonquière au-dessus de la rivière aux Sables. Toute la superstructure est en aluminium et est soutenue par des haubans raccordés à des mâts de 25 m de hauteur. Cet ouvrage se veut monumental et symbolique. Le design ainsi que la construction ont été profondément marqués par les spécificités de l'aluminium utilisé comme matériau structural.

INTRODUCTION

Cette passerelle, alors à l'état de projet, a fait l'objet d'une présentation à ce colloque l'an dernier. La Ville de Jonquière désirait qu'un lien piéton soit lancé au-dessus de la rivière aux Sables qui soit à la fois le point focal d'un parc linéaire en cours d'aménagement, de même qu'un monument célébrant la capitale mondiale de l'aluminium. Cet ouvrage a été réalisé à l'été 1998 à Jonquière selon un concept qui remplit effectivement cette mission.

RAPPEL DES PRINCIPES DE DESIGN ADOPTÉS

- Aucune pile en rivière, donc une portée de 80 m à franchir;
- Une charpente d'aluminium régulière et uniforme pour limiter le nombre de profilés différents;
- Le soutien d'un réseau de haubans pour soulager la superstructure d'aluminium;
- Aucune soudure sur l'aluminium structural; des joints boulonnés seulement (boulons inox.);
- Une isolation par néoprène à l'interface béton-aluminium;
- Des mâts en béton armé préfabriqué;
- Des culées sur pieux;
- Des tirants d'ancrage au roc prétendu;
- Des dalles du tablier en béton précontraint préfabriqué;
- Un écartement des points d'attache des câbles p/r au garde-corps pour nonaccès par les usagers.



CONSTRUCTION - LES FAITS SAILLANTS

- **Fondations**

Les premières difficultés rencontrées au chantier l'ont été au niveau du fonçage des tubes entourant les tirants d'ancrage au roc. Inclins à 45° et par groupes de quatre, ces tubes de 150 mm Ø rencontraient à l'occasion des obstacles gênant leur avance et résistant au forage. À quelques reprises, un télescopage à 125 mm Ø a dû intervenir pour atteindre le socle rocheux à des profondeurs allant jusqu'à 35m et s'y emboîter tout en conservant un dégagement suffisant aux manchons de 90 mm Ø des barres Dywidag de 57 mm Ø. Une fois emboîtées et injectées dans le roc, les barres d'ancrages furent tensionnées à 60% de leur limite élastique pour fins de vérification puis relâchées et bloquées à 15% de la limite élastique afin de garder une tension minimale. Les tubes furent alors injectées à pleine longueur.

Ces difficultés ont ralenti la marche des travaux car cette étape de l'ancrage des tirants arrière était préalable à l'érection des mâts.

- **Mâts**

Les mâts de béton préfabriqué font 25m de longueur et pèsent chacun 45 t.m. Ils ont été amenés au chantier et érigés avec une seule grue. Des haubans temporaires soutenaient le premier mât érigé jusqu'à ce que son jumeau vienne le rejoindre pour constituer une triangulation stable grâce aux tirants arrières. Le mât est évidé par un tube d'acier de 600 mm Ø logé en son axe. Ce tube est drainé au-travers de l'ergot de retenue latérale prévu sur la culée. L'appui des mâts à la culée est articulé par l'action d'un coussin de néoprène.

- **Superstructure d'aluminium**

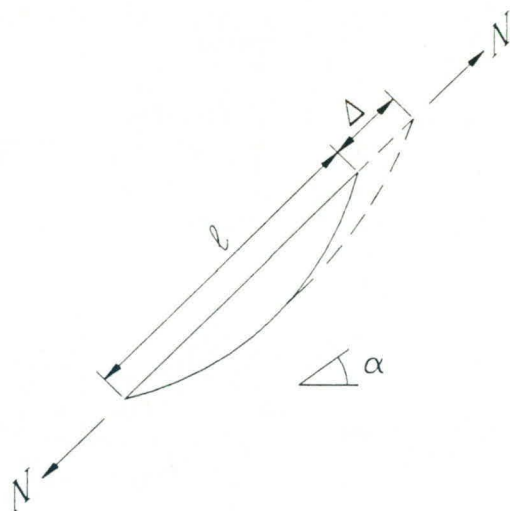
Les profilés d'aluminium ont été extrudés à partir de lingots d'aluminium Alcan. Les pièces ont ensuite été coupées et percées par l'entrepreneur en charpente au Saguenay puis expédiées à une usine à Verdun pour anodisation. De retour au Saguenay, une première étape d'assemblage a eu lieu en usine puis les fermes ont été amenées au site où une moitié complète de la superstructure a été assemblée sur la rive.

D'une masse de seulement 23 t.m., chaque moitié du pont a été mise en place par une seule grue puis suspendues aux haubans. Une butée temporaire avait été prévue à la culée. Les deux moitiés ont ensuite été raccordées l'une à l'autre au centre du pont.

- **Ajustements**

La super structure décrit un arc de cercle de l'ordre de 800 m de rayon correspondant à une surélévation de 1m à mi-portée du pont. La charpente d'aluminium a été dessinée et fabriquée sur la base de ce cintrage et donc, cette forme correspond à un état de repos. L'analyse structurale à l'étape de la conception a été fondée sur l'hypothèse qu'une telle forme circulaire était maintenue sous l'effet des charges mortes. Il était donc prévu que les haubans seraient ajustés au départ par l'action des dispositifs filetés afin de donner à la superstructure sa forme circulaire théorique en condition de charge morte. En conséquence, la souplesse du système de haubannage n'interviendrait que sous l'effet des charges vives.

Lors de l'érection de la charpente d'aluminium, un premier ajustement est intervenu pour donner une pré-cambrure de 75mm au-dessus de la cote théorique pour compenser pour l'effet des dalles de tablier à mettre en place par la suite. Ces dalles pèsent environ 3.0 kPa et la flexibilité de l'ensemble avait été établie autour de 120mm pour 4.8 kPa. Cependant, cette valeur correspondait à l'état d'une passerelle déjà chargée par un poids propre important, état dans lequel les haubans sont presque rectilignes. Sous le seul poids de l'aluminium, la traction dans les haubans est très faible et la flèche qu'accusent ces câbles sous leur poids propre réduit substantiellement leur rigidité axiale. Rappelons-nous en effet, que la rigidité axiale « k » d'un câble incliné est égale à :



$$k = \frac{N}{\Delta} = \frac{N \ell}{A E_{\text{comb}}}$$

$$\text{ou } E_{\text{comb}} = \frac{E_s}{1 + \frac{E_s}{E_f}}$$

$$E_f = \frac{12 \sigma^3}{\ell^2 \gamma^2 \cos^2 \alpha}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad \gamma = \text{POIDS VOLUMIQUE DU CÂBLE}$$

Cette rigidité tend vers « $N\ell/A E_s$ » lorsque la traction croît, que la flèche diminue et/ou que la pente tend vers la verticalité. Ainsi donc, la sur-cambrure à donner avait été sous-estimée. Cela devint très évident lorsqu'après avoir installé les dalles de tablier, l'élévation du dessus du pont se retrouva à 230 mm sous le niveau théorique désiré. Sous cette charge cependant, il était désormais impossible de rehausser le pont par l'action des dispositifs filetés. On examina alors sur modèle mathématique l'effet d'un cintrage ainsi réduit. La forme affaissée du pont, même de seulement 230mm sur 80m de portée induisait des contraintes dans l'aluminium aussi grandes que celles provoquées par la charge vive de 4.8 kPa sur toute la surface du pont. Cela était inacceptable. De plus, les tractions dans les câbles s'en trouvaient complètement débalancées. Le câble le plus court et le plus vertical reprenait plus que sa part et le câble le plus long moins que sa part étant donné que sa flèche initiale plus grande l'avait rendu plus souple. Il devint impérieux de ramener la superstructure à sa place.

Un dispositif fut « inventé » introduisant une paire de vérins hydrauliques autour de la manille fileté afin de libérer celle-ci de son effort axial et permettre un resserrement. L'opération fut menée de façon itérative jusqu'à obtention du profil désiré. Ce dispositif à vérins permit également de vérifier la charge effectivement supportée par chaque hauban et de la comparer à la valeur théorique provenant de l'analyse structurale. La différence ne dépassa pas 4% à la fin du processus et tout rentra dans l'ordre.

- **Tablier, garde-corps et éclairage**

Les dalles de tablier reposent sur des coussins de néoprène afin de couper tout contact avec l'aluminium et ainsi prévenir les effets galvaniques dommageables pour l'aluminium. Les garde-corps sont boulonnés à des pièces en acier inoxydable encastrées dans les dalles de tablier. Enfin, un éclairage général est pourvu visant à mettre en relief la silhouette du pont et en particulier de ses tours et haubans. L'effet est particulièrement saisissant en soirée.

- **Quelques faits et quelques chiffres**

Tablier

Portée totale : 80 m
 Tablier : 6 m de largeur
 Dalles précontrainte et préfab. 130 à 150mm ép..
 Fermes : 2 m hauteur
 Hauteur libre sous le pont : 5.75m
 Hauteur des mâts : 25 m

Coût total de construction : 1,500,000 \$
 Début des travaux : 22 mai 1998
 Ancrages au roc : du 18 juin au 10 sept. 98
 Érection des mâts et superstructure : Oct 98
 Tablier et finition : Nov. 98

Masses :

Structure d'aluminium : 33 tm
 Garde-corps d'aluminium : 9 tm
 Mâts évidés : 45 tm
 Tirants d'ancrage jusqu'à 35m de prof.

Conception : Génivel-BPR inc.
 - Martin Lemyre, ing.
 - Richard Fay, ing.
 - Pierre Labrie, ing.
 - Paul Arrien, ing.

ÉVALUATION DU POTENTIEL D'UTILISATION DE L'ALUMINIUM DANS LES OUVRAGES D'ART

Carol Roy
Professionnel de recherche

Denis Beaulieu
Professeur titulaire

Josée Bastien
Professeure adjointe

Département de Génie civil
Université Laval
Sainte-Foy (Québec)

Résumé : Les travaux présentés s'inscrivent dans le cadre d'un projet global portant sur l'utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers. Cet article présente une étude préliminaire comportant deux étapes. La première étape visait à identifier le type de système structural le plus avantageux, tant du point de vue structural que du point de vue économique et comprenait le dimensionnement de quelques dizaines de ponts avec poutres en aluminium. Les ponts ont été analysés à l'aide de la méthode du grillage et dimensionnés en s'appuyant sur certains critères de dimensionnement tirés de quelques normes de calcul de ponts. La première étape de l'étude a démontré que certains critères de calculs tels les critères de vibration, de flèche et de fatigue limitent grandement l'utilisation de l'aluminium dans les ponts. Dans la seconde étape, le point est fait sur la pertinence des limitations imposées par les normes actuelles et le système de pont qui s'est avéré le plus prometteur est analysé et dimensionné plus finement. Une attention spéciale est portée aux problèmes de dynamique, de fatigue et de calcul d'assemblages.

INTRODUCTION

Depuis quelques années, l'intérêt pour aluminium dans la construction des ponts semble être ravivé aux États-Unis et en Europe. Au Québec, l'Université Laval a initié un projet portant sur les possibilités techniques et économiques d'utiliser de l'aluminium dans les ponts routiers. Ce projet a débuté par deux études traitant de l'utilisation de tabliers d'aluminium dans le contexte québécois (Faucher et *al.* 1996, Arrien et *al.* 1995). Suite à ces travaux, l'utilisation d'un tablier d'aluminium avait été retenu comme solution techniquement possible pour le remplacement du tablier d'un pont démonstrateur proposé par le ministère des Transports du Québec. Cependant, après avoir réalisé une estimation des coûts d'utilisation du tablier d'aluminium, le MTQ a décidé d'abandonner ce projet.

À la suite des deux premières études, l'équipe composée des professeurs D. Beaulieu, A. Picard, J. Bastien et B. Massicotte a entrepris un projet de recherche de plus grande portée impliquant plusieurs partenaires. Parmi les partenaires, on peut citer, entre autres, des chercheurs universitaires, des ingénieurs du MTQ et des ingénieurs d'entreprises privées spécialisées dans la conception et la fabrication de structures d'aluminium. Le principal objectif de cette recherche était de concevoir un système de ponts routiers de moyenne portée en aluminium. Cependant, avant de débiter un projet de recherche de cette envergure, il est de mise de réaliser un étude

préliminaire afin de cibler un type de système pont utilisant l'aluminium dans la construction d'éléments porteurs de ponts routiers.

Cet article présente les travaux réalisés au cours de l'étude préliminaire qui comportait deux étapes. Dans la première étape, quelques dizaines de ponts routiers avec poutres en aluminium ont été dimensionnés. Dans la seconde étape, le point a été fait sur la pertinence des limitations imposées par les normes actuelles et le système de pont qui s'est avéré le plus prometteur a été analysé et dimensionné plus finement.

DESCRIPTION DES PONTS ANALYSÉS

L'étude comprend le dimensionnement préliminaire de 74 ponts et le dimensionnement complet de 3 ponts. Tous les ponts analysés possèdent une largeur hors tout de 11 400 mm et une largeur de voie carrossable de 10 500 mm. Deux portées typiques ont été retenues, soit une portée de 15 mètres (29 ponts) et une autre de 35 mètres (47 ponts). Les ponts du MTQ ont été dimensionnés selon le manuel de conception des structures-Tomes 1 et 2 (MTQ 1995, 1996).

Sept types de ponts avec poutres d'aluminium ont été analysés, soit des ponts avec poutres à âme pleine, des ponts à poutres triangulées de type Pratt, des ponts à poutres triangulées de type Howe, des ponts à poutres triangulées de type Warren, des ponts à poutres triangulées de type Bailey, des arches et des ponts avec poutres-caissons. En ce qui a trait aux ponts du MTQ, il s'agit de ponts avec des poutres longitudinales en acier et une dalle participante en béton armé de 200 mm d'épaisseur.

DESCRIPTION DES TABLIERS UTILISÉS

Quatre types de tabliers ont été utilisés dans la présente étude. Il s'agit d'une dalle participante en béton armé, d'une dalle non participante en béton armé, d'un tablier de Svensson et d'un tablier Alumadeck. Le tablier de Svensson a été développé par Lars Svensson au début des années 1980 et fut utilisé à plus de trente-cinq reprises en Suède. Le tablier de Svensson est constitué d'extrusions d'aluminium (6063-T6) multicellulaires de forme trapézoïdale (Fig. 1). Les extrusions sont simplement déposées transversalement sur les poutres principales, ce qui implique qu'il n'y a aucune action composite entre le tablier et les poutres. Les extrusions sont jointes latéralement les unes aux autres grâce à un assemblage de type mâle et femelle faisant partie de chaque extrusion. En ce qui a trait au tablier Alumadeck, il a été développé par un consortium formé de la Reynolds Metals Company et de la compagnie High Steel Structures. Jusqu'à présent aux États-Unis, deux tabliers de ponts ont été remplacés par le tablier Alumadeck. Le tablier Alumadeck est orthotropique, ce qui signifie que les efforts provenant de la circulation sont distribués par le tablier à la fois transversalement et longitudinalement. Le tablier est constitué de plusieurs extrusions multicellulaires d'aluminium. Les extrusions sont jointes longitudinalement les unes aux autres grâce à deux soudures à pénétration complète réalisées en usine et sont reliées bout à bout à l'aide d'un système mécanique (Fig. 2).

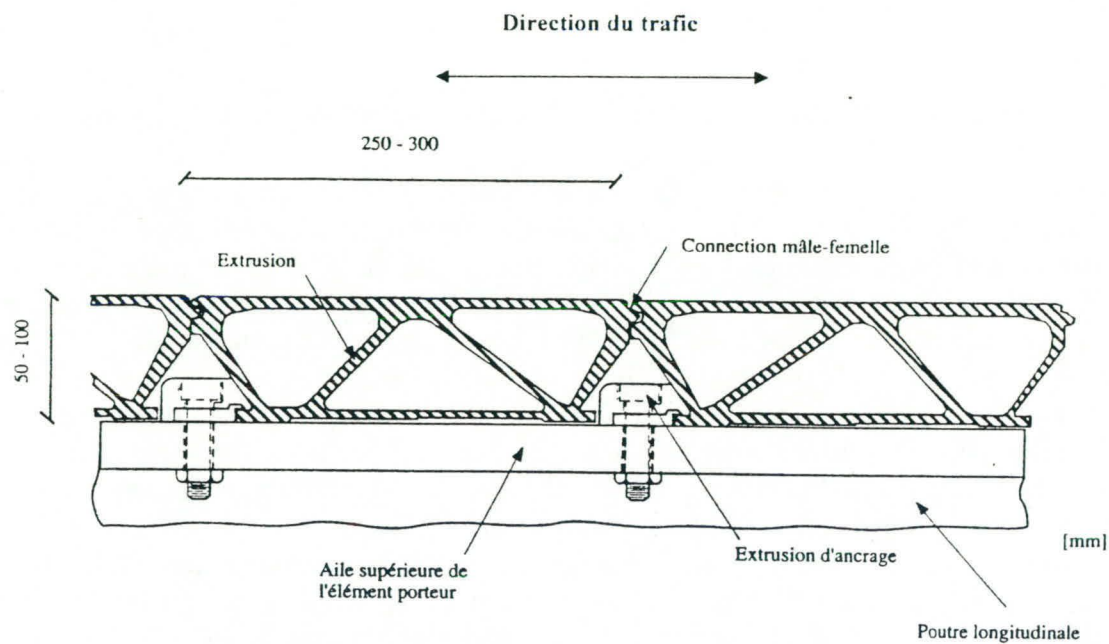


Figure 1 : Coupe transversale du tablier de Svensson

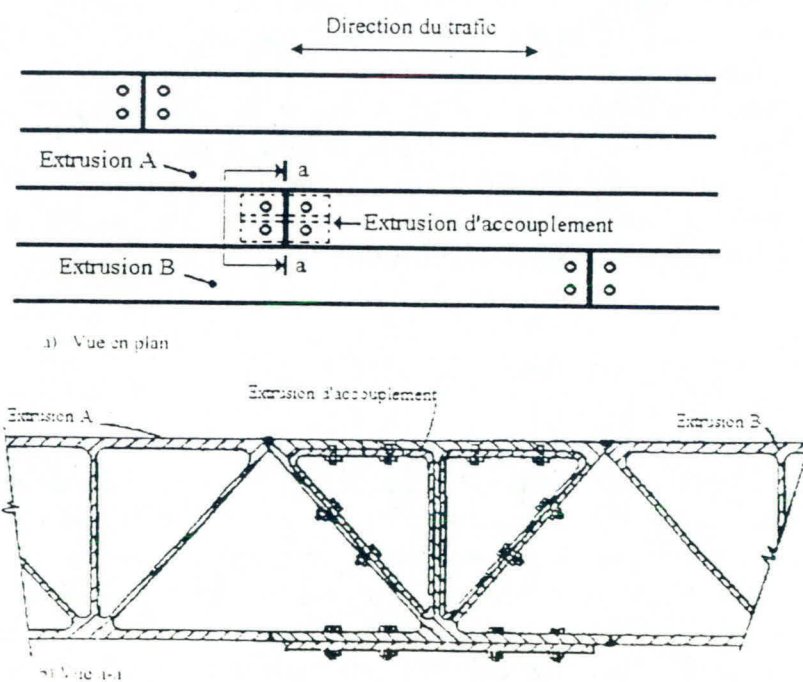


Figure 2 : Coupe transversale du tablier Alumadeck

Contrairement au tablier de Svensson, le tablier Alumadeck travaille de manière composite avec les poutres longitudinales. La liaison entre le tablier et les poutres est réalisée par l'intermédiaire de goujons et d'un coulis de ciment.

CRITÈRES DE DIMENSIONNEMENT ET HYPOTHÈSES D'ANALYSE

Les quatre critères de dimensionnement qui ont été retenus sont les critères de vibration, de flèche, de fatigue et de résistance ultime. Le critère de vibration est une exigence de la norme CAN/CSA-S6-88 (ACNOR 1990) et il a été vérifié pour l'état limite d'utilisation de type 1 de cette norme. Le critère de flèche est prescrit par la norme AASHTO LRFD (1994) et par le manuel de conception des structures du MTQ (1996). La flèche verticale maximale de la travée ne doit pas dépasser $1/800$ de la portée, car nous avons considéré que les ponts ne sont pas situés en zone urbaine. À l'exemple du critère de vibration, le critère de flèche a été vérifié pour l'état limite d'utilisation de type 1 de la norme S6. Les critères de fatigue et de résistance ultime sont tirés de la norme AASHTO LRFD (1994), car la résistance de l'aluminium, en général, n'est pas traitée dans la norme canadienne des ponts (ACNOR 1990). De plus, la norme canadienne CAN3-S157-M83 (ACNOR 1985), portant sur le calcul de la résistance des structures en aluminium, ne couvre pas les ponts. Cependant, la résistance à la fatigue a été vérifiée pour l'état limite d'utilisation de type 1 de la norme S6 et la résistance ultime a été vérifiée pour la combinaison des charges 1 de la norme S6.

Concernant les hypothèses d'analyse, une analyse par grillage a été effectuée sur chacun des ponts de l'étude afin de distribuer les charges routières sur les éléments porteurs. De plus, une analyse tridimensionnelle a été réalisée pour les ponts avec poutres triangulées. Les analyses sont toutes linéaires et elles ont été effectuées avec l'aide du logiciel Visual Design (Civil Design 1997). Les ponts ont été analysés en considérant la surcharge normalisée QS660 recommandée par le MTQ (1994) ainsi que les dispositions de la norme S6 (ACNOR 1990). Les critères de vibration et de flèche ont été vérifiés pour tous les ponts de l'étude. Cependant, la résistance des tabliers n'a pas été calculée. La principale différence entre le dimensionnement préliminaire d'un pont et le dimensionnement complet du même pont réside dans le dimensionnement des assemblages entre les différentes membrures constituant les poutres triangulées.

RÉSULTATS DE L'ÉTUDE

La première étape a démontré que certains critères pénalisent les ponts en aluminium. Le critère de vibration régit le dimensionnement de la majorité des ponts en aluminium et le critère de flèche contrôle le dimensionnement lorsque le critère de vibration ne le contrôle pas. De plus, le type de tablier influence grandement le comportement structural du pont puisque plus le poids du tablier est faible, plus la première fréquence de vibration est grande. Étant donné que le critère de vibration dépend de la première fréquence de vibration du pont, cette dernière influence aussi le coût de construction du pont. Ainsi, les tabliers en aluminium de type Svensson ou Alumadeck, ne sont pas appropriés pour les ponts avec système porteur en aluminium, en raison de leurs coûts élevés et de leur légèreté, ce qui n'enlève rien à leur utilité lorsqu'utilisés pour la réhabilitation des tabliers de ponts existants (Roy et al. 1999). Il est aussi ressorti que les solutions les plus

économiques ont été systématiquement obtenues pour des ponts en aluminium possédant une dalle participante en béton armé (Fig. 3 et 4). On note sur les figures 3 et 4 que c'est le pont de type Pratt qui s'avère le plus économique, quelle que soit la portée, et que les ponts avec poutres à âme pleine en aluminium sont légèrement plus coûteux.

L'objectif de la deuxième étape était d'analyser et de dimensionner plus finement le système de pont ayant présenté les meilleurs résultats lors de la première étape. Une attention spéciale a aussi été portée aux problèmes de dynamique et de fatigue ainsi qu'au calcul des assemblages. Il est ressorti de l'analyse des ponts que les critères de fatigue et de résistance ultime régissent le dimensionnement de la majorité des ponts étudiés lors de la seconde étape. Du point de vue économique, le pont dimensionné complètement présentant le coût de construction le plus faible est égal à 361 695\$ (Fig. 5), ce qui est 70 % plus élevé que le coût du pont standard du MTQ. Du point de vue structural, les poutres d'aluminium ont des dimensions importantes. De fait, les poutres ont une profondeur de 4 000 mm aux appuis et de 2 000 mm au centre de la portée. Des poutres de pont d'une telle profondeur sont possibles dans un contexte d'étude théorique, mais elles s'avèrent irréalistes en pratique pour des raisons de transport, de manutention et de dégagement vertical sous le pont. Pour la même portée, le pont standard du MTQ est fait de poutres ayant une profondeur de 1 800 mm (Roy et *al.* 1999a).

En ce qui a trait aux problèmes de fatigue, ceux-ci pénalisent grandement les ponts en aluminium, mais aussi les structures de supersignalisation en aluminium sous la responsabilité du ministère des Transports du Québec. De plus, les recommandations diffèrent beaucoup d'une norme à l'autre.

Plusieurs aspects concernant les assemblages boulonnés ont été abordés. Les assemblages boulonnés dimensionnés dans l'étude réduisent la résistance à la fatigue et la résistance ultime en traction des membrures. Notons que les assemblages antiglisement sont acceptés seulement dans certaines normes.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Une des conclusions importantes émergeant de cette phase des travaux de recherche est que le développement d'un système de pont en aluminium de moyenne portée semble être difficilement un projet viable, tant du point de vue structural que du point de vue économique. Il a été conclu que la poursuite des travaux porterait sur l'étude de problèmes plus définis qui seront utiles aussi à d'autres utilisations de l'aluminium, tel que les supersignalisations et les passerelles. Les domaines visés touchent, entre autres, la fatigue, les assemblages antiglisement et le développement d'un tablier pour la réhabilitation des ponts.

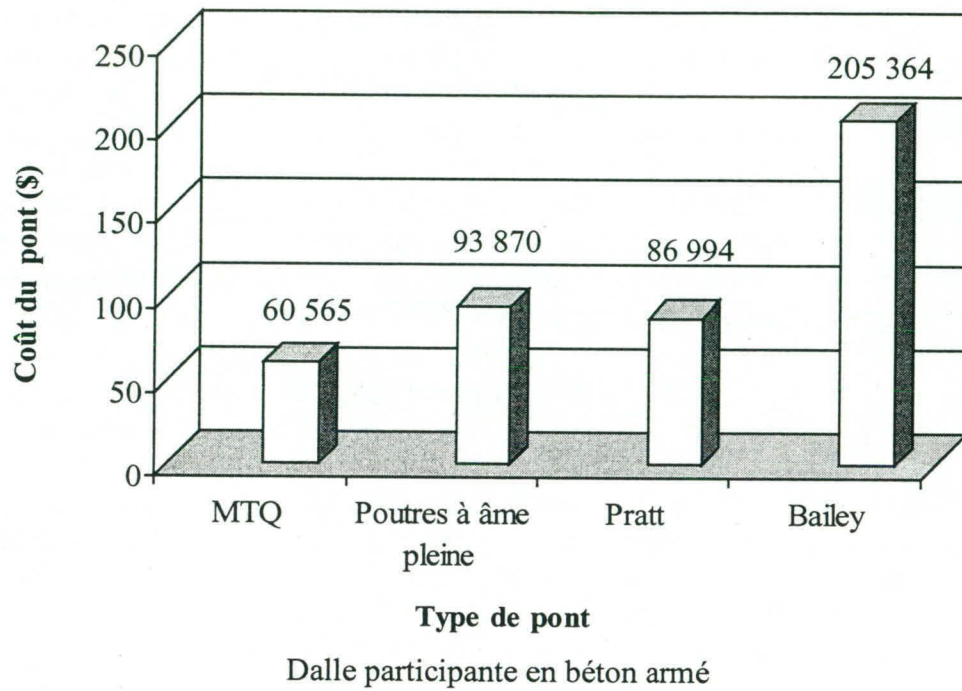


Figure 3 – Coût d'un pont de 15 m (dimensionnement préliminaire)

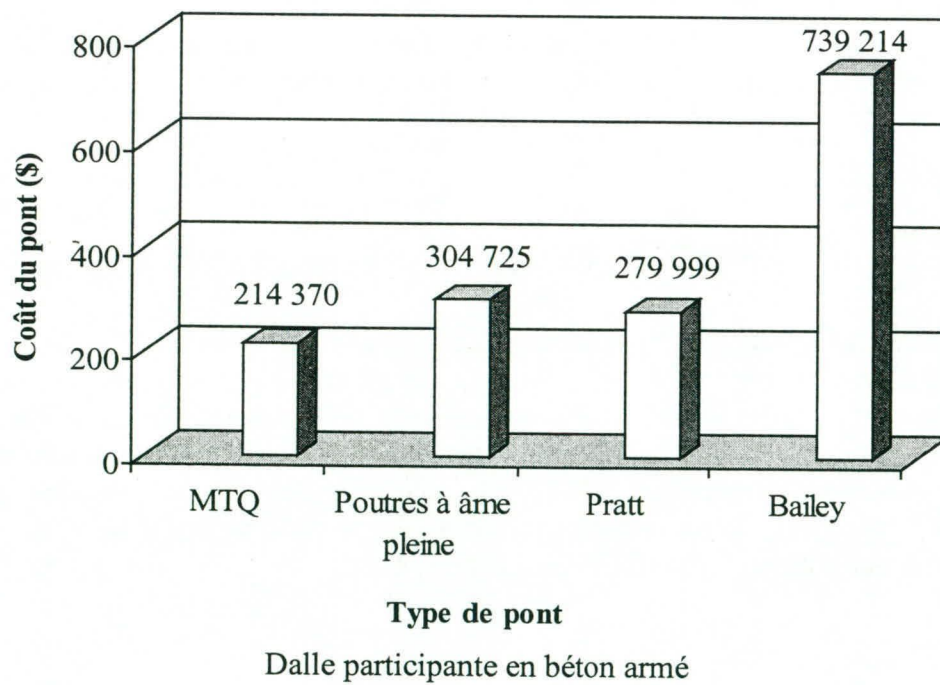
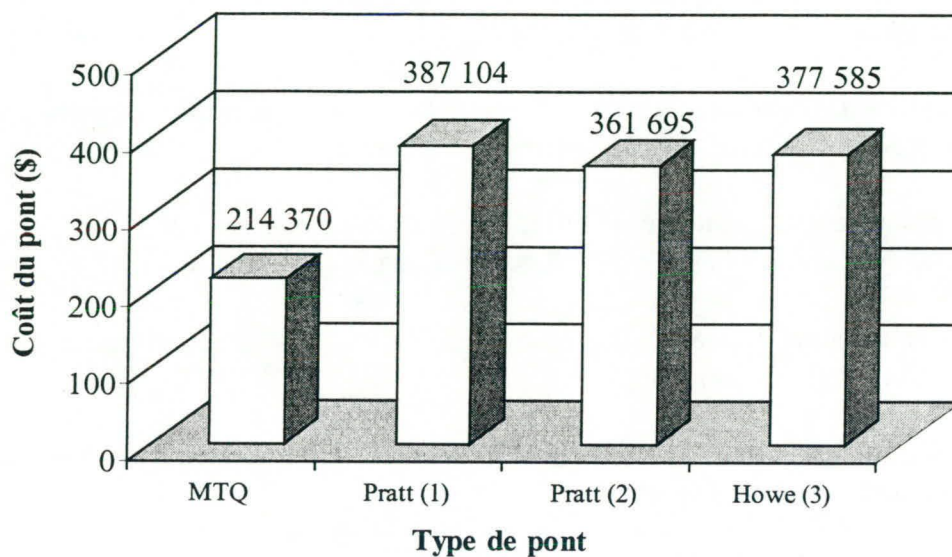


Figure 4 – Coût d'un pont de 35 m (dimensionnement préliminaire)



Dalle participante en béton armé

- (1) Poutres triangulées incluant des câbles de précontrainte
- (2) Poutres triangulées ayant une profondeur variable
- (3) Poutres triangulées ayant une profondeur variable

Figure 5 – Coût d'un pont de 35 m (dimensionnement complet)

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier les professeurs André Picard et Bruno Massicotte pour leur précieuse contribution à ce projet. Les auteurs tiennent également à remercier le ministère des Transports du Québec, Technomarine, le CQRDA, le CRSNG et le Fonds FCAR pour leur soutien tant financier que technique.

RÉFÉRENCES

- American Association of State Highway and Transportation Officials**, 1994. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington, D.C.
- Arrien P., Bastien J., Beaulieu D.**, 1995. *Le remplacement d'un tablier de pont par un tablier en aluminium*, Rapport GCT-95-21, Département de génie civil, Université Laval, 86 p.
- Association canadienne de normalisation**, 1985. *Calcul de la résistance mécanique des éléments en aluminium*, CAN3-S157-M83. Rexdale, Ontario (Éd. française), 75 p.
- Association canadienne de normalisation**, 1990. *Calcul des ponts-routes*, CAN/CSA-S6-88. Rexdale, Ontario (Éd. française), 356 p.
- Association canadienne de normalisation**, 1996. *Canadian Highway Bridges Design Code*. version préliminaire, Rexdale, Ontario.
- Faucher R., Beaulieu D., Bastien J.**, 1996. *Utilisation des produits d'aluminium pour la réhabilitation des ponts dans le contexte canadien*, Rapport GCT-95-22, Département de génie civil, Université Laval, 83 p.
- Logiciels d'ingénierie CivilDesign inc**, 1997. *Visual Design version 4.5. compilation 0.148*, Longueuil, Québec.
- Ministère des Transports du Québec**, 1994. *Conception des ouvrages d'art*. Direction des structures, Québec, Québec.
- Ministère des Transports du Québec**, 1995. *Manuel de conception des structures-Tome 2*. Direction des structures, Québec, Québec.
- Ministère des Transports du Québec**, 1996. *Manuel de conception des structures-Tome 1*. Direction des structures, Québec, Québec.
- Roy C., Beaulieu D. et Bastien J.**, 1999. Évaluation du potentiel d'utilisation de l'aluminium dans les ouvrages d'art. Rapport GCT-99-03, Département de Génie civil, Université Laval, Ste-Foy, Québec, 166 p.
- Roy C., Bastien J., Beaulieu D., Picard A., Massicotte B.**, 1999a. Utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers. Rapport GCT-99-05, Département de Génie civil, Université Laval, Ste-Foy, Québec, 79 p.

RENFORCEMENT ET INSTRUMENTATION DU PONT DE SAINTE-ÉMÉLIE-DE-L'ÉNERGIE

Pierre Rochette
Étudiant au doctorat

Marc Demers
Associé de recherche

Pierre Labossière
Professeur titulaire

Kenneth W. Neale
Professeur titulaire

Département de génie civil
Université de Sherbrooke
Sherbrooke (Québec) J1K 2R1

RÉSUMÉ : Le pont de Sainte-Émélie-de-l'Énergie a été renforcé et instrumenté en septembre 1998. Le renforcement a consisté à coller des matériaux composites sur la surface des poutres en béton, pour en augmenter la résistance en flexion et aux efforts tranchants. L'ensemble des travaux a duré un peu moins de six semaines. La configuration du renforcement et le type de matériau avaient été choisis en fonction des résultats d'études préalables réalisés à l'Université de Sherbrooke. Deux systèmes de mesure des déformations ont été installés, en parallèle, pour évaluer le comportement du pont, soit des jauges résistives et des capteurs à fibre optique. Des essais de chargement contrôlé, dirigés par le ministère des Transports du Québec, effectués avant et après les travaux de renforcement, ont permis de mesurer les gains de rigidité résultant de la mise en place des matériaux composites.

INTRODUCTION

Le projet présenté dans cet article consistait à renforcer et à instrumenter le pont de la route 131 qui traverse la rivière Noire à Sainte-Émélie-de-L'Énergie. Ce projet, qui s'inscrit dans la recherche de solutions durables et économiques au problème du vieillissement des ouvrages d'art, innovait de par l'utilisation de matériaux composites collés sur le béton, pour le renforcement structural en flexion et aux efforts tranchants. Il s'agissait de la première utilisation de cette méthode sur un ouvrage d'art du ministère des Transports du Québec (MTQ).

Le pont de Sainte-Émélie a été renforcé avec des matériaux composites, à l'automne 1998, en utilisant une configuration établie à partir de résultats d'essais de laboratoire. Le comportement du pont a été évalué lors d'essais de chargement avant et après le renforcement. Durant ces essais, les déformations ont été mesurées avec une instrumentation conventionnelle ainsi qu'avec un réseau de capteurs à fibre optique.

Cet article présente un aperçu des travaux réalisés en chantier. Les caractéristiques du pont font d'abord l'objet d'une brève description. On décrit ensuite les propriétés des matériaux utilisés pour le renforcement, la configuration choisie ainsi que les étapes de leur mise en place. Finalement, un sommaire des différents types d'instruments de mesure ainsi que des procédures suivies lors des essais de chargement est présenté.

CARACTÉRISTIQUES DU PONT

Le pont de Sainte-Émélie était considéré par le MTQ comme étant en très bon état, et les surfaces de béton ne présentaient aucun signe de dégradation inquiétant. Cependant, sa résistance à la flexion et aux efforts tranchants était inférieure aux exigences des normes actuelles. Ces deux caractéristiques en faisaient un ouvrage particulièrement approprié pour une évaluation *in situ* de la technique de renforcement décrite précédemment. Des études en laboratoire et des modèles numériques préalables aux travaux sur ce site, réalisés à l'Université de Sherbrooke (LAMOTHE *et coll.*, 1998; LAPIERRE *et coll.*, 1998), avaient confirmé le potentiel de renforcement de l'ouvrage.

Le pont de Sainte-Émélie a été construit en 1951, conformément à la charge de conception du camion H20. Il s'agit d'un pont à une seule travée, formé de quatre poutre en béton armé avec dalle participante, d'une portée simple de 21.335 m. Sa largeur est de 11.2 m alors que celle des voies carrossables est de 9.144 m. Les poutres en *T*, espacées de 2 743 mm, possèdent une âme mesurant 457 mm de largeur par 1 524 de hauteur; l'épaisseur de la dalle est de 191 mm.

L'objectif du projet était de renforcer le pont pour qu'il rencontre les exigences de la norme S6-88 et la charge de conception du camion QS660. Pour respecter ces conditions, les résistances à la flexion et aux efforts tranchants ont dû être augmentées de 35% et de 20%, respectivement.

TRAVAUX DE RENFORCEMENT

Les travaux de renforcement se sont échelonnés du 8 septembre au 16 octobre 1998. Ils ont débuté par l'installation de la plate-forme de travail sous le pont, la réparation du béton et la préparation des surfaces au jet de sable. L'étape suivante a consisté à mettre en place les matériaux composites. Les figure 1 et 2 illustrent ces opérations. On a d'abord procédé au collage, sous chaque poutre, de six bandes de Carbodur S614 (fibres de carbone) de 60 mm de largeur, pour le renforcement en flexion (figure 1a). L'augmentation de la résistance aux efforts tranchants et l'ancrage du renfort de flexion ont ensuite été assurés par la pose des bandes de fibres de verre Sikawrap Hex 100G, disposées en forme de *U*, du haut d'une face latérale de la poutre à l'autre (figure 1b). L'espacement entre les bandes et leur largeur respective varient selon la position sur la poutre. La figure 2 montre la configuration des matériaux composites.

Pour éviter d'avoir à dévier le trafic, les poutres ont été renforcées par paires, ce qui a permis de ne fermer qu'une voie de circulation à la fois. La mise en place du renforcement sur chaque paire de poutres, incluant la cure de la résine, a duré une semaine.

INSTRUMENTATION ET ESSAIS DE CHARGEMENT

Dans le but d'évaluer le comportement structural du pont, d'en faciliter l'inspection au cours des prochaines années, et de s'assurer ainsi de la durabilité du renforcement, un système de monitoring expérimental a été intégré à l'ouvrage. En raison des objectifs à long terme du projet d'instrumentation, le choix d'un système de mesure ayant une espérance de vie suffisamment longue s'imposait. Deux systèmes de mesure des déformations ont donc été installés. Des jauges résistives et des capteurs à fibre optique ont été fixés au même endroit, sur différents éléments de la structure, notamment sur les armatures de flexion et sur les matériaux composites.

L'instrumentation conventionnelle avec jauges résistives a servi à corroborer les mesures prises avec les capteurs à fibre optique.

Le laboratoire mobile du MTQ a dirigé des essais de chargement comparatifs, dans le but de mesurer les gains de rigidité apportés par les matériaux composites. Des séquences de chargement identiques ont été imposées à la structure, par trois camions à quatre essieux d'environ 33 tonnes chacun, avant et après le renforcement. Les résultats de ces essais ont également permis de calibrer les modèles de comportement du pont. La répétition de ces essais, combinée à un suivi à long terme, servira à établir la durabilité de cette technologie de renforcement.

CONCLUSION

On a réalisé avec succès, par le projet du pont de Sainte-Émlie, l'application en chantier d'une technologie de renforcement des poutres en béton, qui jusqu'à lors, n'avait été expérimentée qu'en laboratoire. De plus, les nombreuses informations obtenues des instruments de mesure, lors des essais de chargement, ont confirmé les hypothèses de design quant au comportement en service du pont.

Enfin, il est envisagé de relier le réseau de capteurs à fibre optique à un poste de travail par ligne téléphonique. Cette façon d'interroger la structure permettra au responsable d'obtenir des informations sur le pont en quelques minutes, sans quitter son bureau, et ce aussi souvent qu'il le désire.

RÉFÉRENCES

- LAMOTHE, P., LABOSSIERE, P. et NEALE, K.W. (1998). Post-Strengthening of Reinforced Concrete T-Beams with Composite Materials, *Compte rendu du Congrès annuel de la Société canadienne de génie civil*, J.P. Newhook et L.G. Jaeger éd., Halifax, Nouvelle-Écosse, pp. 623-631.
- LAPIERRE, P., LABOSSIERE, P. et NEALE, K.W. (1998). Modélisation de poutres en T en béton armé renforcées avec des matériaux composites, *Compte rendu du Congrès annuel de la Société canadienne de génie civil*, J.P. Newhook et L.G. Jaeger éd., Halifax, Nouvelle-Écosse, pp. 613-622.



(a)



(b)

Figure 1 : Mise en place des matériaux composites : (a) renforcement en flexion (Carbodur);
(b) bandes en U (Sikawrap)

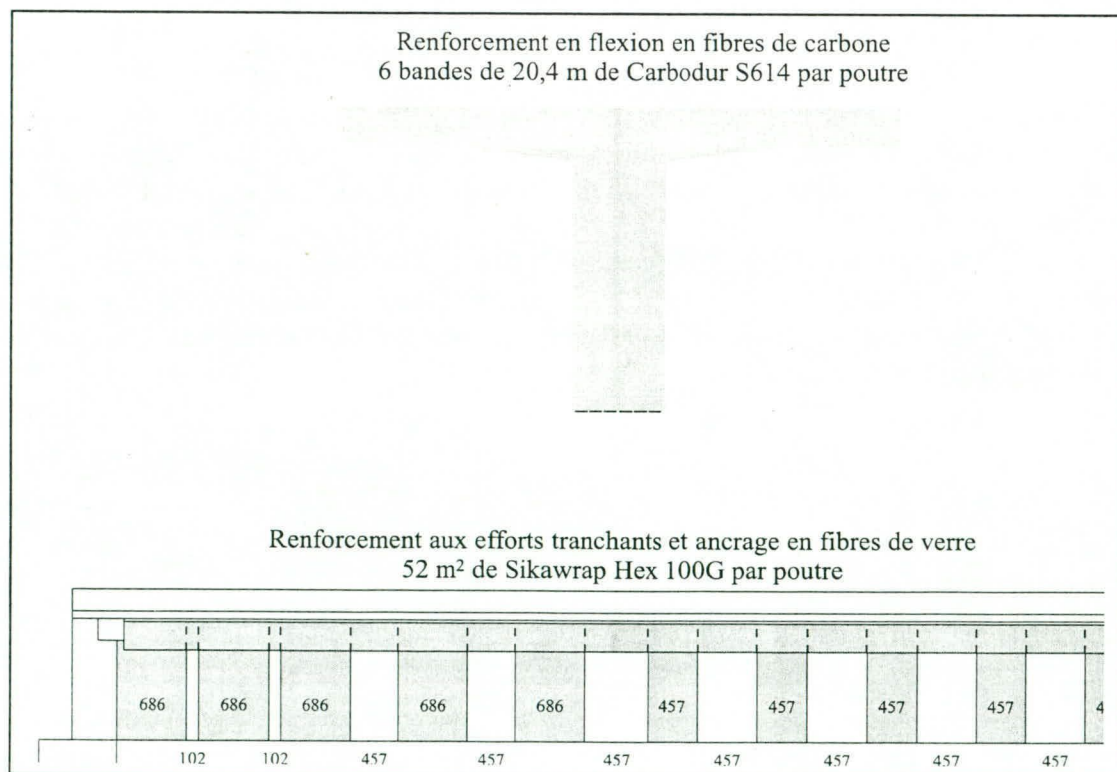


Figure 2 : Configuration du renforcement de matériaux composites

CONCEPTION, CONSTRUCTION ET INSTRUMENTATION D'UN TABLIER DE PONT EN BÉTON ARMÉ À L'AIDE DE MATÉRIAUX COMPOSITES

R. Masmoudi, M. Chekired, Z. Debbache, J-F. Nicole, B. Benmokrane,

ISIS-Sherbrooke, Département de génie Civil, Université de Sherbrooke
Sherbrooke, Québec, J1K 2R1

Abstract: Cet article décrit le projet du pont Joffre où une portion du tablier en béton armé a été renforcée à l'aide d'une armature en matériaux composites à base de fibres de carbone. Le pont Joffre, situé au dessus de la rivière St-François à Sherbrooke, Québec, est formé de 5 portées longitudinales (avec des longueurs entre les piliers variant de 26 à 37 mètres) et de 4 portées transversales de longueur 3,7 mètres chacune. La surface de la portion renforcée à l'aide de matériaux composites totalise 7,3 m x 11,5 m. De plus, une portion des glissières et des trottoirs du pont a été armée à l'aide de barres en matériaux composites à base de fibres de verre. Afin d'optimiser le design de la dalle du tablier du pont, quatre dalles unidirectionnelles à grande échelle ont été soumises à des chargements statiques et cycliques en laboratoire. Aussi, plus de 180 instruments de mesure incluant des capteurs à fibre optique, des jauges de déformation électriques, des jauges à cordes vibrantes et des thermocouples ont été intégrés au pont Joffre à des localisations stratégiques. Les résultats des essais de flexion sur les dalles sont présentés dans cet article en termes de déflection, de capacité ultime et de la largeur de fissure. De plus, des résultats typiques d'essais de chargement statique et dynamique réalisés sur le pont (un an après sa mise en service) à l'aide de camions lourds avec poids calibrés sont aussi présentés.

Mots clés: Tablier de pont, béton armé, armature en matériaux composites, poutre maîtresse, capteurs à fibre optique, instrumentation, chargements statiques et cycliques, déformations, déflection, largeur de fissure.

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 et l'éclatement du béton (gel/dégel, séchage/mouillage, humidité, sels de déverglaçage, surcharges mécaniques dues à un flux de circulation de plus en plus dense et à des moyens de transports de plus en plus lourds). Par conséquent, la durée de vie des tabliers de ponts se trouve considérablement réduite engendrant ainsi des coûts de réparation très élevés. L'utilisation de béton à faible perméabilité, l'augmentation de l'épaisseur de recouvrement, le traitement des surfaces extérieures du béton à l'aide de silanes, la protection cathodique des renforcements, le revêtement de l'acier à l'aide d'une couche de résine d'époxyde, la galvanisation et l'utilisation de l'acier inoxydable sont les principales techniques qui ont été considérées en pratique pour retarder la corrosion de l'acier et l'éclatement du béton. Cependant, ces matériaux et techniques se sont avérés inefficaces, surtout dans le cas de structures exposées à des environnements particulièrement agressifs, telles que les tabliers de ponts, les constructions côtières et les stationnements multi-étagés dans les régions nordiques où l'on a souvent recours à l'utilisation de sel et de produits pour le déverglaçage. L'une des technologies, de plus en plus utilisée, consiste en l'utilisation de renforcement non-corrosifs en matériaux composites à base de fibres organiques et inorganiques et d'une matrice polymère [1-4]. En plus d'être très résistants à la corrosion, les renforcements en matériaux composites présentent d'autres avantages par rapport à l'armature conventionnelle en acier en termes de légèreté, de résistance mécanique et de neutralité électromagnétique. L'armature à béton en matériaux composites peut donc constituer une solution très avantageuse pour les tabliers de ponts (dalles et poutres) [5-7].

À la suite d'une dégradation importante de la dalle du tablier et des poutres principales, la Ville de Sherbrooke a entrepris en juillet 1997, en collaboration avec le ministère des Transports du Québec, des travaux de reconstruction majeure du pont Joffre. Ces travaux consistaient à reconstruire et élargir le tablier et à remplacer les poutres principales en béton précontraint par des poutres en acier. Dans ce contexte, l'implantation de la technologie de l'armature à béton en matériaux composites combinée à celle des capteurs à fibres optiques a été retenue. Cette utilisation des deux technologies permet de concevoir des structures non-corrosives, durables et dites "intelligentes".

OBJECTIFS DU PROJET

Les objectifs de ce projet d'envergure réalisé pour une première fois au Québec sont: 1) Implanter la technologie des matériaux composites dans la construction et la réhabilitation des ponts, 2) Permettre l'évaluation de la performance, à court et à long termes, des renforcements en matériaux composites sous charges de services et sous des conditions environnementales réelles et 3) Implanter et tester la technologie d'instrumentation à l'aide de capteur à fibre optique.

ÉTUDE EN LABORATOIRE

Afin d'évaluer le comportement à la flexion, sous chargements statique et cyclique, de dalles en béton armé de renforcement en matériaux composites, quatre dalles à grande échelle ont été testées. Les détails du programme expérimental et les résultats obtenus sont présentés dans les sections suivantes.

Matériaux

Le renforcement en polymère renforcé de fibre de carbone (PRFC) est un composite sous forme de treillis connu sous le nom commercial Nefmac. Deux types de treillis ayant une section rectangulaire ont été utilisés. Le premier (Nefmac C16) ayant une épaisseur constante de 16 mm, forme un grillage avec des espacements longitudinal et transversal de 200 mm et 100 mm respectivement. Le type Nefmac C16 a été utilisé pour les dalles JB1 et JB2. Le deuxième type (Nefmac C19-R2) est identique au premier à l'exception de l'épaisseur qui est de 19 mm. Le type Nefmac C19-R2 a été utilisé pour la dalle JB4. Des essais expérimentaux utilisant la méthode d'immersion dans l'eau ont donné une masse volumique du produit Nefmac de 1360 kg/m^3 . Aussi, des essais de traction statique ont donné en moyenne les résultats suivants: 1) résistance à la traction égale à 1400 MPa, 2) module d'élasticité égal à 90 GPa et 3) déformation ultime égale à 1,55 %.

De plus, de l'acier ordinaire ayant une nuance $f_y = 400 \text{ MPa}$ et du béton normal et commercial ont été utilisés. Des essais de compression statiques réalisés sur des cylindres 100 mm x 200 mm ont donné une résistance à la compression du béton à 28 jours de 45 MPa et un module d'élasticité de 37 GPa.

Les dalles à grande échelle

Quatre dalles unidirectionnelles ont été testées en flexion. Les dimensions des quatre dalles sont: 3200 mm de longueur, 1000 mm de largeur et 260 mm d'épaisseur. Le tableau 1 présente les numéros de référence, le type de renforcement utilisé, la section totale de l'armature principale et le pourcentage d'armature, pour chacune des quatre dalles. Les dalles JB1 et JB2 sont armées en traction d'un treillis Nefmac de type C16, alors que la dalle JB3 est armée de barres d'acier de diamètre 15 mm espacées longitudinalement de 225 mm et transversalement de 150 mm. La dalle JB4 est armée en traction de treillis Nefmac de type C19-R2. La figure 1 montre une vue de ce dernier type de treillis en matériaux composites.

Comme armature supérieure, de l'acier ordinaire lisse ayant un diamètre de 6 mm a été utilisé pour les quatre dalles. Cette armature forme un grillage de 100 mm x 100 mm d'espacements longitudinal et transversal.

Instrumentation et montage expérimental

L'instrumentation de chaque dalle est composée de: 1) deux LVDTs installés à mi-portée pour mesurer la déflexion maximale, 2) cinq jauges électriques collées sur les faces latérales de la dalle, 3) deux jauges électriques collées sur la face supérieure (comprimée) et au milieu de la dalle, 4) deux LVDTs à haute résolution pour mesurer l'ouverture des fissures et 5) onze jauges électriques collées sur l'armature principale de traction pour mesurer sa déformation. Pour la dalle JB4, deux capteurs à fibre optique ont été intégrés au treillis Nefmac C19-R2 durant sa fabrication (Figure 1) et deux autres ont été placés dans le béton pour mesurer l'effet du retrait et de la variation de la température du béton durant la période de mûrissement.

Deux modes de chargement ont été utilisés. Le premier, à quatre lignes de flexion, a été utilisé pour la dalle JB1. Ce mode de chargement, à quatre lignes de flexion, a été utilisé lors d'une étude précédente sur le comportement à la flexion de dalles unidirectionnelles en béton armé d'armature en matériaux composites à base de fibres de carbone et de fibres de verre [8]. La distance entre les lignes de charge est de 1000 mm et elles sont positionnées au tiers central de la portée de 3000 mm. Le deuxième mode de chargement est une charge concentrée placée au milieu de la face supérieure de la dalle. Un vérin hydraulique (de type MTS) de capacité 500 kN et un système d'acquisition de données ont été utilisés. La figure 2 montre le montage expérimental, à charge concentrée, utilisé pour les dalles JB2, JB3 et JB4. Cette dernière (dalle JB4) a été soumise, en premier lieu, à plus de quatre millions de cycles. L'amplitude des charges cycliques a été variée entre 10 kN et 100 kN. Les deux premiers millions ont été réalisées à une fréquence de 2Hz, alors que les deux derniers millions de cycles ont été à 3 Hz de fréquence.

RESULTATS DE L'ÉTUDE EN LABORATOIRE

Largeur des fissures sous chargement statique: la figure 3 montre et compare les largeurs de fissures mesurées pour les quatre dalles testées. Notons qu'au niveau des charges de service (≈ 100 kN), la largeur des fissures de la dalle JB4 est très proche de celle de la dalle JB3 armée de barres d'acier conventionnelles. De plus, cette figure montre, comme on s'attendait, que le treillis Nefmac C19-R2 génère des largeurs de fissures plus faibles que le treillis Nefmac C16. Une analyse théorique utilisant les équations de prédiction des codes ACI [9] et CSA [10] a été réalisée et les résultats sont publiés ailleurs [11].

Largeur des fissures sous chargement cyclique: la figure 4 montre la variation de la largeur des fissures sous chargement cyclique. Il est important de noter qu'après quatre millions de cycles, la largeur maximale des fissures est d'environ 0,42 mm, ce qui représente une bonne performance.

Déflexion maximale sous chargement statique: la figure 5 présente les courbes charge-déflexion des quatre dalles testées. Au niveau des charges de service (≈ 100 kN), la déflexion maximale de la dalle JB4 est environ 8 mm, comparativement à 6 mm pour la dalle JB3, alors que les dalles JB1 et JB2 ont donné lieu à des déflexions maximales d'environ 10 mm sous le

même niveau de chargement. Aussi, une analyse théorique utilisant les équations de prédiction des codes ACI [8] et CSA [9] a été réalisée et les résultats sont publiés ailleurs [11].

Déflexion maximale sous chargement cyclique: Le comportement charge-déflexion sous chargement cyclique est montré à la figure 6. On peut conclure qu'après quatre millions de cycles, la déflexion maximale mesurée est d'environ 12 mm.

Après les chargements cycliques, la dalle JB4 a été menée à la rupture sous chargement statique. Les déflexions et les largeurs des fissures mesurées sont présentées aux figures 3 et 5. La charge de rupture enregistrée de la dalle JB4 est de 290 kN.

Déformations de l'armature et du béton: La figure 7 présente les comportements des différents types de renforcements utilisés et du béton, en terme de déformations en fonction du moment maximum appliqué. Cette figure montre que le renforcement de type Nefmac C19-R2 présente des déformations quasi-identiques aux barres d'acier conventionnelles, donnant lieu à un meilleur contrôle de la largeur de fissure et de la déflexion de la dalle. Se basant sur les résultats expérimentaux présentés ci-dessus, le renforcement Nefmac C19-R2 a été sélectionné comme armature pour la dalle du tablier du pont Joffre.

Modes de rupture: La figure 8 montre la distribution des fissures et les modes de rupture des dalles testées. Tel qu'illustré, la dalle JB4 a rompu en flexion par compression du béton. Cette rupture par compression a été suivie par une rupture en cisaillement qui s'est propagée jusqu'au bord libre de la dalle. Ce mode de rupture est typique au renforcement sous forme de treillis comme expérimenté dans une autre étude [12]. Le mode de rupture de la dalle JB3 a été en flexion par traction, tel que prévu par la théorie, alors que les dalles JB1 et JB2 ont rompu en flexion par compression du béton.

PROJET DU PONT JOFFRE

Le pont Joffre, situé au dessus de la rivière St-François à Sherbrooke, Québec, est formé de 5 portées longitudinales (avec des longueurs entre les piliers variant de 26 à 37 mètres) et de 4 portées transversales de longueur 3,7 mètres chacune. La surface de la portion renforcée à l'aide de matériaux composites totalise 7,3 m x 11,5 m, ce qui constitue la plus grande portée transversale utilisant les matériaux composites comme armature jamais expérimentée (figure 9). L'épaisseur de la dalle du tablier est de 260 mm. Les sections suivantes décrivent brièvement les étapes de conception, d'instrumentation et de construction du projet du pont Joffre.

DÉTAILS DU RENFORCEMENT EN MATÉRIAUX COMPOSITES

Une portion du tablier en béton armé a été renforcée à l'aide de matériaux composites à base de fibres de carbone (PRFC). De plus, une portion des glissières de pont et des trottoirs pour

piétons a été armée à l'aide de barres en matériaux composites à base de fibres de verre (PRFV). Le renforcement PRFC consiste en 10 treillis Nefmac C19-R2. Chacun de ces treillis mesure 3,6 m de longueur et 2,3 m de largeur. La surface totale de la portion renforcée à l'aide de matériaux composites totalise 7,3 m x 11,5 m, ce qui constitue la plus grande portée transversale utilisant les matériaux composites comme armature jamais expérimentée. Une vue générale du renforcement PRFC installé sur le pont est montrée sur la figure 10. L'aire du renforcement Nefmac C19-R2 dans la direction transversale est d'environ 1800 mm²/m. L'épaisseur recommandée de recouvrement en béton est de 60 mm. L'armature dans les portions de glissières de pont et du trottoirs est formée de barres C-BAR et Isorod, comme montré sur la figure 11.

INSTRUMENTATION

Le pont a été instrumenté avec différents types d'instruments de mesure incluant des capteurs à fibre optique intégrés dans le renforcement PRFC. Au total, plus de 180 instruments de mesure (capteurs à fibre optique, jauges de déformation électriques, jauges à cordes vibrantes, et des thermocouples) ont été mis en place à des localisations stratégiques, non seulement sur les renforcements PRFC et PRFV, mais aussi sur l'armature conventionnelle, dans le béton et sur les poutres principales en acier. Cette instrumentation est d'une importance capitale pour l'évaluation et le suivi de la performance à court et à long termes des renforcements PRF ainsi que le contrôle à distance de l'état général du pont en fonction du temps et des conditions climatiques. La figure 12 montre une représentation schématique de l'instrumentation installée sur les poutres principales. La figure 13 montre une vue des treillis Nefmac C19-R2 intégrés de capteurs à fibre optique.

Le pont Joffre a été ouvert pour le trafic routier le 5 décembre 1997. Les réponses statique et dynamique des différents composantes du pont sont régulièrement enregistrées durant le trafic normal. La figure 14 présente des données enregistrées par des capteurs à fibre optique.

ESSAIS STATIQUES ET DYNAMIQUES SUR LE PONT À L'AIDE DE CAMIONS LOURDS À POIDS CALIBRÉS

En novembre 1998, soit un an après l'ouverture du pont pour le trafic routier, des essais statiques et dynamiques utilisant des camions lourds à poids calibrés ont été réalisés avec la collaboration des ingénieurs du ministère des Transports du Québec et de la Ville de Sherbrooke. L'objectif de cette série d'essais est d'évaluer le niveau des contraintes dans les différents types d'armature, dans le béton du tablier et dans les poutres principales en acier. La figure 15 montre les camions positionnés sur le pont pour un cheminement bien défini. Les figures 16 et 17 présentent des données typiques de déformation de l'armature PRFC enregistrées par un capteur à fibre optique lors d'essais de chargement statique et dynamique, respectivement. On peut noter que les niveaux de contrainte dans le renforcement PRFC, dues aux poids des camions, sont inférieures aux contraintes admissibles de service. Des analyses

plus approfondies de l'ensemble des résultats obtenus de ces essais sont en cours et seront publiées ultérieurement.

CONCLUSION

L'utilisation de l'armature en matériaux composites pour le renforcement de la dalle en béton armé du tablier du pont Joffre a été un grand succès. La légèreté des renforcements en matériaux composites, durant la construction et l'installation, a été un avantage marquant tel qu'exprimé par les employés du chantier. Le pont constitue la plus grande portée transversale utilisant simultanément les matériaux composites à base de fibres de verre et de carbone comme armature, jamais expérimentée. Aussi, à l'aide d'une stratégie d'instrumentation exhaustive, le pont Joffre fournira à tous les partenaires impliqués des données précieuses sur le comportement et la performance, non-seulement sur la technologie des matériaux composites comme armature à béton, mais aussi sur la technologie d'instrumentation des capteurs à fibre optique. La réalisation de ce projet de grande envergure a permis de tirer les conclusions suivantes:

1. L'utilisation des renforcements en matériaux composites pour les tabliers de ponts est entrain de permettre l'évaluation de leur performance structural dans des conditions environnementales et de chargement réelles.
2. La réalisation de projets de démonstration, tel que le pont Joffre, est une occasion idéale pour le transfert de technologie des laboratoires vers l'industrie.
3. Les essais avec camions à poids calibrés ont montré que les niveaux de contrainte dans l'armature PRFC sont inférieures aux contraintes admissibles.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient et apprécient l'étroite collaboration des ingénieurs et techniciens du ministère des Transports du Québec, de la Ville de Sherbrooke, du Groupe Teknika Inc., de l'Institut de Recherche en Construction du Conseil National de Recherche du Canada, de Speco-Engineering Ltée, de Rocktest Ltée, de Autocon Composites Inc., de Pultrall Inc., de Marshall Industries Composites Inc., et de ISIS-Canada.

REFERENCES

- [1] Benmokrane B., and Rahman, H., (*eds.*) "Durability of Fiber Reinforced Polymer (FRP) Composites for Construction", Proceeding of the First International Conference, 1998, Sherbrooke, Québec, Canada, 692p.
- [2] Japan Concrete Institute, (*ed.*), "Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures", Proceeding of the third International Symposium (FRPRCS-3), 1997, Sapporo Japan, vol. 1, 728p.
- [3] Saadatmanesh H., and Ehsani M.R., (*eds.*) "International Conference on Composites for Infrastructure", Proceeding ICCI, 1996, Tucson, Arizona, USA.
- [4] Neale K.W., and Labossière P., (*eds.*), "Advanced Composite Materials in Bridges and Structures", Proceeding of the First International Conference, (1992), Sherbrooke, Québec, Canada.
- [5] GangaRao H.V.S., Thippesway H.K., Kumar S. V., and Franco J.M., "Design, Construction and Monitoring of the First FRP Reinforced Concrete Bridge Deck in the United States", Proceedings of the third International Symposium (FRPRCS 3) on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, 1997, Sapporo, Japan, vol. 1, pp. 647-656.
- [6] Rizkalla S., Shehata E., and Abdelrahman A., "Design and Construction of a Highway Bridge Reinforced for Shear and Prestressed by CFRP", American Concrete Institute Seminar on Field Applications of FRP Reinforcement to Concrete: Parts I and II, 1998, Atlanta, Georgia, 5p.
- [7] Rizkalla S., and Tadros G., "First Smart Bridge in Canada", ACI Concrete International, Vol. 16., No. 6, June 1994, pp. 42-44.
- [8] Michaluk C.R., Rizkalla S.H., Tadros G., and Benmokrane B., "Flexural Behavior of One-Way Concrete Slabs Reinforced by Fiber Reinforced Plastic Reinforcements", ACI Structural Journal, 1998, V. 95, No. 3, 13p.
- [9] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (318R-95)", American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1995, 369pp.
- [10] Canadian Standards Association, 1994, Design of Concrete Structures for Buildings, CAN3 A23.3-M94, Rexdale, Toronto, Ontario, Canada.
- [11] Debbache Z., "Comportement à la flexion de dalles unidirectionnelles en béton armé de treillis en polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC)", Département de génie Civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 1999, 117p.

- [12] Bank L.C., and Xi Z., "Pultruded FRP Grating Reinforced Concrete Slabs", Proceeding of the International Symposium on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures, ACI-SP-138, 1993, Vancouver, British Columbia, Canada, pp. 561-581.

Table 1. Caractéristiques des dalles

Dalle No.	Type de renforcement	Section totale du renforcement (mm ²)	Pourcentage d'armature balancé, (%)	Pourcentage d'armature, (%)
JB1	NEFMAC C16	1000	0.37	0,49
JB2	NEFMAC C16	1000	0.37	0,49
JB3	Acier	1400	4.44	0,60
JB4	NEFMAC C19-R2	1800	0.37	0,90

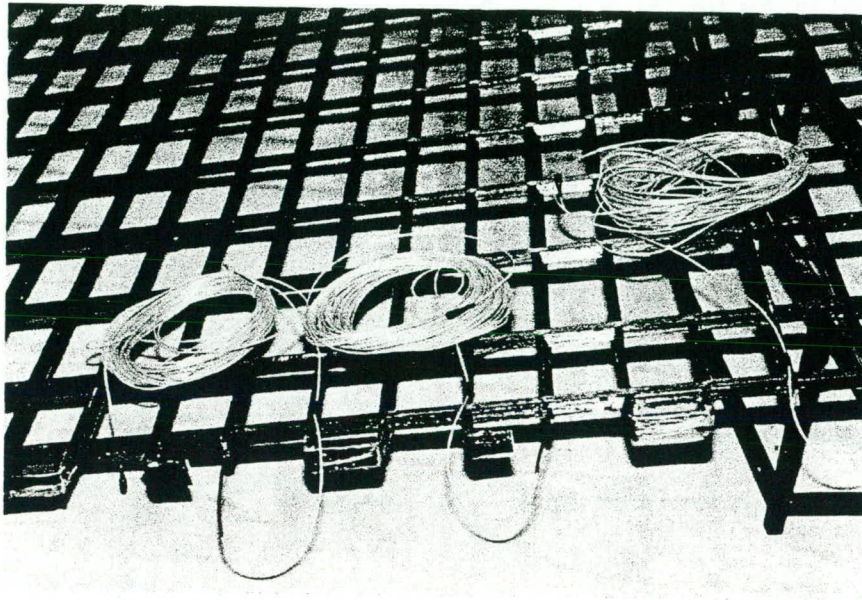


Figure 1 Vue rapprochée d'un treillis Nefmac instrumenté de capteur à fibre optique

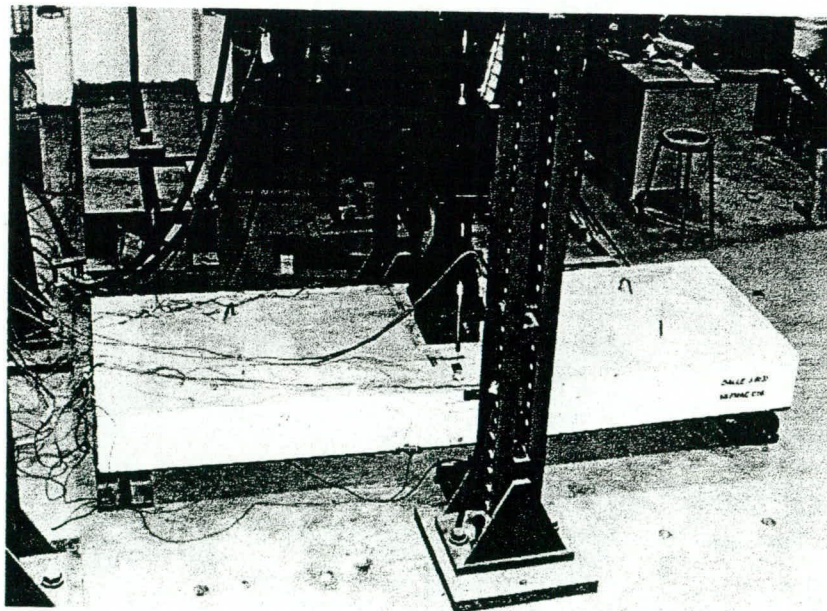


Figure 2. Dalle en béton armé de renforcement PRFC sous chargement cyclique

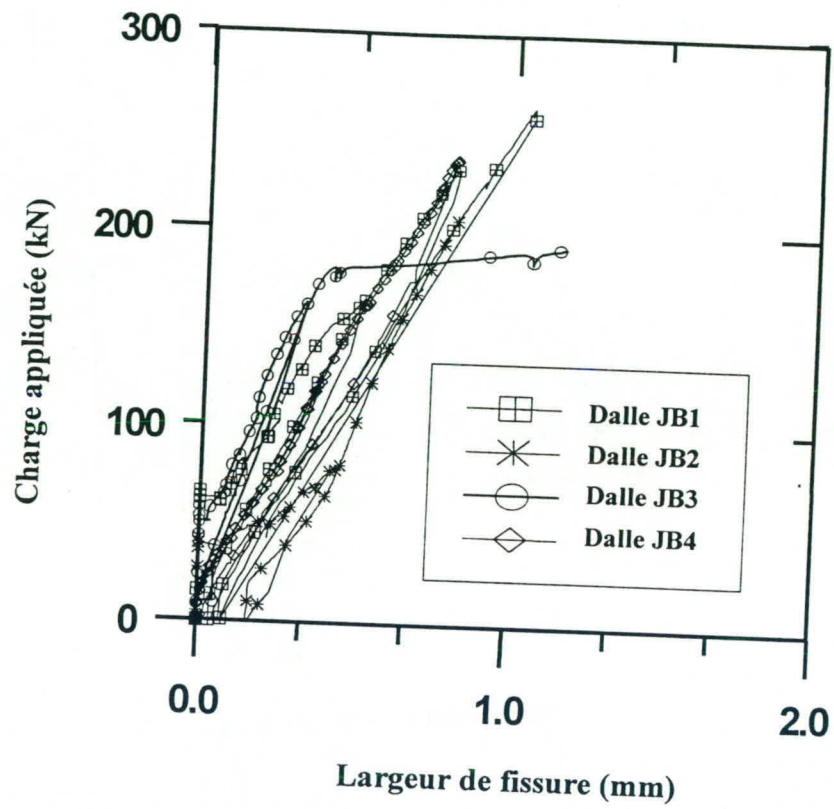


Figure 3. Effet du type et du pourcentage d'armature sur la largeur des fissures

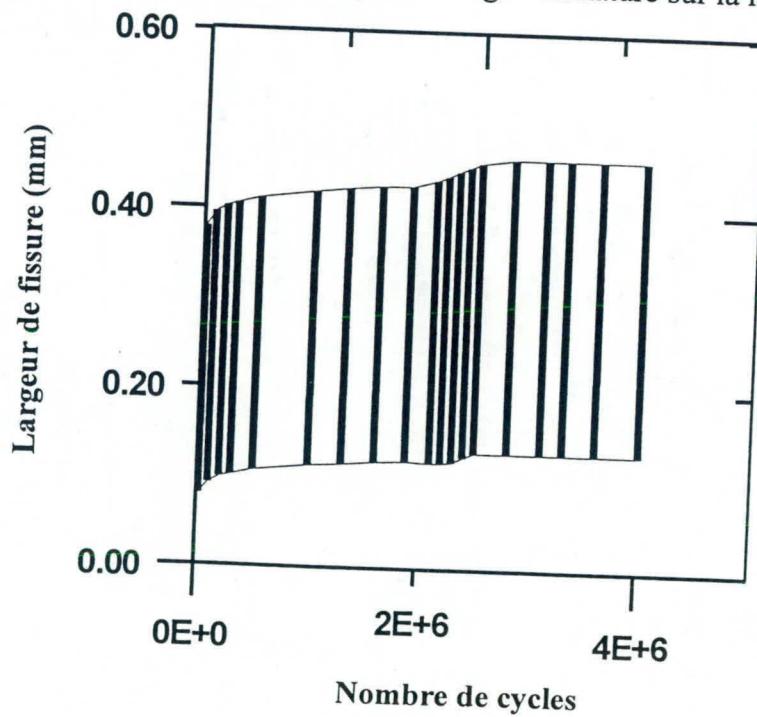


Figure 4. Variation de la largeur des fissures sous chargement cyclique

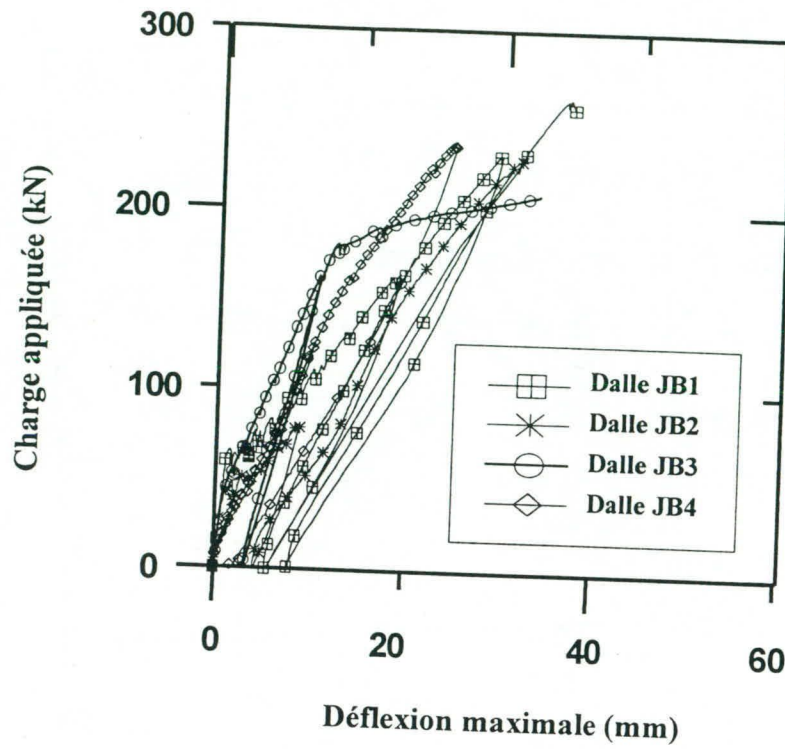


Figure 5. Effet du type et du pourcentage d'armature sur la déflexion maximale

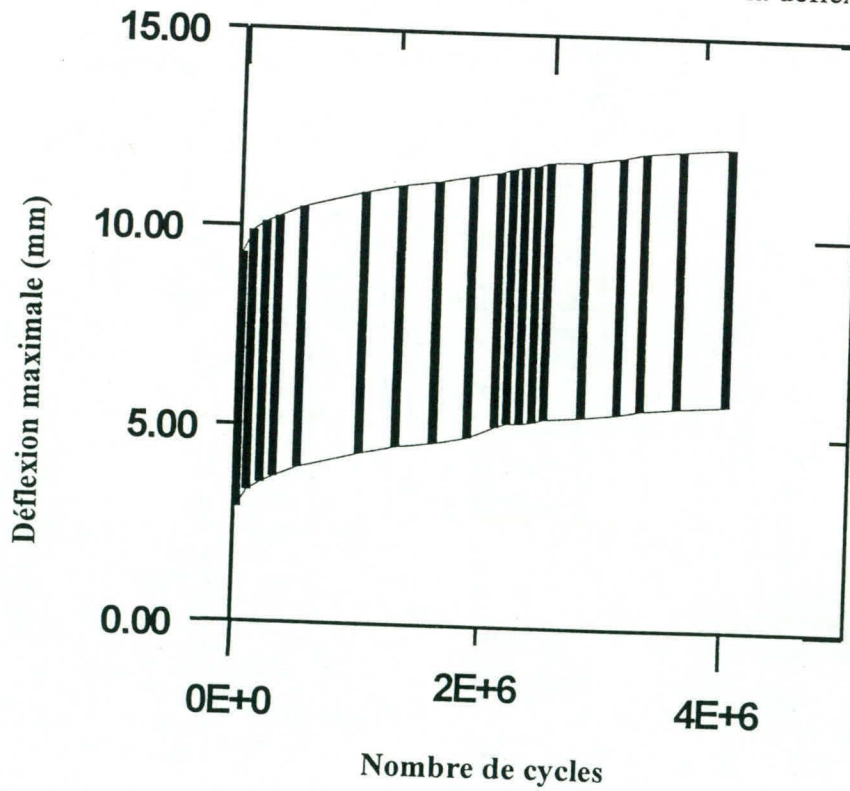


Figure 6. Déflexion maximale sous chargement cyclique

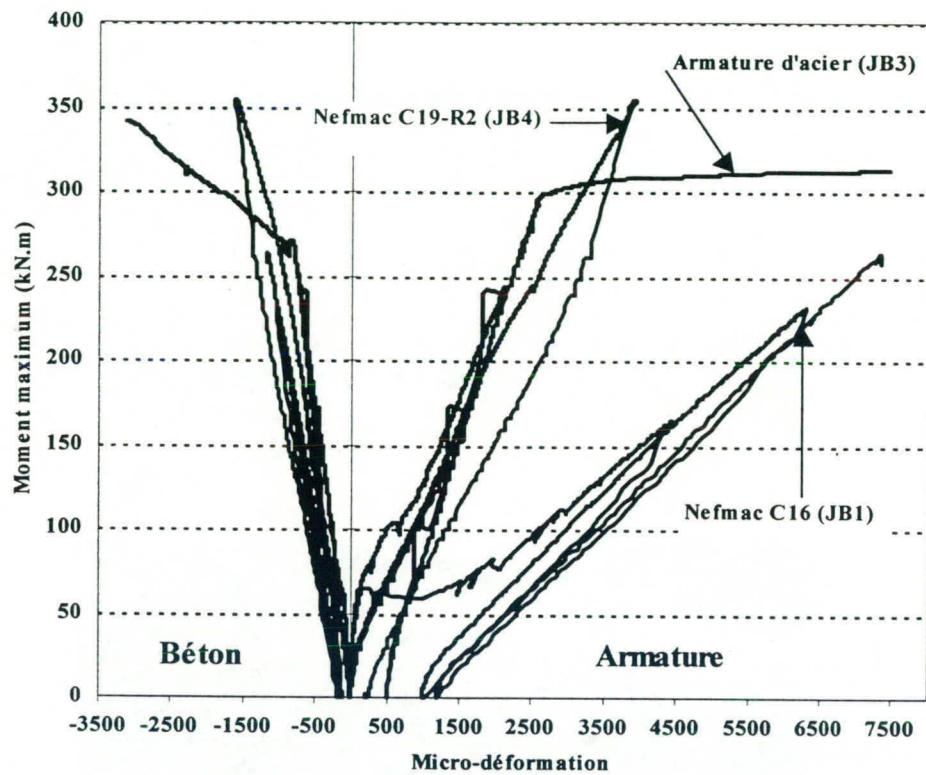


Figure 7. Déformations des différents types de renforcement et du béton



Figure 8. Modes de rupture et réseaux de fissuration des dalles

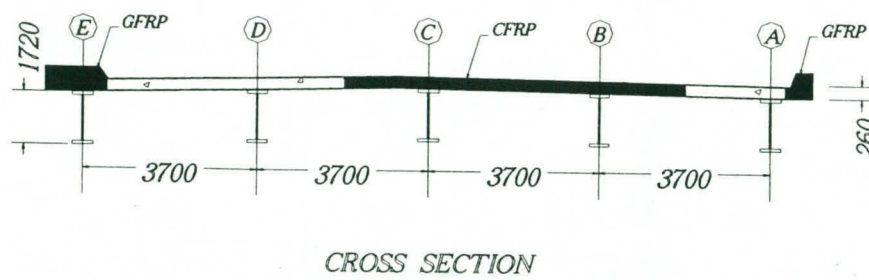


Figure 9. Section de la dalle du tablier du pont Joffre

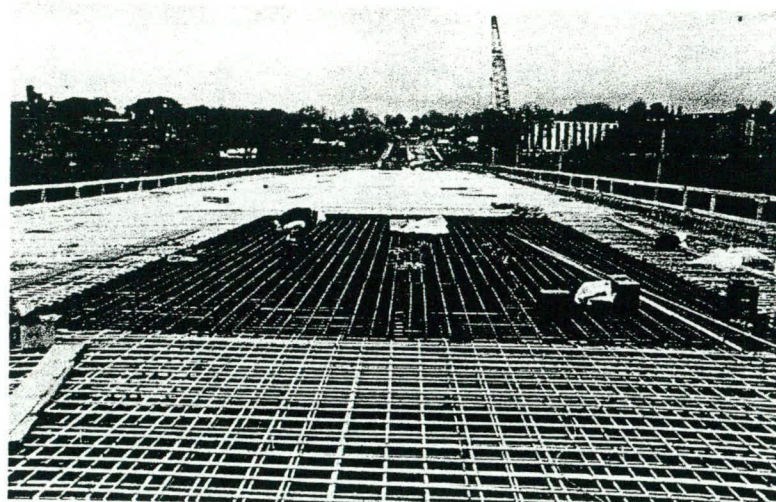


Figure 10. Vue générale de l'armature PRFC du pont Joffre

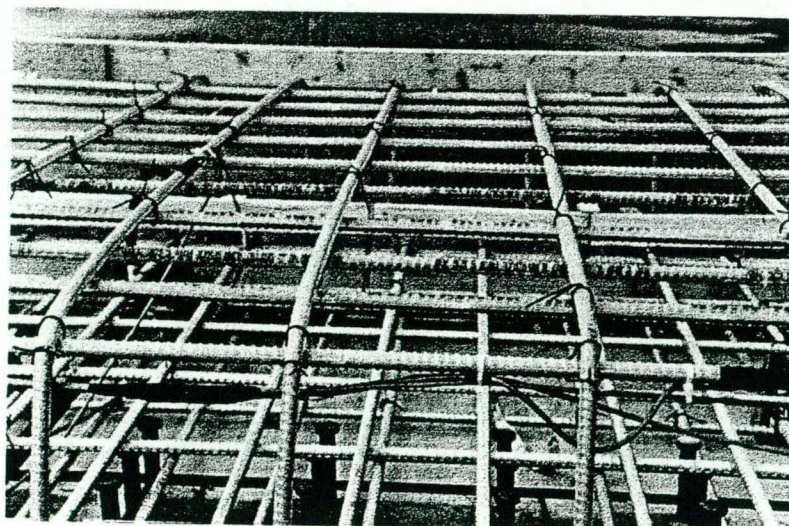


Figure 11. Vue rapprochée de l'armature PRFV installée dans la partie du trottoir

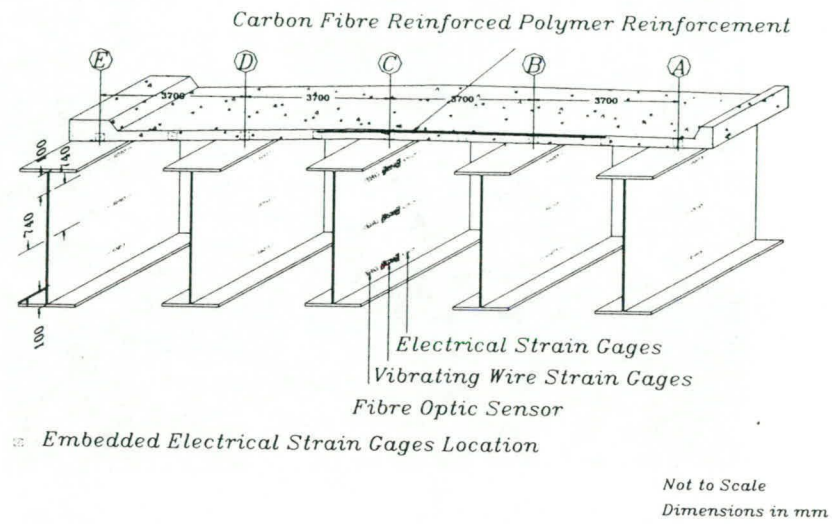


Figure 12. Positionnement des instruments de mesure sur les poutres principales (Capteurs à fibre optique, capteur à corde vibrante et jauges électriques)

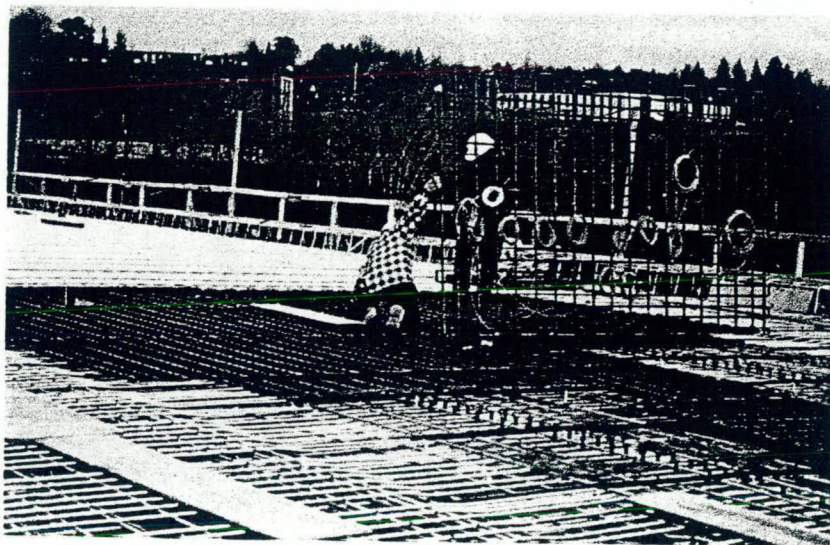


Figure 13 Installation des treillis Nefmac sur le tablier du pont Joffre

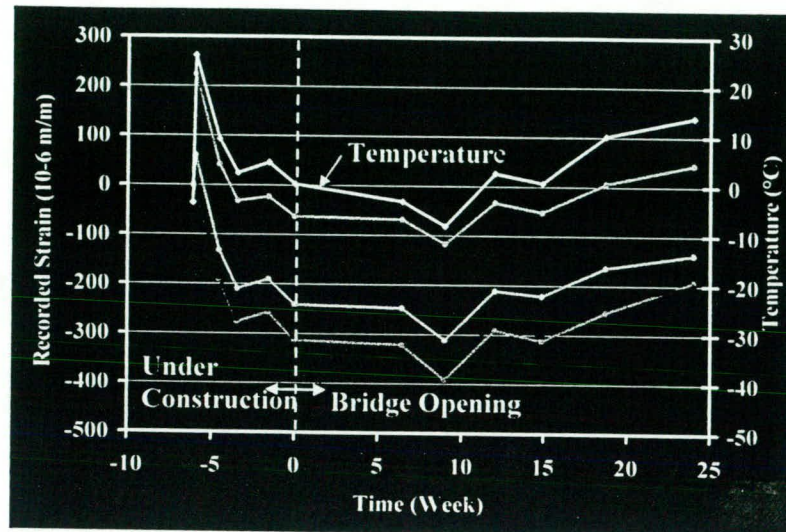


Figure 14. Exemple de données enregistrées avec des capteurs à fibre optique

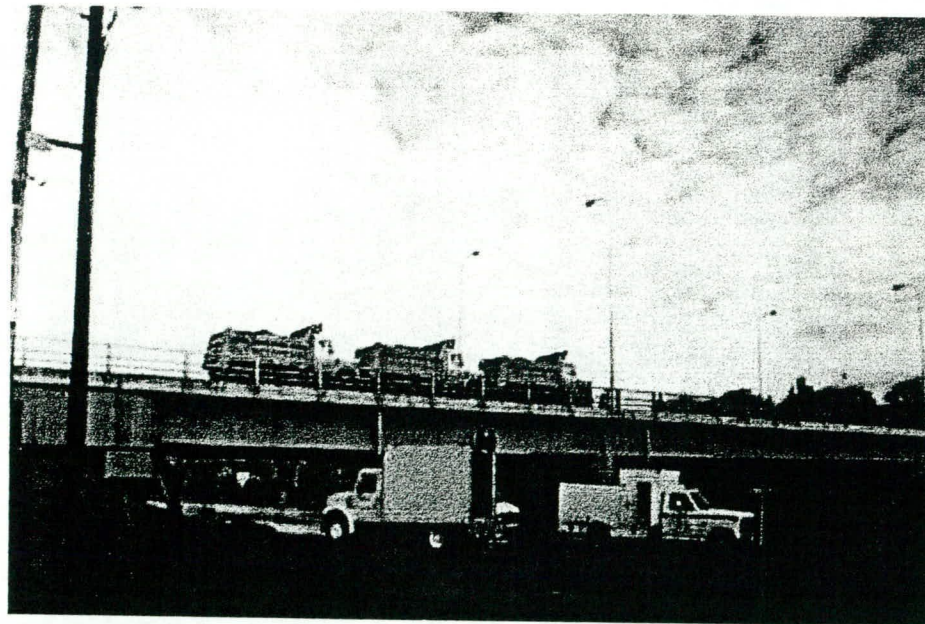


Figure 15. Positionnement des camions pour des essais statiques et dynamiques sur le pont

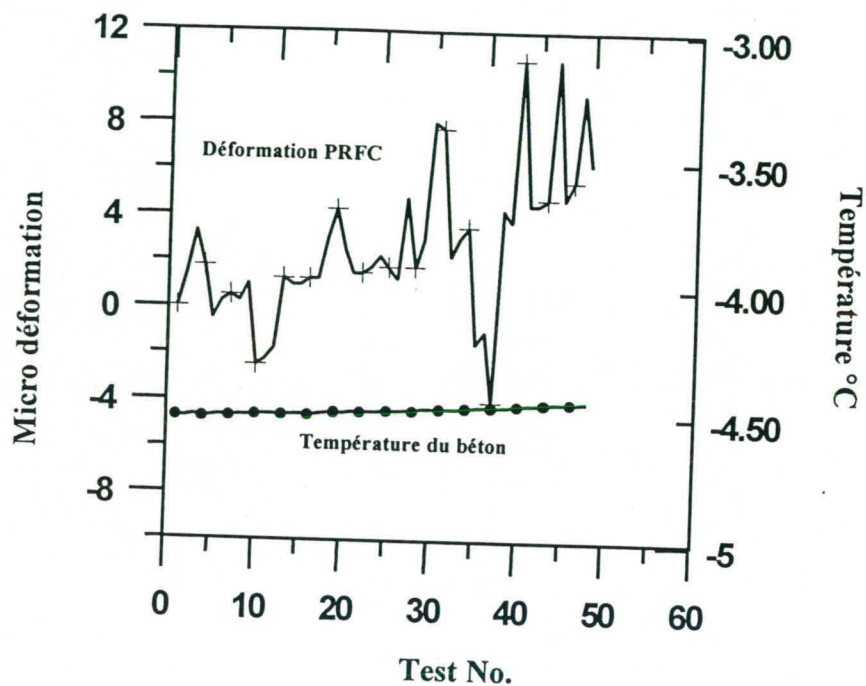


Figure 16. Exemple de données enregistrées durant les essais statiques avec camions à poids calibrés

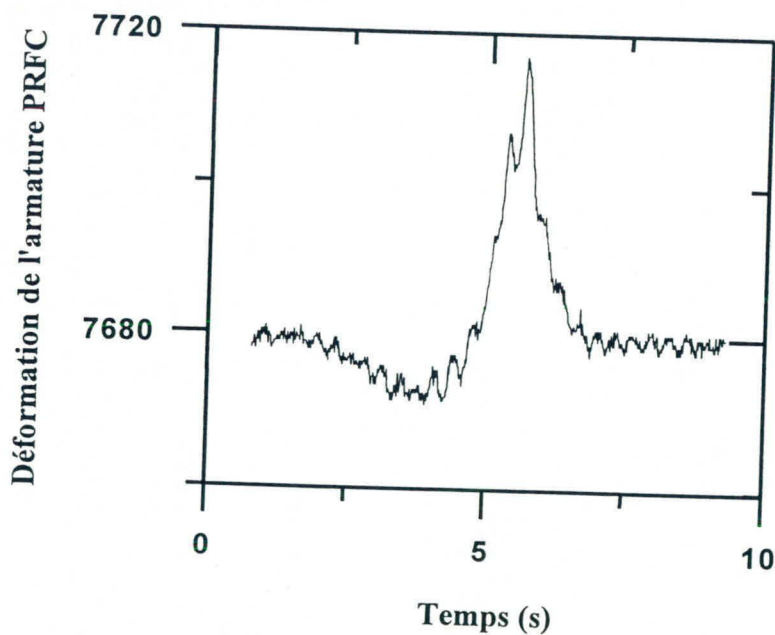


Figure 17. Exemple de données enregistrées durant les essais dynamiques avec camions à poids calibrés

ESSAIS STATIQUES SUR DES GLISSIÈRES DE PONTS DE TYPES PL2 ET PL3 EN BÉTON AMRÉ DE BARRES EN MATÉRIAUX COMPOSITES

R. Masmoudi¹, E. Beaumier², B. Benmokrane², E. Martin³

¹Structures Design, Sherbrooke, (Québec), J1K 2X3

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

³Pultrall inc., Thetford Mines, (Québec), G6G 7Y6

Résumé :

Les glissières de ponts en béton armé sont exposées à des conditions environnementales très agressives qui accélèrent davantage le processus de corrosion de l'armature d'acier et qui font éclater le béton. La corrosion de l'acier et l'éclatement du béton endommagent l'intégrité structurale des glissières, réduisent leur capacité de résistance à l'impact et leur durée de vie et engendrent des coûts de réparation et de remplacement élevés qui peuvent atteindre, dans certains cas, plus que le double du coût de construction initial. Dans ce contexte, et dans le cadre d'un projet de recherche en partenariat avec le ministère des Transports du Québec et la compagnie Pultrall inc., (Thetford Mines, Québec), fabriquant des barres Isorod en matériaux composites, un programme expérimental d'essais statiques sur des glissières de ponts de types PL2 et PL3 en béton armé de barres en matériaux composites, a été entrepris au département de génie civil de l'Université de Sherbrooke.

Dans la première phase du projet, une analyse théorique et comparative a été entreprise sur des glissières de types PL2 et PL3 en béton armé de barres Isorod. Plusieurs cas de design ont été étudiés, afin de choisir un design optimum.

Au total huit (8) échantillons, échelle 1÷1, de longueur 2 mètres chacun (quatre de type PL2 et quatre autres de type PL3), ont été planifiées pour des essais de chargement statique en laboratoire. Parmi les quatre échantillons de chacun des types PL2 et PL3, deux échantillons sont armés de façon conventionnelle. Un montage expérimental a été spécialement conçu pour la réalisation des essais de flexion. L'armature d'acier et Isorod, ainsi que le béton sont instrumentés de jauges électriques pour mesurer les déformations en fonction de la charge appliquée. Cet article présente le projet et des résultats types de la première série d'essais composée de deux glissières de type PL2 et de deux autres de type PL3.

INTRODUCTION

Les glissières de béton sont soumises à des conditions environnementales très agressives (sels de déverglaçage, gel-dégel, séchage-mouillage, etc.). Ces conditions environnementales induisent, à plus ou moins terme, la corrosion de l'armature d'acier et, de ce fait, la fissuration et l'éclatement du béton. Dans le cadre de ce projet, il est proposé l'utilisation d'une armature en matériaux composites en polymères renforcés de fibres (PRF) pour éliminer ce problème. Le remplacement de l'armature d'acier par une armature en matériaux composites permettra de concevoir des glissières très durables comparativement aux glissières conventionnelles [1-2]. La conception et la sélection des glissières en béton est basé sur un indice d'exposition qui dépend des conditions d'opération ainsi que sur l'environnement de la structure. Un niveau de performance (PL-1, 2, 3) minimum requis est établi ayant comme caractéristique une hauteur minimum à respecter [3]. De plus, la nouvelle norme canadienne du CHBDC "Canadian Highway Bridge Design Code" qui entrera en vigueur au cours de cette année a modifié les dispositions du code concernant les glissières pour les ponts.

OBJECTIFS DU PROJET DE RECHERCHE

Les objectifs du projet de recherche sont :

1. Concevoir un ancrage dans le béton qui permet de développer la capacité en traction de la barre en matériaux composites;
2. Effectuer un dimensionnement équivalent de glissières avec armatures en matériaux composites en fibre de verre à partir de glissières armées avec de l'armature en acier;
3. Réaliser des essais statiques pour les glissières de types PL2 et PL3 avec des armatures d'acier et en matériaux composites.

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Au total huit (8) glissières en béton armé, échelle 1÷1, de longueur 2 mètres chacun (quatre de type PL2 et quatre autres de type PL3), ont été planifiées pour des essais de chargement statique et cyclique. Parmi les quatre glissières de chacun des types PL2 et PL3, deux sont armées de façon conventionnelle et deux autres sont armées à l'aide de l'armature en matériaux composites.

Caractéristiques géométriques et détails de l'armature des glissières en béton armé de types PL2 et PL3

Les détails géométriques des glissières de types PL2 et PL3, telles que fournies par la Direction des structures du Ministère des Transports du Québec, sont présentés sur les figures 1 et 2, respectivement. Nous utilisons la notation PLX-AC pour identifier une glissière conventionnelle et PLX-IS pour identifier une glissière armée de barres Isorod, où X peut prendre la valeur 2 ou 3. La glissière de type PL2 se distingue de la glissière de type PL3 au niveau de la hauteur (880 mm comparativement à 1140 mm), de l'épaisseur du béton à la base de la glissière (410 mm

comparativement à 435 mm) et de la grosseur de l'armature de types P1 et D2 (No.15 comparativement à No. 20).

Notons que ces deux types de glissières sont fabriquées et coulées le long des deux bords d'un pont après que la dalle du tablier ait été coulée et durcie. Les armatures de types D1 et D2 (voir figures 1 et 2) doivent donc être installées durant la pose de l'armature de la dalle du pont.

Comme montré à la figure 3, les échantillons fabriqués en laboratoire (de types PL2 et PL3), pour les besoins d'essais de chargement statique, sont formées chacune d'une glissière de longueur égale à 2 m et d'une dalle de dimensions 1 m x 2,5 m x 0,25 m (largeur x longueur x épaisseur).

Matériaux utilisés

Acier: Pour les besoins de l'analyse théorique, nous considérons que les barres d'aciers sont annelées et ayant une limite élastique minimale de 400 MPa et une résistance ultime de l'ordre de 600 MPa.

Béton: Du béton commercial ayant une résistance à la compression à 28 jours de 45 MPa et un module d'élasticité de l'ordre de 32 GPa a été utilisé.

Barres d'armature en matériaux composites: L'armature Isorod fabriquée par Pultrall, Inc., (Thetford Mines, Québec) est composée de 75 % de fibres de verre et de 25 % de résine vinylester (pourcentage exprimé en rapport de poids). Sur la surface extérieure de la barre, du sable siliceux est saupoudré et collé avec de la résine à l'aide d'un procédé de fabrication spécial afin de générer une surface rugueuse de la barre et développer l'adhérence nécessaire avec le béton.

Les caractéristiques mécaniques en traction des barres Isorod retenues pour les fins d'analyse sont 600 MPa comme résistance ultime à la traction, 40 GPa comme module d'élasticité et 1,7 % comme déformation ultime .

Étude théorique et conception de glissières en béton armé de barres en matériaux composites

Un calcul théorique de la capacité ultime des glissières de types PL2 et PL3 armées avec de l'armature en acier et en matériaux composites a été effectué et les résultats obtenus sont présentés au tableau 1 pour les différents cas de design retenus. Notons que les barres de type D2 reprennent toute la charge appliquée au début du chargement (en négligeant l'effet de l'armature de compression). Toutefois, dès que le moment appliqué atteint le moment de fissuration de la section 2 à 325 mm de la face supérieure de la dalle, l'armature de type P1 est alors sollicitée en traction. Il est à noter que l'analyse théorique est basée sur un ancrage parfait de l'armature en acier de type D2 avec la dalle.

Cinq cas de design distincts pour les glissières de types PL2 et PL3 armées avec de l'armature Isorod ont été considérés en modifiant les paramètres suivants, comparativement aux glissières armées avec de l'armature en acier, : 1) l'épaisseur de recouvrement de béton, 2) le diamètre de l'armature et 3) l'espacement de l'armature verticale. Les caractéristiques géométriques et la disposition de l'armature retenues pour les glissières de types PL2-IS et PL3-IS, pour les fins de l'étude, sont illustrées sur les figures 4 et 5, respectivement.

Instrumentation de l'armature et fabrication des glissières

Les figures 6 et 7 montrent le coffrage et les détails de l'armature utilisée pour la fabrication des dalles en béton armé. Ces figures montrent aussi l'installation de l'armature en attente pour la fabrication des glissières.

Les figures 8, 9 et 10 montrent les détails de l'armature, pour les glissières de types PL2-AC, PL2-IS et PL3-IS, respectivement. Ces figures montrent aussi l'instrumentation de l'armature aux sections critiques. Des barres Isorod de longueur environ 300 mm ont été utilisées perpendiculairement au plan des glissières pour permettre le positionnement de l'armature Isorod de type P1. La figure 11 montre une vue rapprochée de l'instrumentation de l'armature Isorod placée en position verticale et horizontale. Les glissières armées avec de l'armature en acier sont instrumentées chacune à l'aide de 21 jauges électriques collées sur l'armature et de 14 jauges à béton collées sur la surface extérieure de la glissière. Les glissières armées avec de l'armature en matériaux composites (Isorod) sont, quant à elles, instrumentées chacune à l'aide de 30 jauges électriques collées sur l'armature Isorod et l'armature d'acier de type D2 et de 16 jauges à béton collées sur la surface extérieure de la glissière.

Un coffrage prêt pour le coulage du béton pour une glissière de type PL3 est montré à la figure 12. La figure 13 montre une vue rapprochée de l'armature dans le coffrage juste avant le coulage du béton. La figure 14 montre l'opération de coulage du béton commercial. Une glissière type, après décoffrage, est montrée à la figure 15.

Montage expérimental

Un montage expérimental a été spécialement conçu pour la réalisation des essais de chargement statique. Durant les essais de chargement statique, les dalles des glissières sont retenues à la dalle structurale du laboratoire au moyen de barres Dywidag précontraintes. Quatre cellules de charge font également partie du montage expérimental pour la mesure de la charge appliquée à la glissière et de la mesure des forces de réaction dans les barres Dywidag. Aussi, cinq LVDT sont installés pour mesurer les différents déplacements. Une charge linéaire et uniformément répartie sur la longueur de 2m est appliquée à l'aide d'un montage spécial afin d'évaluer la capacité ultime statique des glissières. Cette charge est appliquée à 110 mm de la face supérieure des glissières. La figure 16 montre l'instrumentation du béton à la base inférieure de la glissière et au niveau de la courbure ($R = 255 \text{ mm}$), alors que la figure 17 montre une vue d'ensemble du montage expérimental utilisé pour les essais de chargement statique.

RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Déflexion: La figure 18 présente des résultats types pour les glissières de type PL3, en terme de déflexion en fonction de la force appliquée. Cette figure montre que les glissières armées de barres Isorod ont un comportement (charge appliquée-déflexion) analogue à celui des glissières armées avec de l'acier conventionnel.

Déformations de l'armature et du béton: La figure 19 présente des résultats types pour les glissières de type PL3, en terme de déformations de l'armature de type P1 et du béton, en fonction de la charge appliquée. Cette figure montre que l'armature Isorod se comporte de façon similaire à l'armature d'acier; cependant à l'état ultime les barres Isorod se déforment un peu plus que les barres d'acier. Cette figure montre aussi que les déformations dans le béton des glissières armées

à l'aide de barres en matériaux composites sont équivalentes à celles du béton des glissières conventionnelles. Il est important de noter que les déformations dans les armatures d'acier et Isorod, à l'état ultime, sont faibles. Les niveaux de contrainte dans l'acier et Isorod sont de l'ordre de 120 MPa et 40 MPa, respectivement.

Capacité ultime et mode de rupture: Le tableau 2 présente les capacités ultimes expérimentales des quatre glissières ont été soumises à des essais de chargement. Notons que la capacité ultime des glissières a été gouvernée par la rupture en traction du béton de la dalle. Ce mode de rupture observé pour les quatre glissières, a réduit la capacité ultime des glissières, car les murs de celles-ci sont demeurées quasi-intacts. Les figures 20 et 21 montrent les glissières PL2-AC et PL2-IS après rupture.

CONCLUSION

Une première série de quatre glissières en béton de types PL2 et PL3, dont deux armées avec de l'armature en acier (PL2 et PL3) et deux armées avec de l'armature en matériaux composites Isorod ont été soumises à des essais de chargement statique. Aussi, un montage expérimental pour les essais de chargement statique jusqu'à la rupture des glissières a été spécialement conçu et fabriqué. Les résultats d'essais montrent que les barres d'armature Isorod se comportent de façon similaire aux barres d'acier conventionnel. Ceci est dû principalement à la rupture par traction du béton de la dalle, autour de l'armature de type D2, réduisant ainsi la capacité ultime des glissières, quelque que soit le type de l'armature. Une analyse approfondie des résultats expérimentaux est en cours, et les résultats, incluant aussi ceux de la 2^{ème} série d'essais, seront publiés ultérieurement. Des essais d'impact (Crash-Tests) sont prévus à la fin de ce projet et ensuite des recommandations pour la mise en application et la conception de glissières en béton armé d'armature en matériaux composites Isorod seront formulées.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le ministère des Transports du Québec (Direction des Structures) et la compagnie Pultrall inc., le Réseau de Centres d'Excellence ISIS-Canada et l'Université de Sherbrooke pour leur collaboration et le soutien financier pour la réalisation de ce projet. Nous remercions également M. Claude Dugal, technicien au département de génie civil, pour l'aide technique fournie lors de la fabrication des glissières et du montage expérimental pour les essais de chargement statique.

RÉFÉRENCES

- [1] Benmokrane B., and Rahman, H., (eds.), (1998), "Durability of Fiber Reinforced Polymer (FRP) Composites for Construction", Proceeding of the First International Conference, CDCC'98, Sherbrooke, Québec, Canada, 692p.
- [2] Japan Concrete Institute, (ed.), (1997), "Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures", Proceeding of the third International Symposium (FRPRCS-3), Sapporo Japan, vol. 1, 728p.
- [3] Trottier M., (1998), "Dispositifs de retenue (Parapets de ponts), Nouvelle Norme Canadienne du CHBDC- Chapitre 12, Semaine des infrastructures urbaines, Centre d'expertise et de recherche en infrastructures urbaines, 4^{ème} édition, Montréal, Québec, Canada, pp.269-280.

Tableau 1. Capacité ultime théorique des glissières en béton armé

Type de la glissière	Charge de rupture théorique (kN)	Moment de rupture théorique (kN.m)
PL2-AC	308	237
PL2-IS	308	237
PL3-AC	409	422
PL3-IS	439	453

Tableau 2. Capacité ultime expérimentale des glissières en béton armé

Type de la glissière	Charge de rupture expérimentale (kN)	Moment de rupture expérimentale (kN.m)
PL2-AC	286	220
PL2-IS	290	223
PL3-AC	222	231
PL3-IS	223	232

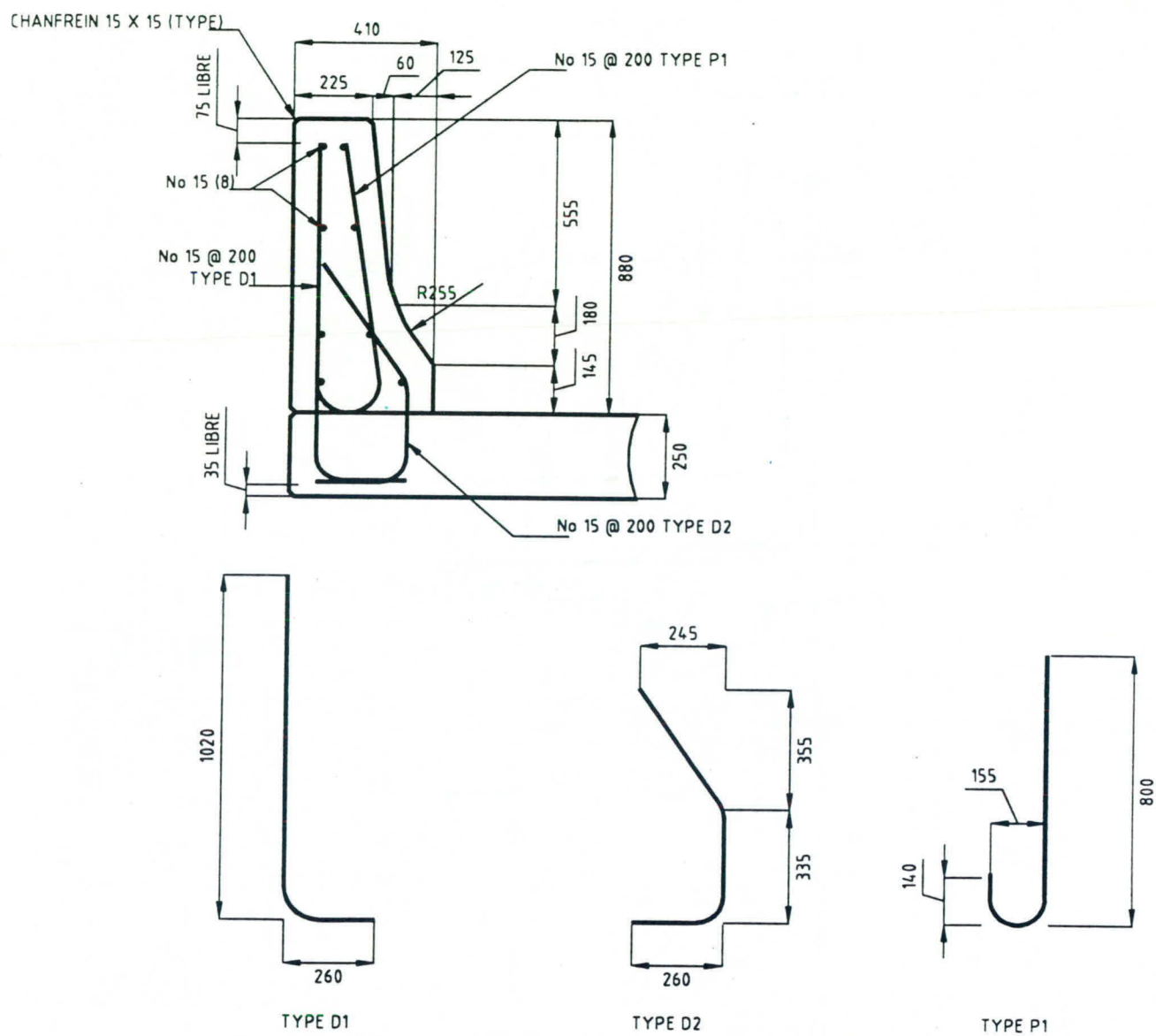
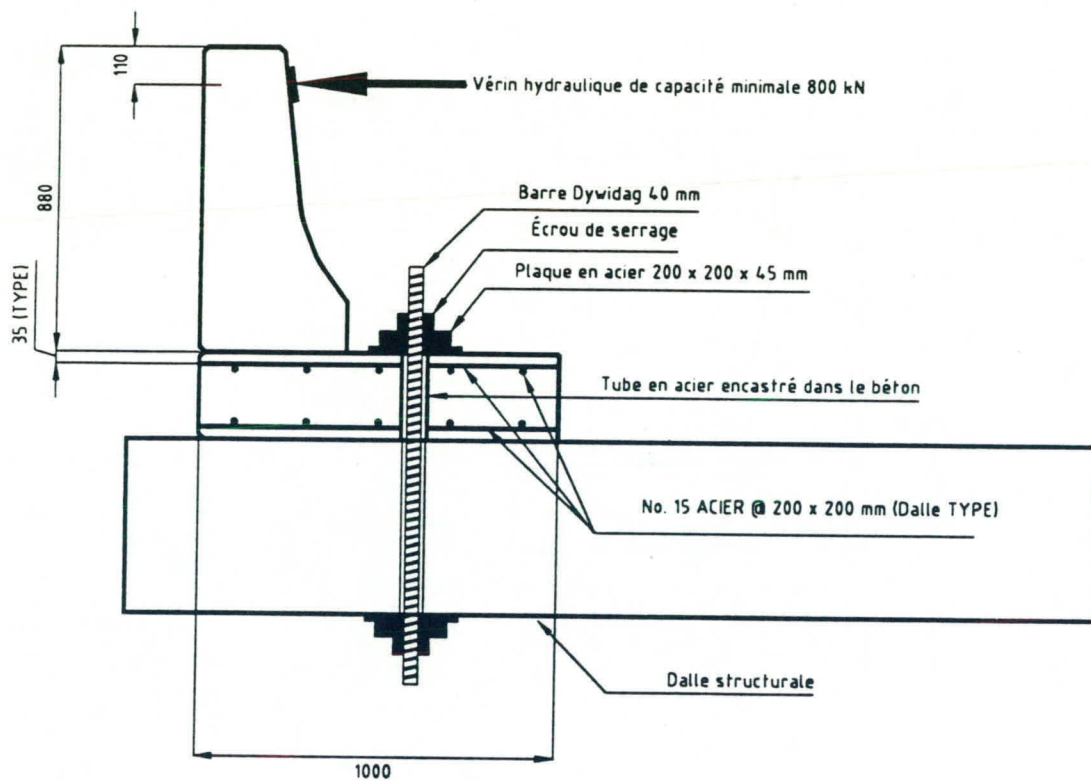


Figure 1. Détails de l'armature d'acier des glissières PL2
(Proposé par la Direction des Structures du
Ministère des Transports du Québec)



VUE DE PROFIL

Figure 3. Schéma du montage expérimental des essais de chargement statique (Vue de profil)

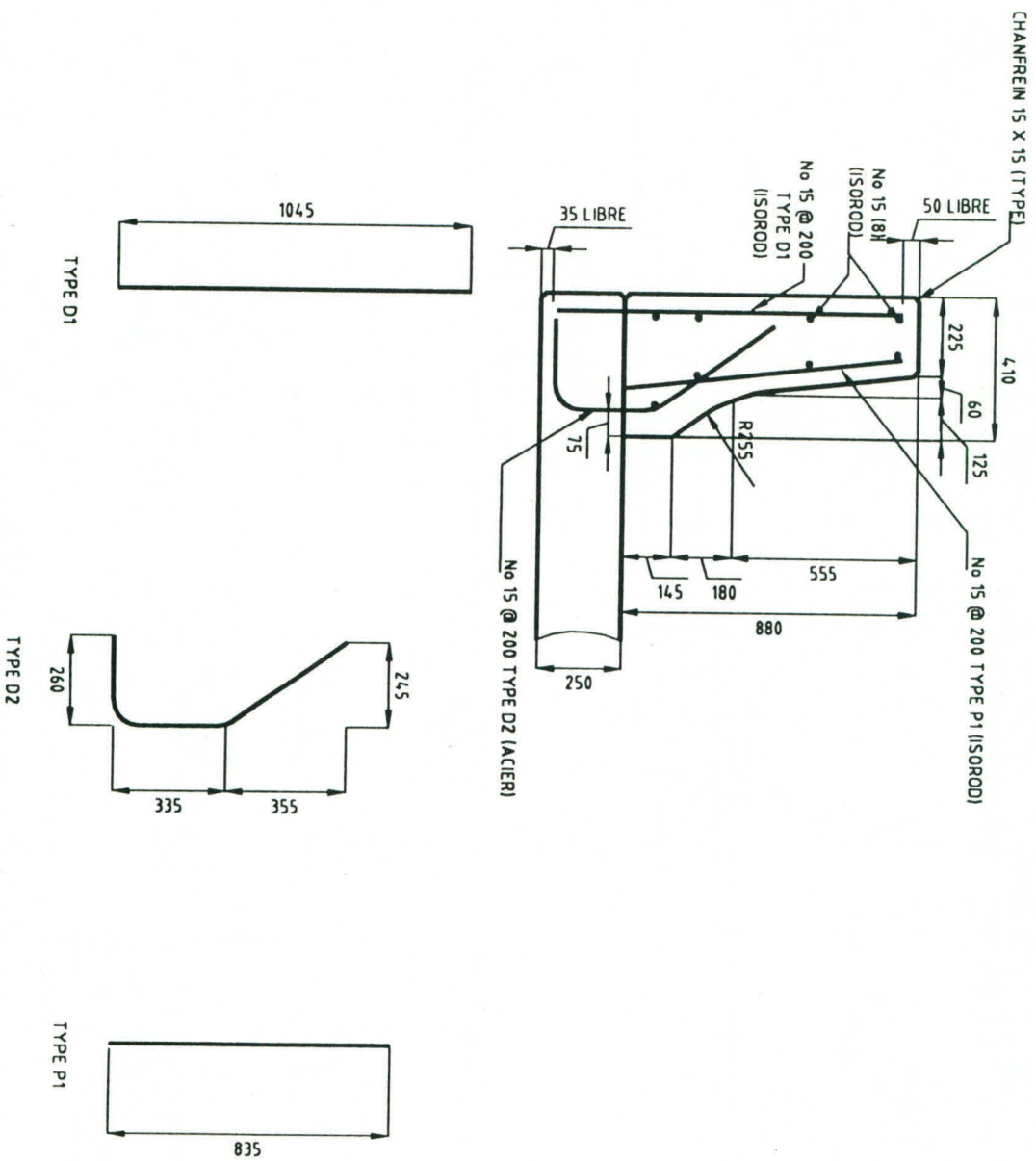


Figure 4. Détails de l'armature des glissières PL2-IS (Design 2)

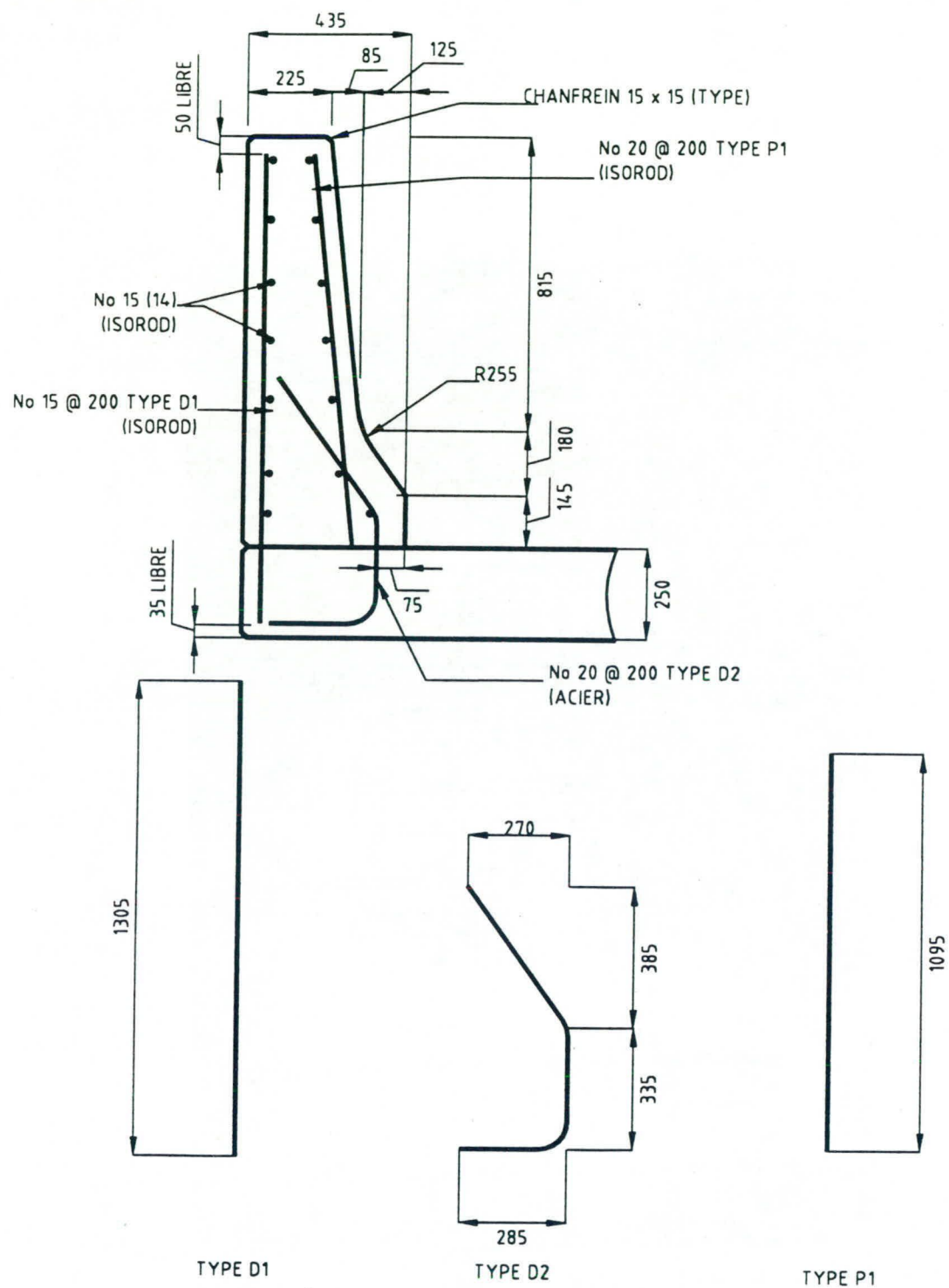


Figure 5. Détails de l'armature des glissières PL3-IS (Design 2)

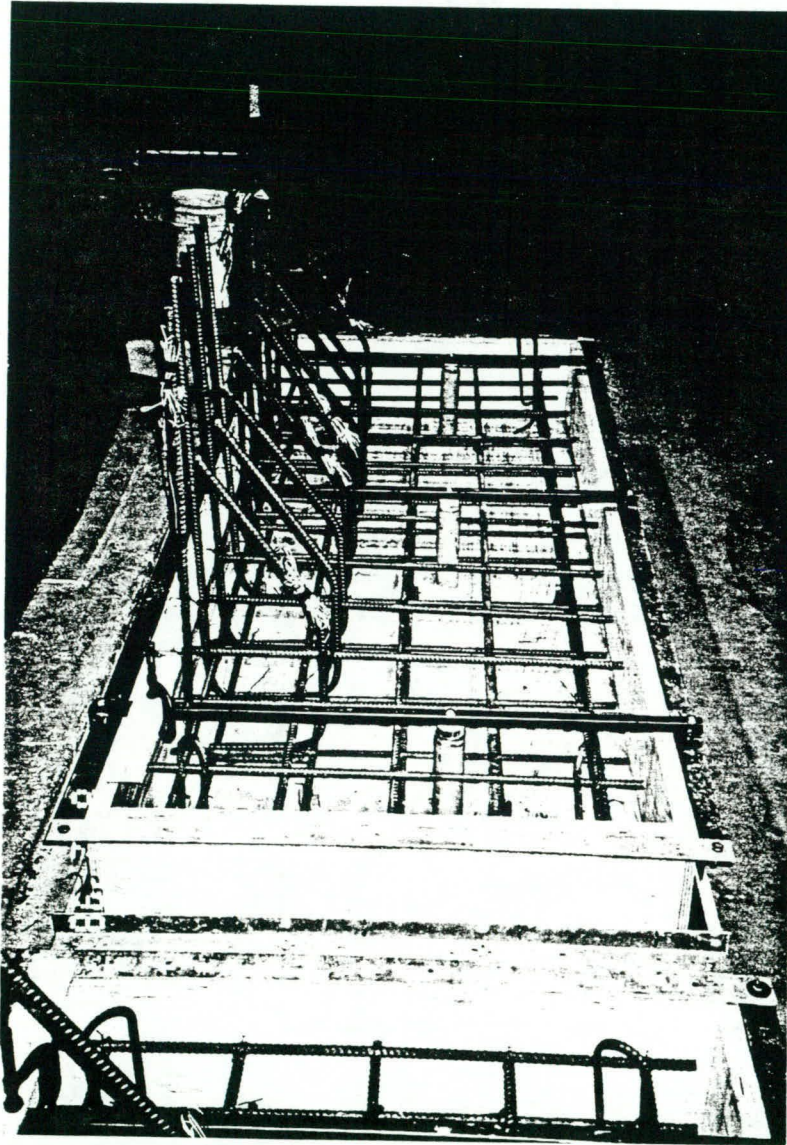


Figure 6. Coffrage et détails d'armature de la dalle d'une glissière de type PL2-AC, incluant l'armature en attente.

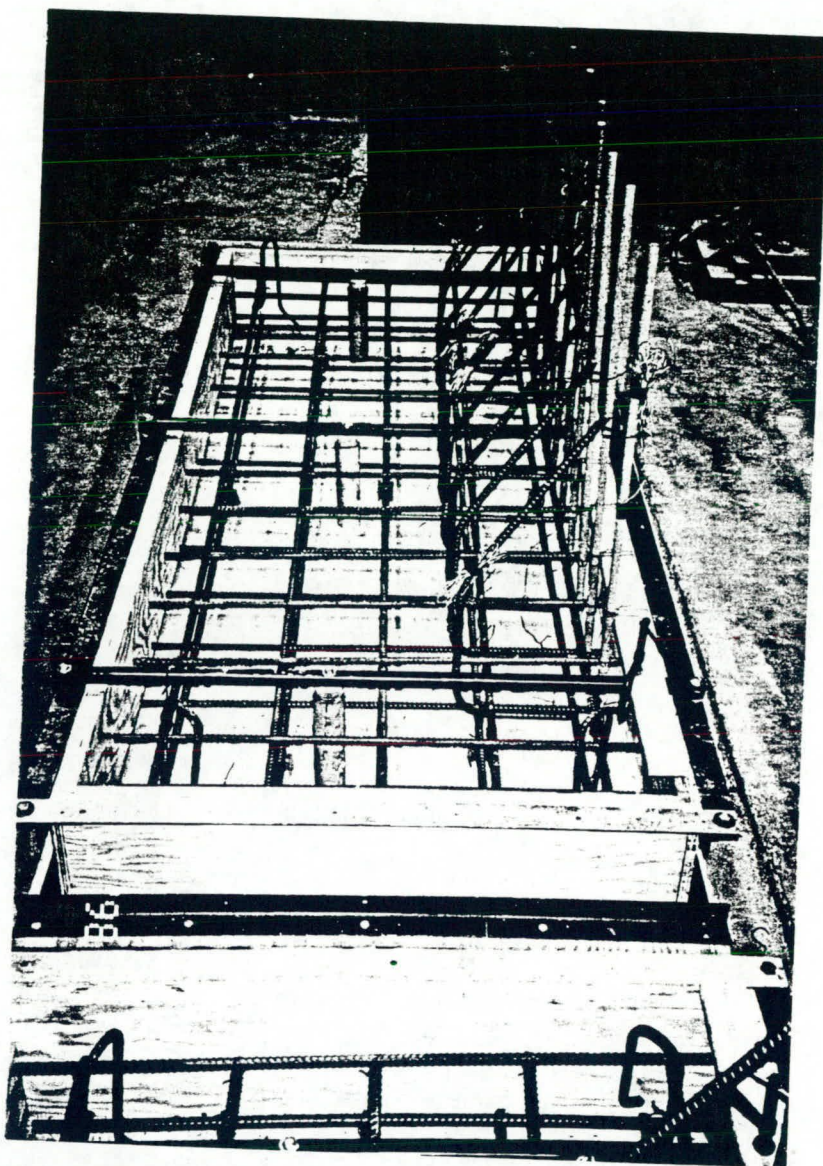


Figure 7. Coffrage et détails d'armature de la dalle d'une glissière de type PL2-IS, incluant l'armature en attente.

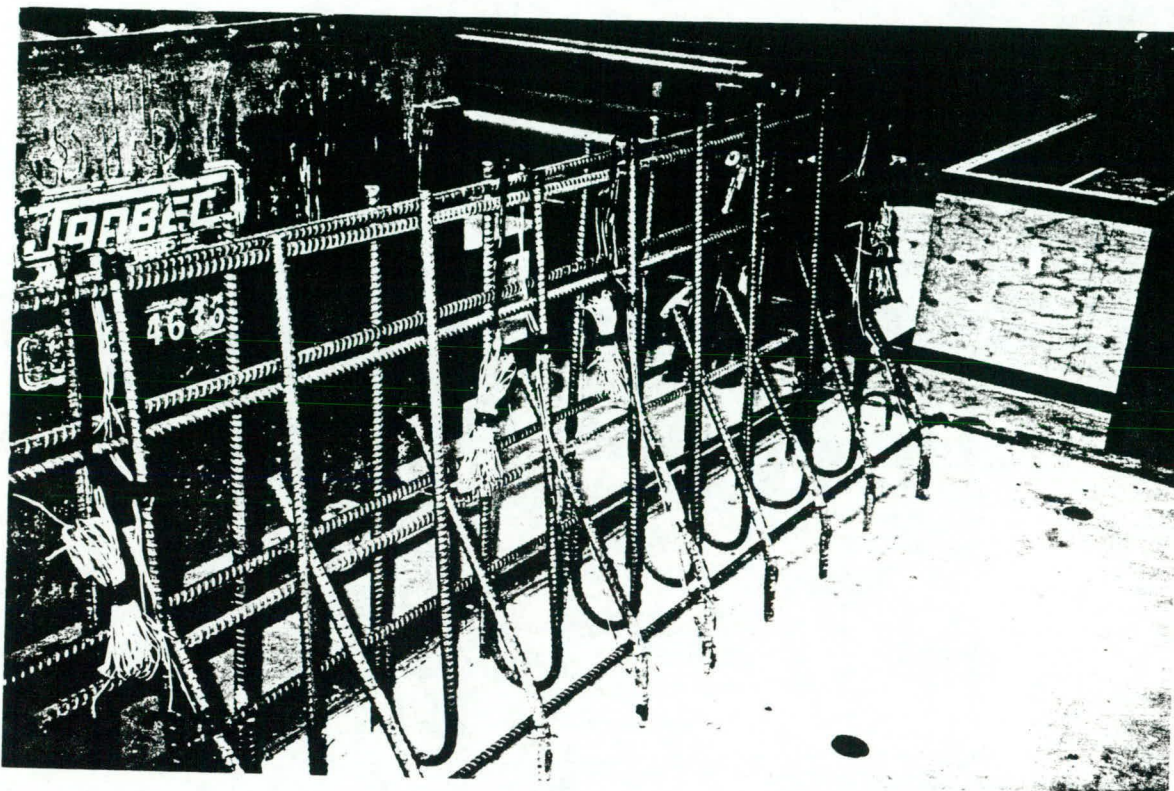


Figure 8. Détails d'armature et d'instrumentation du mur d'une glissière de type PL2-AC

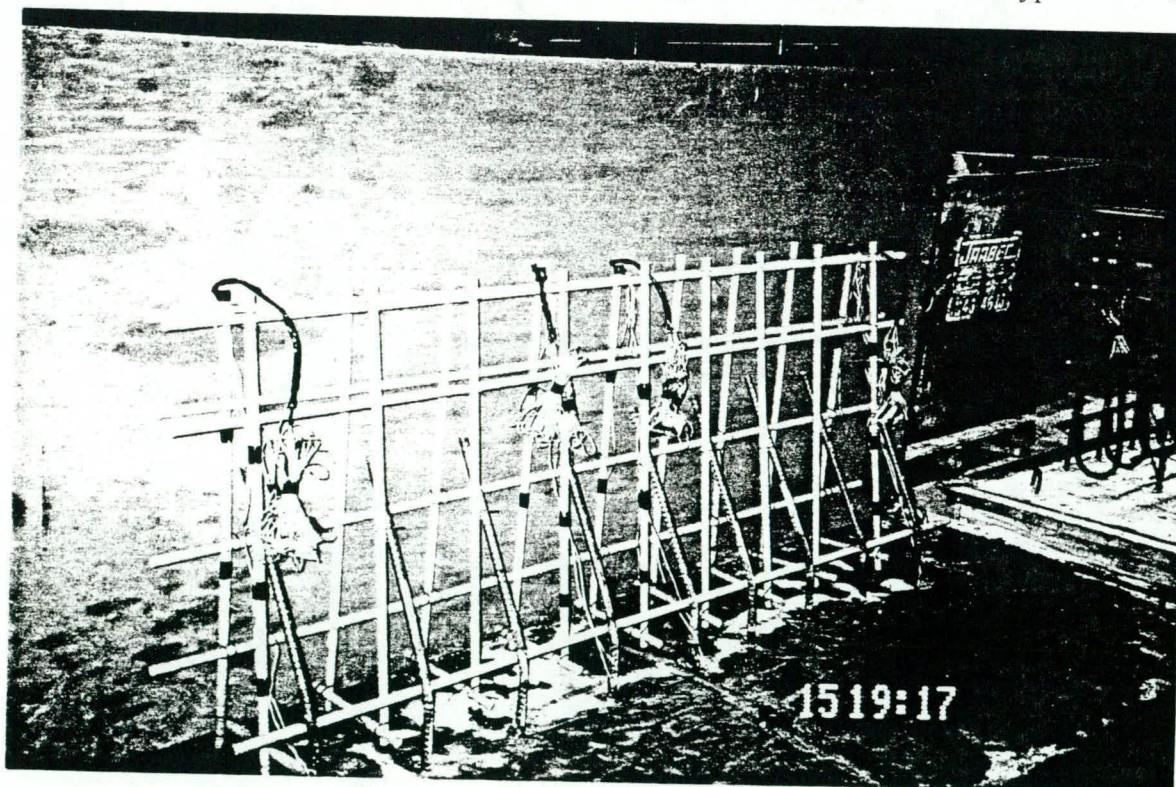


Figure 9. Détails d'armature et d'instrumentation du mur d'une glissière de type PL2-IS

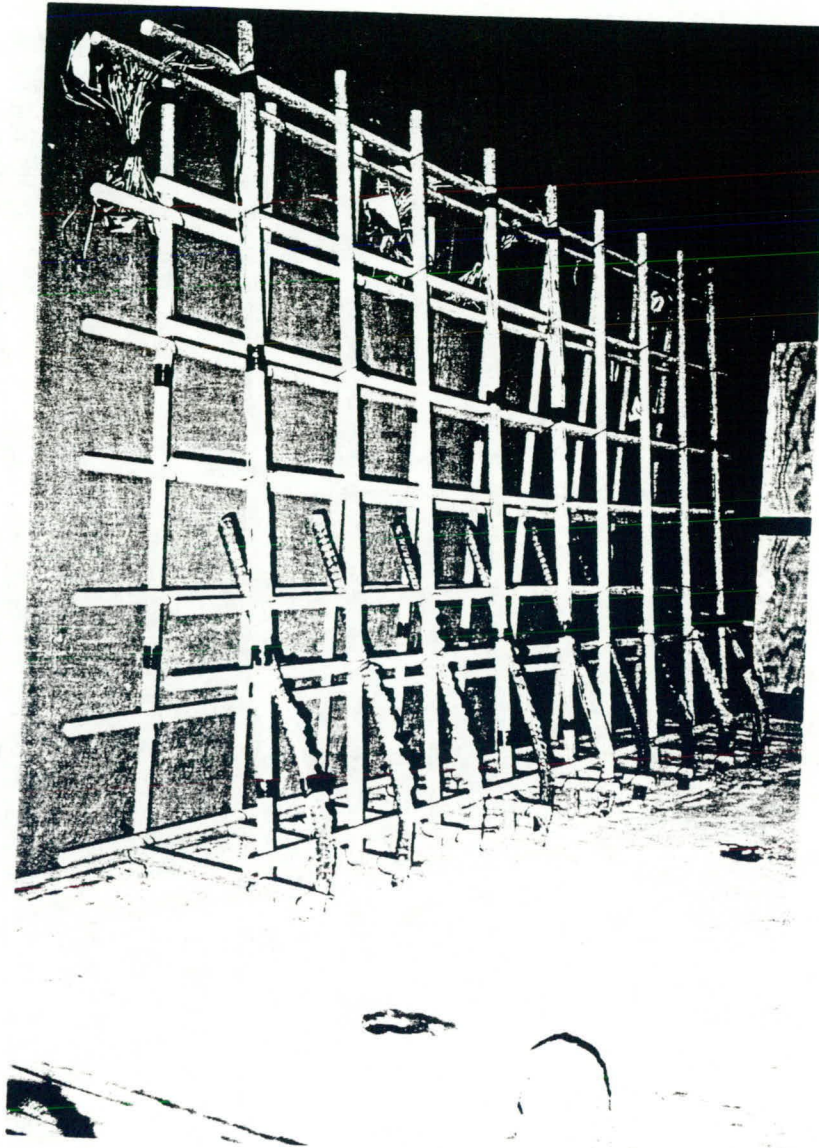


Figure 10. Détails d'armature et d'instrumentation du mur d'une glissière de type PL3-IS

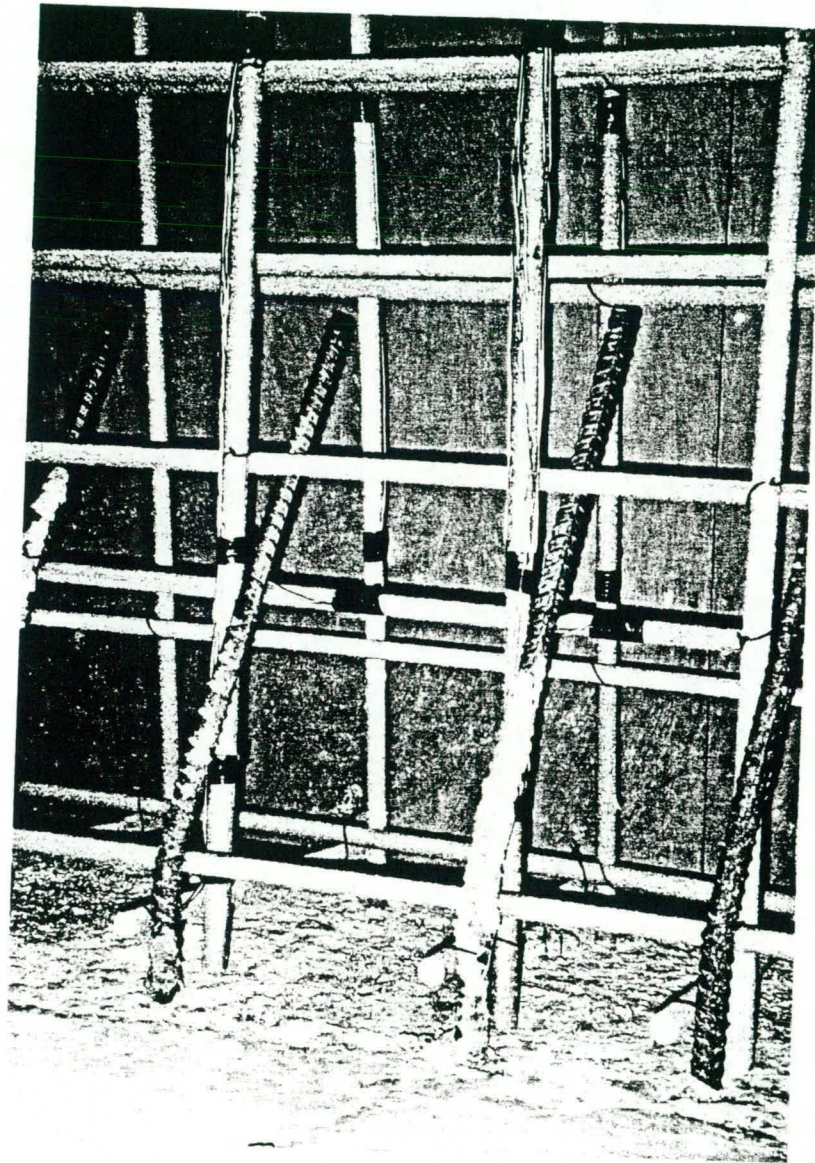


Figure 11. Vue rapprochée montrant l'instrumentation de l'armature Isorod verticales et horizontales

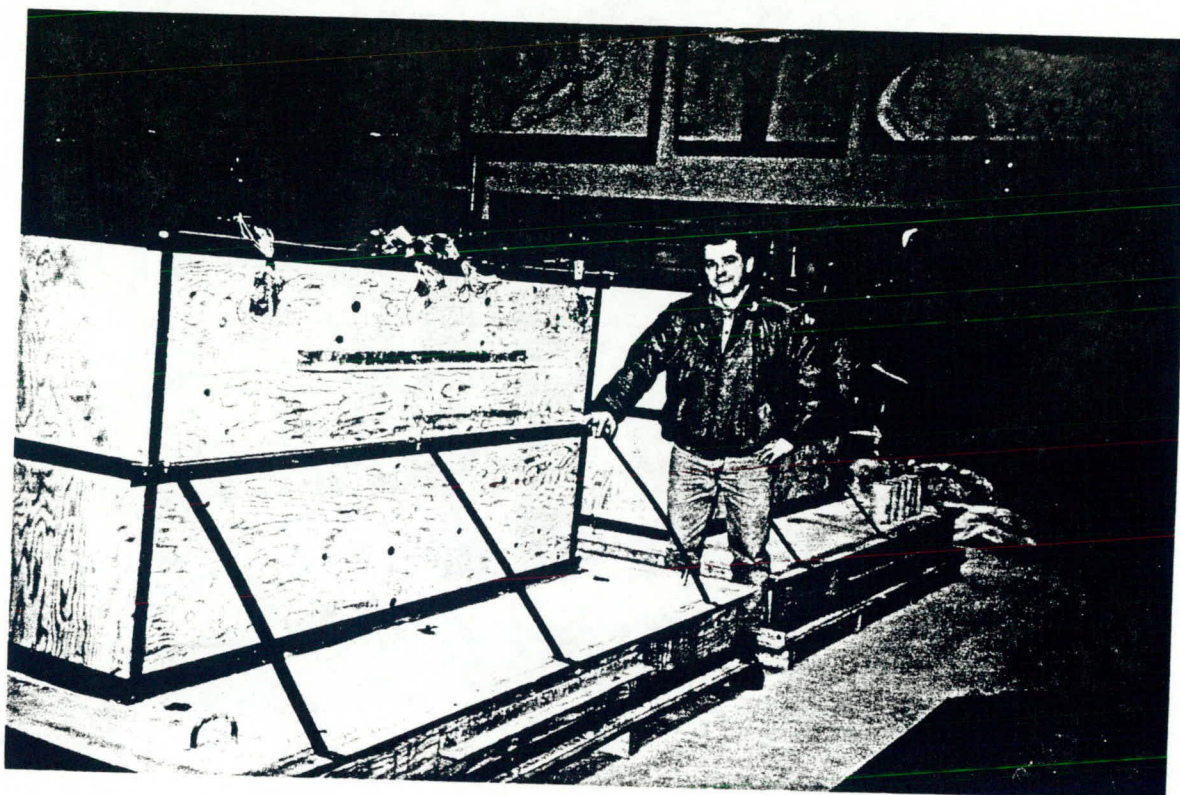


Figure 12. Coffrage prêt pour le coulage du béton

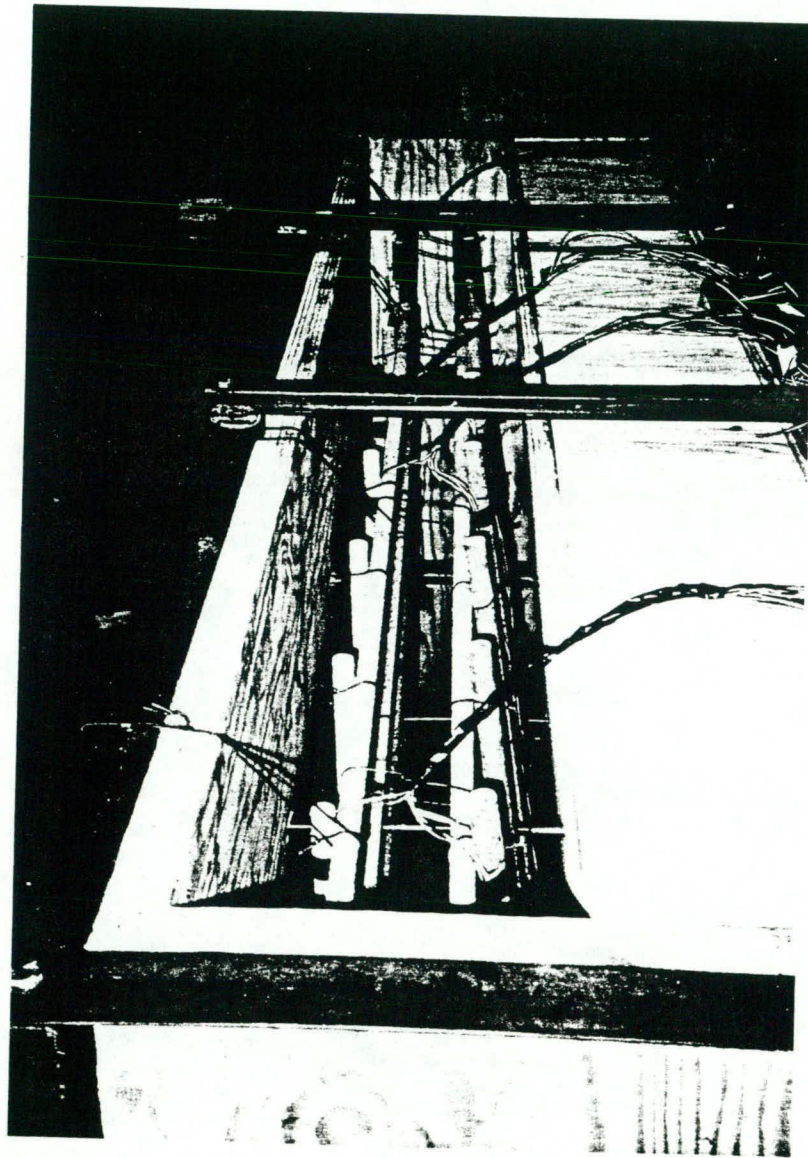


Figure 13. Vue rapprochée du coffrage et de l'armature avant coulage du béton



Figure 14. Coulage du béton

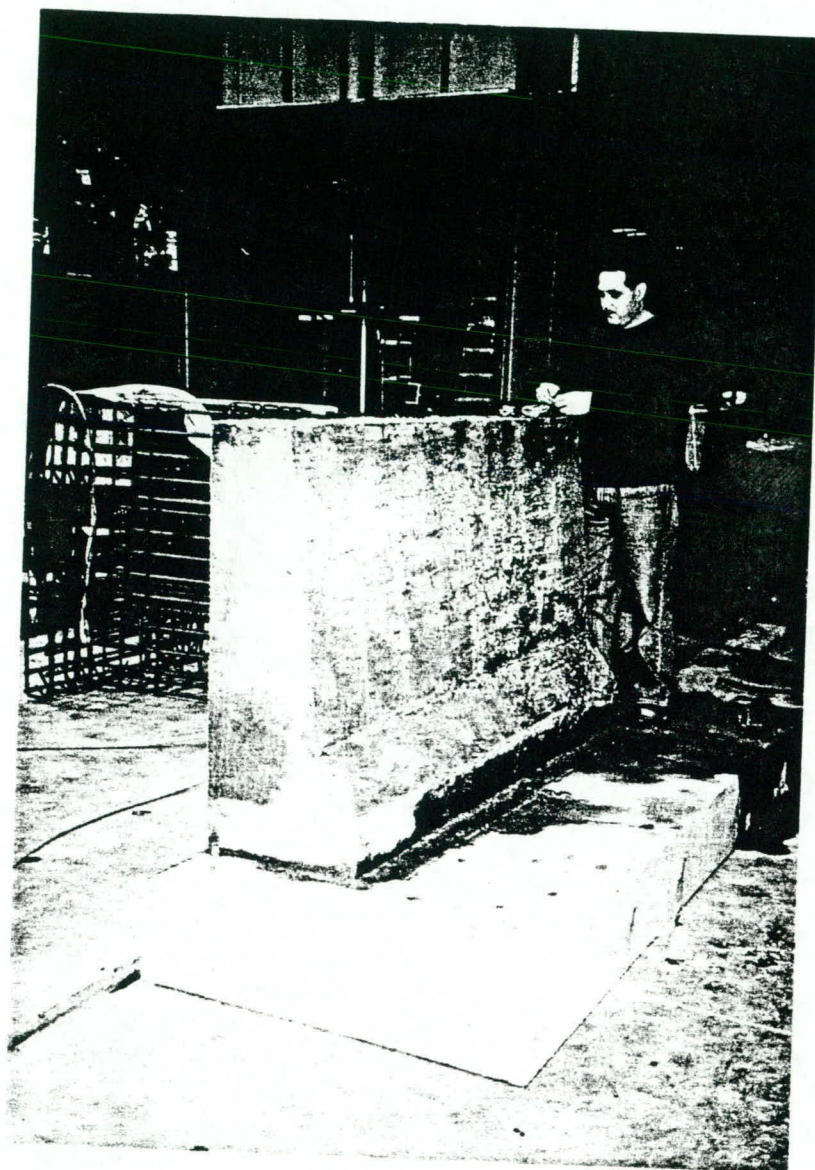


Figure 15. Vue d'une glissière type après décoffrage

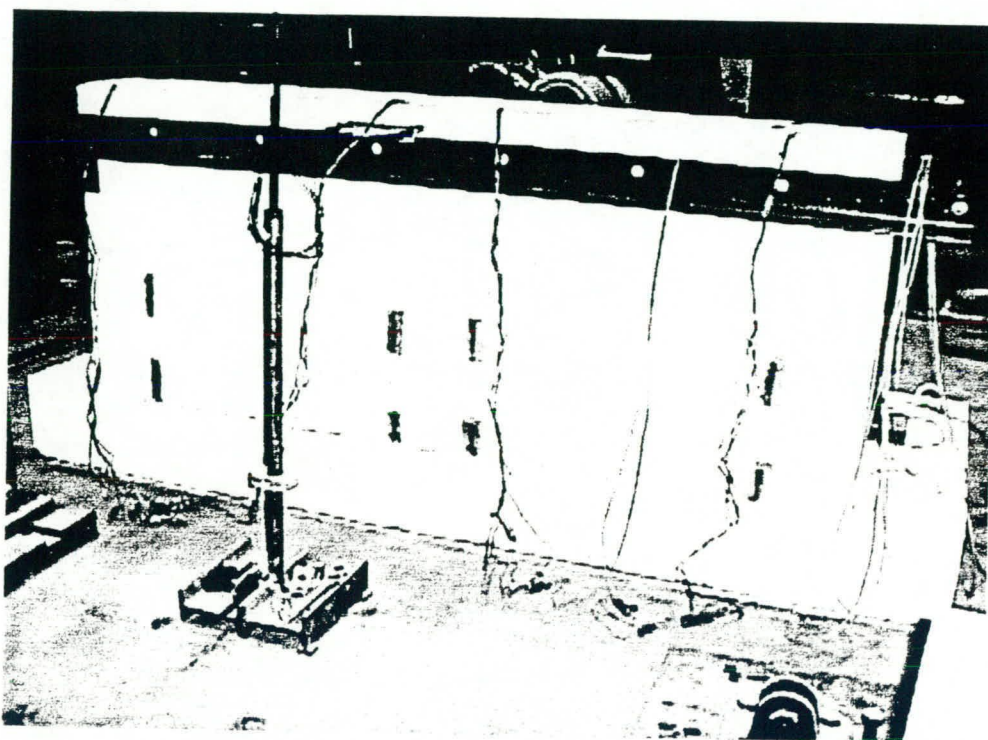


Figure 16. Face arrière d'une glissière montrant l'instrumentation du béton

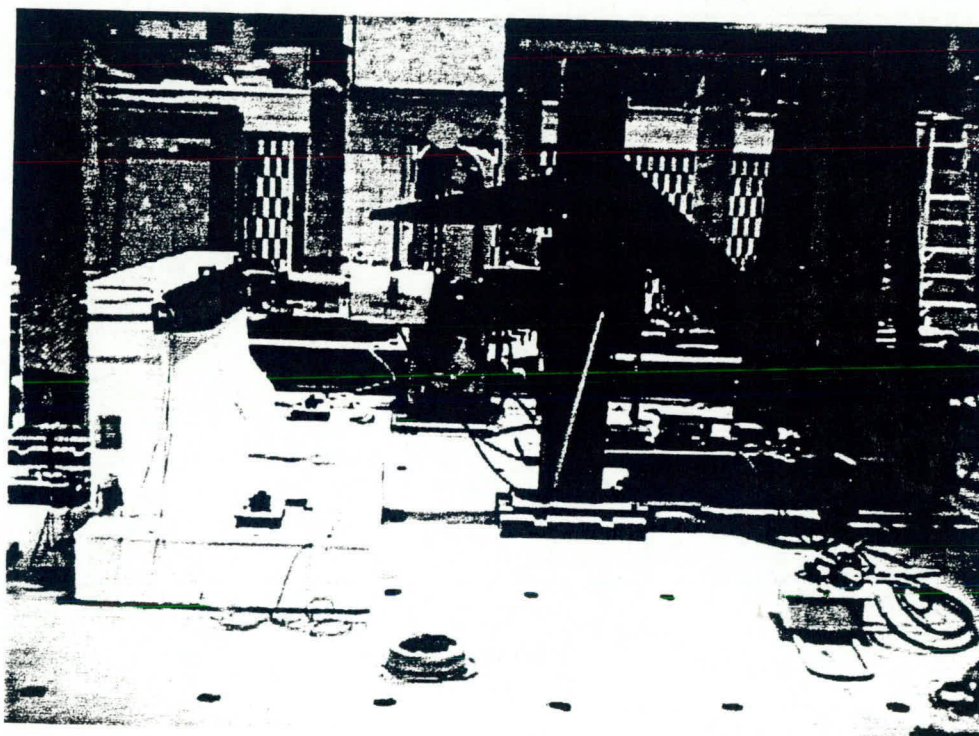


Figure 17. Vue d'ensemble du montage expérimental

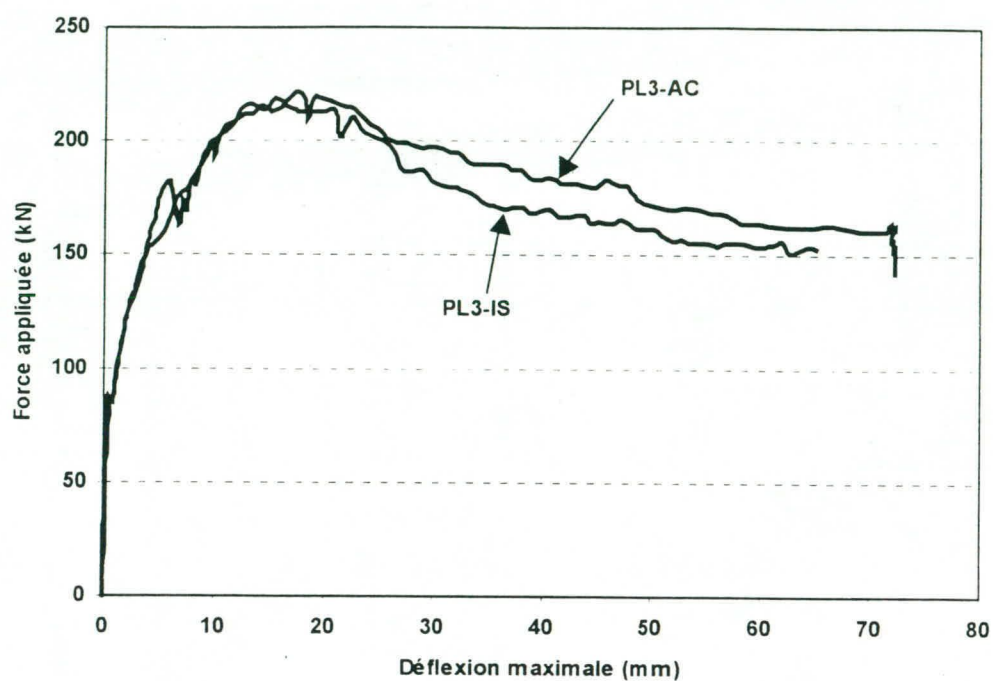


Figure 18. Résultats types du comportement force-déflexion des glissières de type PL3

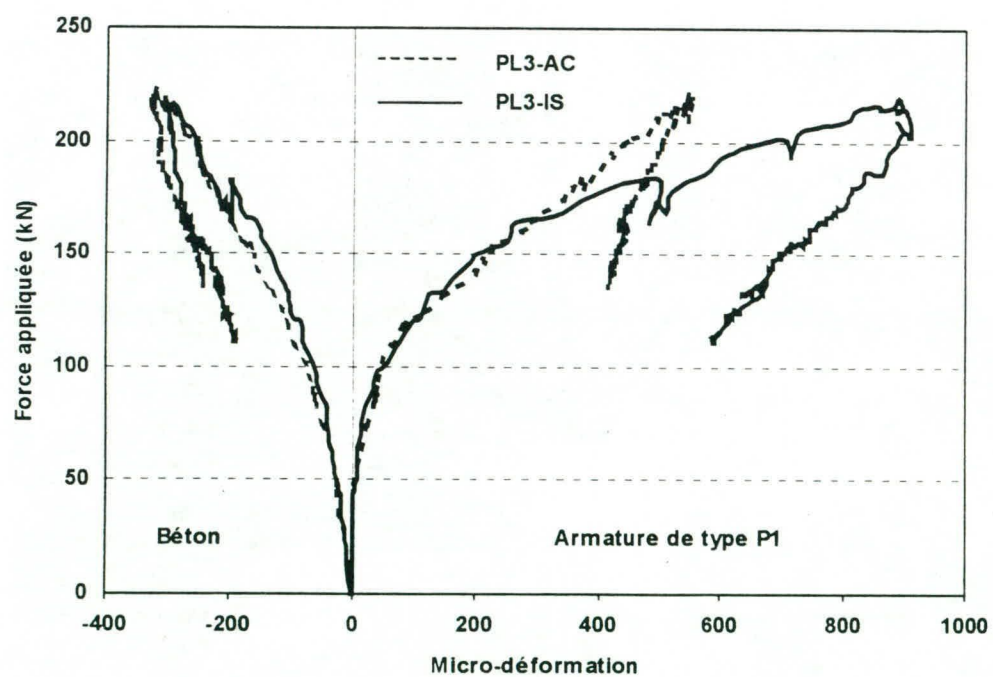


Figure 19. Résultats types du comportement force-déformation des glissières de type PL3

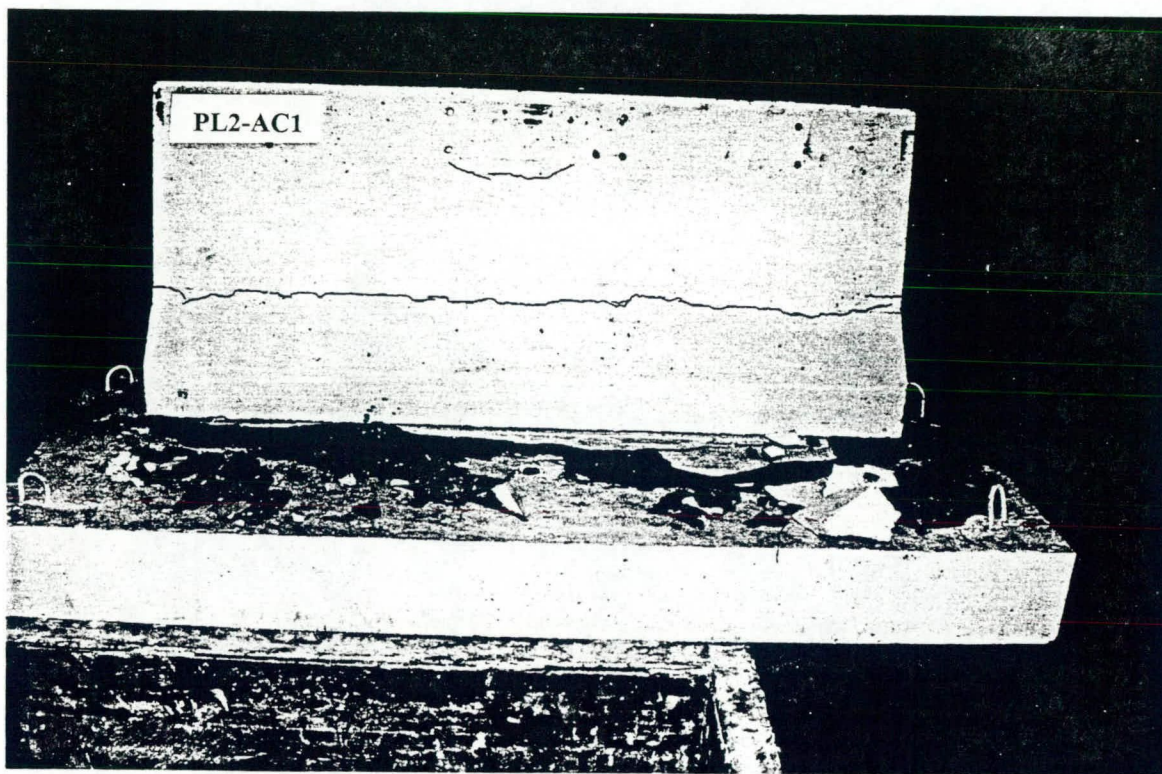


Figure 21. Glissière PL2-AC après rupture

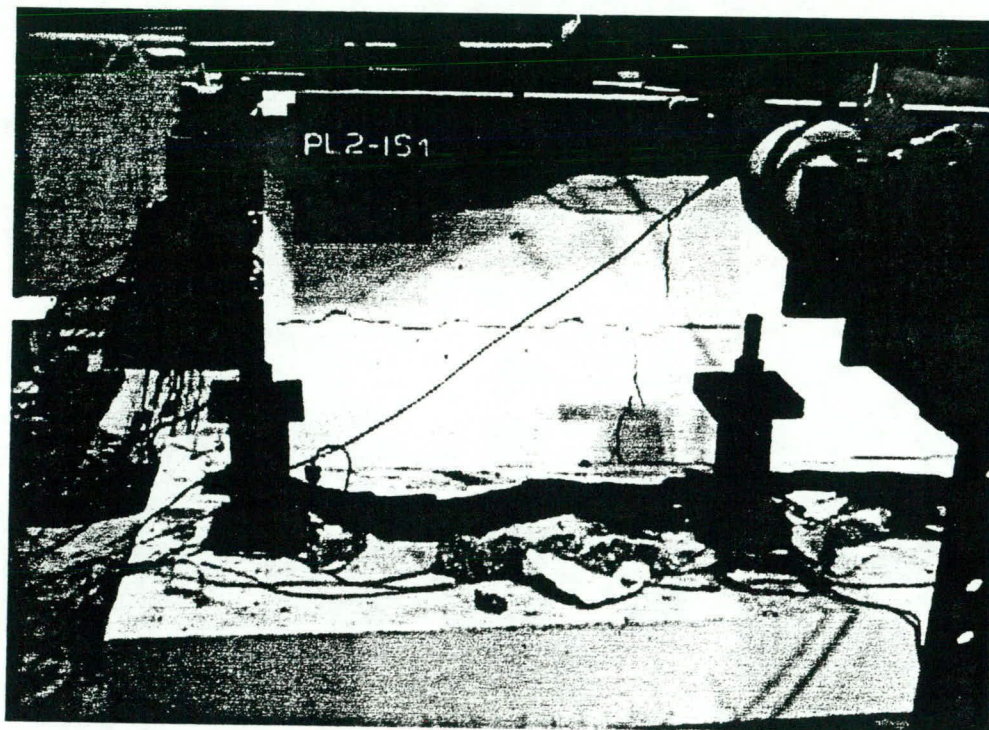


Figure 21. Glissière PL2-IS après rupture

UTILISATION STRUCTURALE DES BÉTONS FIBRÉS

Bruno Massicotte
Professeur titulaire

Kathleen Moffatt
Étudiante à la maîtrise

Département des génies civil, géologique et des mines
École Polytechnique de Montréal
Montréal (Québec) H3C 3A7

RÉSUMÉ : Les fibres peuvent jouer un rôle bénéfique pour améliorer le comportement structural et la durabilité des structures en béton armé. Cependant des obstacles devront être franchis avant que l'on puisse voir une utilisation répandue des fibres dans des applications structurales.

Cet article traite de la problématique de l'utilisation des fibres pour fins structurales à travers trois volets. Premièrement les freins à l'utilisation structurale des fibres sont d'abord énoncés. Ensuite les avantages qu'offrent les fibres pour le béton sont énumérés. Enfin l'article termine par l'illustration de la méthode suivie pour prendre en considération l'effet structural des fibres pour une application particulière: les dalles de tablier de pont.

INTRODUCTION

Le béton est un matériau omniprésent dans les infrastructures civiles tels les ponts, les barrages, les routes, les tunnels, les murs, etc. Il s'agit d'un matériau poreux et relativement fragile lorsque soumis à des sollicitations de traction. Les structures construites au cours du XX^e siècle, particulièrement celles utilisées dans les infrastructures de transport, ont été soumises à des conditions toujours plus agressives de sorte que les bétons n'ont pas été à la hauteur des attentes de la société. La volonté d'améliorer la durabilité des infrastructures de transport, afin de réduire les coûts de réparation et de limiter les interventions, a conduit au développement de bétons plus durables. Les bétons à haute résistance mis au moins au cours des années 1980 se sont également avérés plus durables dû à la plus grande compacité de leur matrice. Combiné avec l'avènement des matériaux synthétiques non corrosifs, on pourrait penser que la majorité des problèmes de durabilité des structures en béton ont été éliminés. Malgré ces progrès, le béton demeure toujours un matériau fragile, sujet à la fissuration. Les fibres ajoutées au béton peuvent, avec un mélange de qualité et une mise en place soigneusement réalisée, corriger plusieurs des défauts inhérents au béton.

Sans prétendre que les fibres puissent régler tous les maux du béton, cet article présente certaines situations pour lesquelles les fibres pourraient contribuer efficacement à accroître la durabilité des bétons structuraux. La discussion porte sur tous les types d'éléments et ne se limite pas aux tabliers des ouvrages d'art, bien que dans le cas des dalles de tablier l'utilisation structurale des fibres constitue un avantage certain à maints points de vue. Toutefois, la première question à laquelle cet article répond est pourquoi

les fibres ne sont utilisées que marginalement dans les applications structurales, du moins, en Amérique du Nord. L'article se termine par une présentation des avenues possibles pouvant mener à l'utilisation structurale des fibres dans le béton et à celle privilégiée dans le cas des dalles de tablier.

FREINS À L'UTILISATION STRUCTURALE DES BÉTONS FIBRÉS

Depuis les trente dernières années, des efforts de recherche importants ont été consacrés au développement des bétons fibrés et un nombre incalculable d'articles a été publié sur ceux-ci sans toutefois conduire à un grand nombre d'utilisations structurales. Il y a donc lieu de s'interroger sur les causes de ce manque d'intérêt évident des constructeurs, ingénieurs conseil ou donneurs d'ouvrages. Sans prétendre faire le tour complet du problème, quelques pistes sont identifiées dans ce qui suit.

Efficacité structurale à l'ultime et coûts

À performance structurale égale, particulièrement lorsqu'il est question de la résistance ultime, les aciers d'armature sont plus efficaces mécaniquement que les fibres car ils sont positionnés aux endroits stratégiques alors que les fibres sont dispersées dans la matrice. De plus, les fibres étant de longueur finies, elles sont plus efficaces pour les structures minces où les ouvertures des fissures à l'ultime demeurent petites, ce qu'on appelle l'effet d'échelle.

Le prix volumique des aciers d'armature est de 2 à 4 fois moindre que celui des fibres. Ainsi, à coût constant, le volume de fibres dans une direction donnée sera moindre que celui de l'acier, dû au coût des fibres et à leur dispersion dans la matrice. Donc, sur la seule base de l'efficacité structurale à l'ultime, les fibres sont largement perdantes.

À ces constatations on doit ajouter les remarques suivantes en faveur de l'utilisation structurale des fibres dans le béton. Les fibres requièrent moins de main-d'œuvre et peuvent devenir efficaces structuralement pour les endroits fortement ferrailés. Les fibres peuvent permettre de réduire les dimensions de certaines pièces, réduisant d'autant le volume de béton et le coût en fibres.

Mise en place

La maniabilité des bétons fibrés, lorsque des dosages élevés sont utilisés, a longtemps été un frein à leur utilisation industrielle. Des expériences négatives, la formation d'oursins, ou d'autres problèmes reliés à la fabrication, à la mise en œuvre et à la finition des bétons fortement dosés en fibres ont laissé une impression négative à l'utilisation des fibres. Ces problèmes ont été résolus et des méthodes rationnelles d'optimisation des mélanges ont été utilisées avec succès (Dzeletovic et Massicotte, 1998; Massicotte et al, 1999).

Variété de fibres et de bétons

Il existe sur le marché une grande variété de fibres, en acier ou synthétiques, disponibles dans une large gamme de longueurs, diamètres, finis, matériaux, nuances, etc. Cette multiplicité et les problèmes qu'elle engendre sont décuplés lorsqu'on considère la fibre

dans sa matrice car le comportement des bétons fibrés est fortement influencé par l'interaction fibre matrice. Des fibres identiques dans des matrices différentes conduiront à des performances différentes, tout comme des volumes identiques de fibres différentes dans une même matrice pourront conduire à des résultats très difficilement comparables. Cette multitude d'options fait en sorte qu'il est plus difficile de faire un choix éclairé et que trop souvent les intervenants ne tiennent pas tous le même langage, ni ne discutent du même problème.

Informations techniques

Comme les fibres et les matrices sont nombreuses, il est aisé d'attirer l'attention sur des points particuliers qui peuvent s'avérer trompeurs pour l'utilisateur non aguerri. En fait, toutes les fibres ne sont pas bonnes pour toutes les applications. La Figure 1 montre l'allure possible des résultats d'essais de flexion comparant deux types de fibres. À première vue, on pourrait conclure que les fibres de type I sont plus performantes que les fibres de type II. Cette observation est cependant biaisée. Il faut regarder la performance de la fibre dans son application qui est le seul cadre où un jugement éclairé puisse être porté.

Ce que des résultats comme ceux illustrés sur la Figure 1 n'indiquent pas est l'ouverture des fissures. Or, dans la majorité des utilisations structurales, on ajoute les fibres principalement pour limiter l'ouverture des fissures. Ainsi, en étudiant le début de la courbe (Figure 2), on constate que les fibres de type II sont plus performantes pour de petites flèches, donc pour limiter l'ouverture des fissures, que celles de type I. Ces dernières sont plus performantes à grandes déformations et pourraient, par exemple, trouver une application idéale dans les mines où l'éclatement de la paroi rocheuse doit être absorbée par une grande déformabilité du recouvrement de béton.

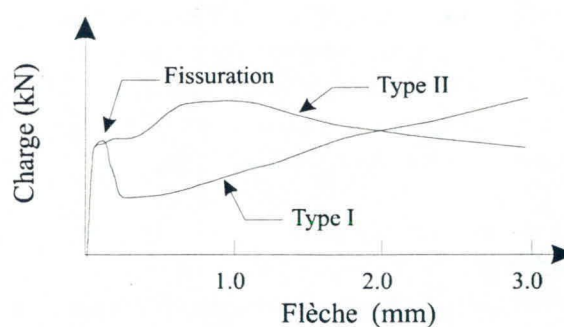
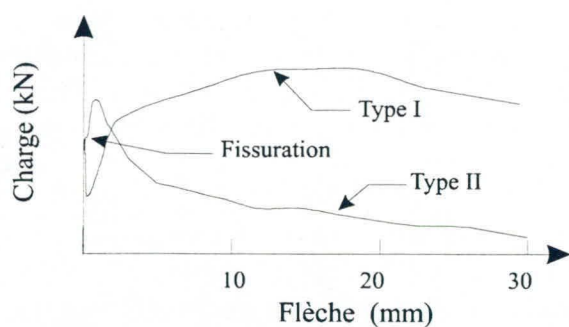


Figure 1: Essai de flexion, courbe complète Figure 2: Essai de flexion, début de courbe

Ici, il ne s'agit pas de savoir quelle fibre est la meilleure mais plutôt de savoir si la fibre ajoutée au béton remplit le rôle auquel on s'attend. C'est à ce chapitre que l'information transmise volontairement ou non par les chercheurs et fabricants amène souvent l'utilisateur vers des solutions qui pourraient ne pas lui convenir.

Méthodes d'essais et méthodes de calcul

La méthode d'essai la plus répandue dans la littérature, due à son apparente simplicité, est celle dite de flexion à quatre points (Figure 3a.). Cette méthode a été utilisée abondamment par les chercheurs parce qu'elle permet de comparer entre elles les fibres et les matrices. Malheureusement, cet essai ne conduit pas à des résultats qui peuvent être traduits en propriétés mécaniques directement utilisables par l'ingénieur concepteur. Les méthodes de calcul utilisant les résultats de ces essais procèdent plutôt par empirisme sur la base des succès et insuccès rencontrés. C'est le cas notamment des dalles sur sol.

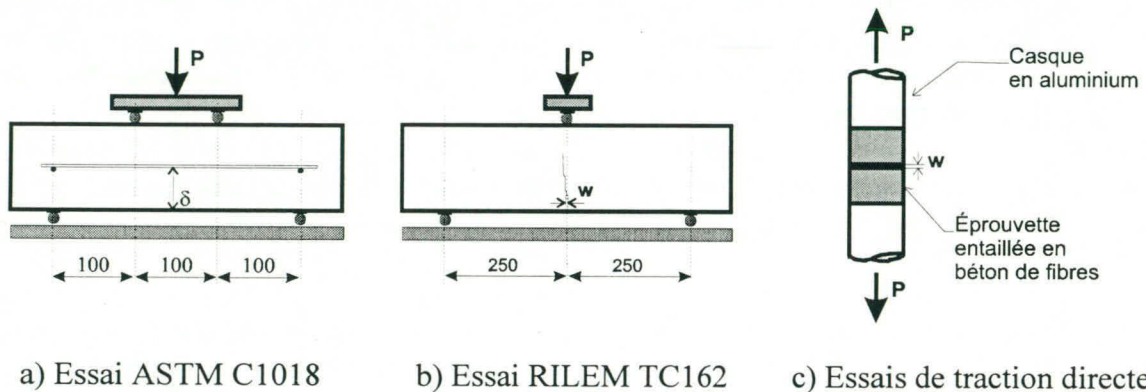


Figure 3: Essais de caractérisation du matériau

D'autres méthodes d'essais sont actuellement proposées. Encore une fois, selon le type d'application visée, l'une ou l'autre des méthodes d'essai sera préférable. Dans le cas des revêtements de mines où les grands déplacements sont permis, l'essai dit du panneau sud africain, dans lequel un disque reposant sur trois appuis et chargé en son centre, donnera l'information pertinente au concepteur. Pour le contrôle de la fissuration dans les infrastructures de transport, l'essai de flexion RILEM (Figure 3b) ou un essai de traction directe (Figure 3c) seront beaucoup plus appropriés car on y mesure l'ouverture des fissures en fonction de la charge.

L'information obtenue des essais peut également porter à confusion et conduire à des interprétations erronées. La Figure 4 présente des résultats d'essais de traction directe et de flexion faits sur le même mélange. L'essai de traction montre clairement que la résistance du béton après la fissuration diminue alors qu'un essai de flexion laisse sous-entendre que le matériau est écrouissant et que sa résistance augmente alors qu'il en est tout autrement. L'essai de flexion doit donc être interprété avec prudence.

Cependant, l'ingénieur est peu habitué à faire un calcul structural en fonction d'une ouverture de fissure. Il faut donc soit transformer la mesure de l'ouverture de fissure en déformation unitaire équivalente, ce qui nous ramène à une relation contrainte-déformation familière aux ingénieurs, soit proposer une méthode de calcul qui fait directement intervenir l'ouverture des fissures. En principe, les deux approches conduisent aux mêmes résultats. Le choix entre ces approches fait actuellement l'objet de

débats au sein de comités techniques (RILEM TC-162, ACI544). En bout de ligne, c'est l'ingénieur concepteur qui choisira.

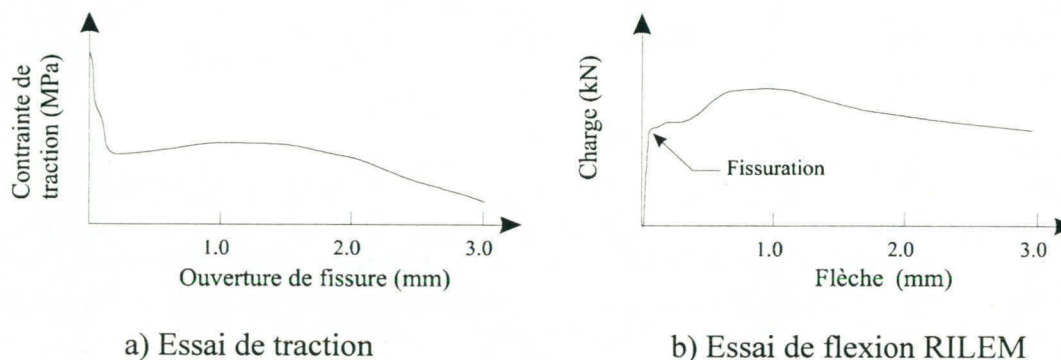


Figure 4: Résultats d'essais de caractérisation du matériau

Sommaire

Les derniers points ont permis de comprendre les difficultés et défis auxquels font face les promoteurs de l'utilisation des fibres dans la construction, en particulier pour des applications structurales. Si un consensus est obtenu entre les chercheurs et les utilisateurs sur l'effet bénéfique des fibres au niveau mécanique, on est encore loin de voir ce matériau directement spécifié dans les normes de conception. Les rivalités entre les tenants des diverses approches de calcul sont trop grandes. Il est également peu probable d'imaginer que le béton fibré puisse être caractérisé par une seule propriété comme f'_c ou f_y pour le béton et l'acier respectivement. Pour permettre l'utilisation structurale des fibres, les normes devront encadrer la méthode d'essai et la procédure de calcul en plus de s'assurer que les propriétés utilisées lors de la conception correspondent à ce que l'on retrouve réellement dans la structure.

Cependant, même si le béton fibré n'est pas mûr pour être enchâssé dans une norme d'applicabilité générale, l'état des connaissances permet de pouvoir utiliser le béton fibré dans des applications spécifiques ciblées pour lesquelles il est plus aisé de spécifier les étapes à suivre afin de garantir la fiabilité des éléments utilisant la fibre à des fins structurales.

RÔLES BÉNÉFIQUES DES FIBRES D'ACIER DANS LE BÉTON

Perception populaire

Une perception populaire relativement répandue est à l'effet que les fibres amènent plus de problèmes au béton qu'elles n'en règlent et qu'elles joueront toujours un rôle d'armature secondaire. Cette réserve est naturelle car elle est fondée sur l'expérience alors que les freins à l'utilisation des fibres mentionnés plus haut n'aident pas à dissiper cette perception. À cela s'ajoutent deux observations de la situation actuelle ne militant pas en faveur de l'utilisation des fibres: les promoteurs des bétons à haute performance

ont la conviction que les nouveaux bétons seront beaucoup plus durables que les bétons conventionnels alors que les ingénieurs en structures voient mal comment de petites fibres d'acier pourraient améliorer le comportement structural. C'est en réaction à ces prises de position que s'inscrivent les commentaires qui suivent. Cependant, avant de regarder les applications où les fibres peuvent jouer un rôle structural, il est approprié de définir ce qu'on entend par comportement structural.

Comportement structural

Définir ce qu'est une application structurale pour un élément en béton pourrait faire l'objet d'un long débat. On peut, pour les fins de la présente discussion, définir une application structurale comme celle dans laquelle le béton subit des efforts qui sont pris en compte par une méthode de calcul. Les conditions en service et/ou à l'ultime peuvent être pris en compte selon la nature de l'élément. À titre d'exemple, le comportement longitudinal d'un chasse-roues ou d'une barrière de type New-Jersey pourrait être qualifié de structural si on prenait en considération pour le calcul des aciers longitudinaux, la déformation longitudinale due au retrait différentiel, restreinte par la dalle de tablier. Le comportement n'est plus structural si ces aciers sont spécifiés sans calcul, basé seulement sur la pratique courante.

Cet exemple illustre un cas où il n'est pas requis de réaliser un calcul structural, car la sécurité n'est pas mise en cause, mais où une telle approche peut amener à une meilleure compréhension des efforts impliqués. Dans d'autres situations, comme la résistance à la flexion des barrières de type New-Jersey ou celle des dalles de tablier, on doit considérer le comportement structural de l'élément et faire un calcul approprié, la sécurité étant mise en cause.

Le rôle des fibres d'acier dans les structures peut être vu sous ces deux approches: basé sur l'expérience, sans calcul, ou comme élément contribuant à la résistance, avec une méthode de calcul éprouvée. C'est selon cette seconde approche que la contribution des fibres sera considérée dans les éléments en béton.

Les fibres et les structures en BHP

Les éléments structuraux en béton, tout particulièrement ceux en BHP, peuvent bénéficier grandement de la présence des fibres. Dans ce qui suit, des situations où les fibres corrigent certains défauts des BHP sont d'abord énoncées. Suivent les applications où les fibres améliorent les performances des éléments structuraux (Moffatt, 1999).

Fragilité en compression. Même si les BHP possèdent une résistance en compression accrue, ils sont plus fragiles que les bétons ordinaires. Les ruptures brutales des BHP en compression deviennent très adoucies en présence de fibres qui apportent une ductilité considérable au béton en compression. On trouvera donc avantage à utiliser les fibres pour améliorer la ductilité dans les éléments sous ou sur-armés afin de permettre une redistribution des efforts.

Fragilité en traction. Les BHP ont une résistance en traction qui s'accroît plus lentement que celle en compression. Bien que les fibres n'augmentent pas la résistance à la traction

directe, sauf à des dosages très élevés, la résistance apparente en flexion augmente car les fibres contribuent à restreindre l'ouverture des fissures tout en transmettant à travers la fissure des efforts de traction importants au-delà de la fissuration (Figure 4).

Fluage et retrait. Le fluage des BHP est moindre que celui des bétons ordinaires. Cependant, le retrait total, endogène et de séchage, demeure sensiblement le même. Or, dans les éléments comme les dalles, les barrières New-Jersey, etc. où le retrait est empêché, les BHP auront tendance à se fissurer d'avantage dû à une relaxation des contraintes qui sera moindre. À ceci s'ajoute une résistance à la traction proportionnellement moindre que les bétons ordinaires. Les fibres contribuent dans ce cas à maintenir les fissures fermées, améliorant du même coup la durabilité.

Chargements cycliques et contraintes dans les armatures. Les dalles de pont sont soumises à des charges cycliques élevées qui, dans les éléments minces, limitent les contraintes de traction dans les armatures et gouvernent le dimensionnement. En gardant effectif le béton en traction, les fibres permettent de réduire les contraintes dans les armatures et permettent d'améliorer grandement le comportement sous charges cycliques.

Délamination des dalles de pont. Il a été observé que certaines dalles de ponts à poutres flexibles s'endommageaient plus rapidement que celles des ponts plus rigides. Les dommages se traduisent par une délamination du béton sous les aciers du lit supérieur. Dans de tels cas, les fibres, qui sont dispersées dans la matrice, empêchent la délamination du béton et contribuent à améliorer la longévité des dalles.

Enrobage des armatures. Comme les fibres contribuent à limiter l'ouverture des fissures, il est envisageable qu'elles puissent permettre, dans certains cas, de réduire l'enrobage des armatures, afin, par exemple, de conserver la même épaisseur que la dalle d'origine dans le cas d'un remplacement de dalle, et ce, sans avoir à renforcer les poutres ou à réduire la capacité portante tout en améliorant la durabilité des dalles.

Matériaux composites. Les barres en matériaux composites seront utilisés de plus en plus souvent dans les éléments structuraux. Même si ces matériaux sont généralement résistants, ils possèdent le défaut d'avoir un module élastique moindre que l'acier et présentent de plus un comportement linéaire élastique fragile. La faible rigidité amène des problèmes de rigidité, de flèches et de contrôle de la fissuration alors que le comportement fragile ne garantit pas la ductilité exigée dans les structures. Pour leur part, les fibres permettent de maintenir une rigidité suffisante en limitant l'ouverture des fissures et, par leur grande ductilité, elles favorisent la ductilité de l'élément en béton.

Réduction des armatures. Beaucoup d'éléments, comme les dalles ou les murs, doivent avoir des armatures de contrôle de la fissuration sur deux lits. Or, avec l'augmentation de l'enrobage des armatures, le contrôle de la fissuration est moins efficace. L'ajout de fibres peut permettre de concentrer l'armature sur un seul lit, les fibres permettant le contrôle local de la fissuration. Dans certaines situations, les aciers d'armatures du lit supérieur de la dalle ne sont pas requis et les fibres peuvent permettre de contrôler la fissuration à ces endroits, tout en contribuant à la résistance structurale.

Ponts intégraux et gradients thermiques. Les ponts intégraux supportent, dans les conditions hivernales, des forces axiales de traction qui, combinées aux gradients thermiques importants dans les dalles, peuvent causer la fissuration de celles-ci. Ici encore, les fibres peuvent contribuer efficacement au maintien de l'intégrité des éléments structuraux.

Ancrages, goudjons, etc. Plusieurs règles de conception apparaissant dans les normes sont reliées directement à la faible résistance en traction du béton: l'ancrage des barres d'armature, le transfert du cisaillement au béton par les goudjons, etc. Bien que la résistance proprement dite du béton n'est pas augmentée en présence des fibres, l'augmentation de la résistance post-fissuration permet d'améliorer de façon notable le comportement du béton dans ces zones.

Sommaire

Les exemples cités plus haut permettent de mettre en évidence le rôle que peuvent jouer les fibres dans les structures de béton, en particulier dans les infrastructures de transport. L'ensemble de ces avantages n'est cependant pas suffisant. Chaque application doit être étudiée en prenant en considération les coûts additionnels, les contraintes imposées et les gains anticipés. À ceci s'ajoute une information juste des fabricants de fibres et une méthode de calcul permettant à l'ingénieur d'être en contrôle des paramètres de conception. Ce dernier aspect est traité dans la section suivante.

UTILISATION STRUCTURALE DES FIBRES DANS LES DALLES DE TABLIER

Approches

Le principal obstacle à l'utilisation structurale des fibres d'un point de vue de l'ingénierie est la très grande variabilité des produits et matrices, de même que la prise en compte de l'orientation des fibres et de leur dispersion dans l'élément considéré. Face à ce constat, on peut aborder l'utilisation structurale des bétons fibrés selon trois approches, appelées ici générale, empirique et spécifique. Chacune d'elles comporte des avantages et inconvénients.

Approche générale. Selon cette approche on détermine la contribution des fibres à la résistance structurale à partir d'équations générales donnant, par exemple, la résistance à la flexion, au cisaillement ou à la compression. Ces équations sont obtenues d'une combinaison d'essais structuraux dans lesquels la forme et le type de fibres sont pris en compte par le biais d'équations analytiques. Une telle approche a été proposée par Filiatrault et Massicotte (1998) pour la conception parasismique de cadres rigides.

Cette approche a l'avantage de faire appel à une méthode de calcul. Toutefois, pour tenir compte de la grande variabilité des modes de mise en place, elle doit être accompagnée de facteurs de sécurité qui tiennent compte des conditions les plus défavorables pouvant survenir, ce qui peut difficilement conduire à une utilisation économique des fibres. De

plus, cette méthode ne peut prendre en compte l'effet d'échelle et doit donc comporter des limites d'application sur la dimension des pièces.

Approche empirique. Cette approche est essentiellement basée sur des essais réalisés sur des éléments identiques à ceux qui seront éventuellement construits ou sur l'observation de la performance d'éléments identiques existants. Dans ce cas on est limité à la gamme de produits testés ou déjà fabriqués. Par contre, une telle approche permettra de prendre en compte directement l'effet des fibres et la dispersion des résultats si les conditions d'essai reflètent celles prévalant en chantier ou en usine. Une telle approche peut s'appliquer aux éléments préfabriqués (tuyaux, panneaux de revêtement, etc.) ou mis en place en chantier (dalle sur sol, pieux, murs, etc.). L'effet d'échelle doit être directement considéré avec cette méthode en ne construisant que des éléments à géométrie identique à ceux testés, ce qui peut devenir restrictif dans certains cas.

Approche spécifique. Cette approche utilise les propriétés mesurées des matériaux et fait appel à des équations de calcul utilisant directement ces propriétés. Plusieurs variantes peuvent exister, essentiellement fonction de la mesure des propriétés du matériau qui est faite, par exemple, selon l'essai de traction directe ou l'essai de flexion RILEM (Dzeletovic et Massicotte, 1998).

L'essai de traction directe fait sur des spécimens carottés est celui qui permet de tirer profit le plus efficacement des fibres. La transposition des résultats des essais aux calculs structuraux fait appel à peu d'hypothèses. Cependant, le travail préalable est considérable. L'applicabilité de l'essai de flexion aux calculs d'ingénierie est plus limitée mais l'effort expérimental requis est moindre. Toutefois, l'incertitude rattachée aux propriétés utilisées est plus grande pour l'essai de flexion que pour l'essai de traction directe, ce qui conduira éventuellement à des coefficients de tenue plus faibles avec l'essai de flexion. La méthode proposée pour le calcul des dalles sur poutres en bétons haute performance avec fibres d'acier utilise l'essai de traction directe pour la détermination des propriétés en traction.

Exemple de l'utilisation des bétons fibrés pour les dalles sur poutres

L'exemple de calcul des dalles sur poutres mettant à contribution les fibres assume que le type de fibres, le dosage en fibres, la matrice et les granulats sont spécifiés. Le développement de la méthode suivra l'approche du calcul aux états limites adopté dans les normes canadiennes. Selon cette approche, on doit déterminer la résistance en traction nominale attribuée au béton fibré, f_{tf} , et le coefficient de tenue correspondant, ϕ_f . Pour y parvenir, on doit passer à travers quatre étapes: obtenir les données expérimentales, déterminer la distribution statistique de la résistance du matériau, déterminer la valeur nominale correspondante et enfin, déterminer le coefficient de tenue. Ces étapes qui seront décrites dans ce qui suit, seront appliquées par Bélanger (1999) pour le dimensionnement d'une dalle de tablier avec béton haute performance fibré et armature réduite.

Obtention des données. Trois données expérimentales sont requises. La résistance à la flexion de spécimens structuraux avec fibres, avec et sans armatures (Figure 5), la

résistance à la traction de carottes prélevées dans des éléments identiques, dans le sens où les fibres sont appelées à travailler (Figure 6), et la dispersion des fibres dans le mélange, mesurée en chantier.

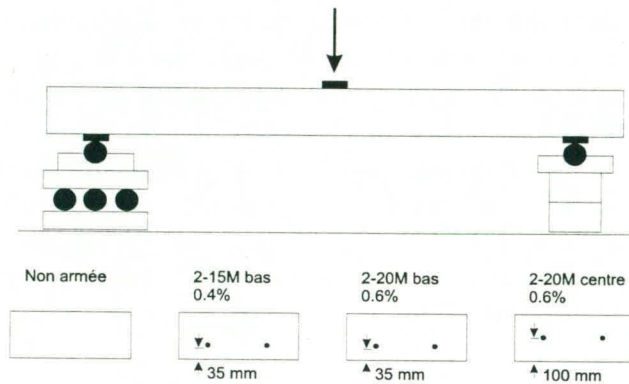


Figure 5: Essais sur spécimens structuraux

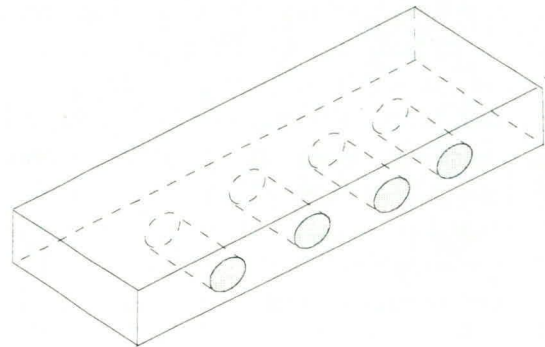


Figure 6: Carottes horizontales

Distribution statistique de la résistance post-fissuration. Cette étape consiste à déterminer la moyenne et l'écart type de la résistance post-fissuration du béton fibré. Les dalles sont des éléments structuraux dont la résistance est gouvernée par un comportement global et non local. On peut donc assumer que les résultats de trois essais de traction directe obtenus de carottes prélevées à proximité les unes des autres procurent un résultat expérimental satisfaisant (Figure 7). Donc, à partir de trois essais de traction, une courbe moyenne est obtenue.

L'ensemble des courbes moyennes obtenues de groupes de trois essais de traction directe définissent ensuite une distribution statistique de la réponse post-fissuration, tel qu'illustré sur la Figure 8. Comme la résistance post-fissuration en traction n'est pas caractérisée par une seule valeur mais plutôt par une courbe, on pourra établir les paramètres statistiques en utilisant toutes les données ou, plus simplement, en identifiant un certain nombre de points caractéristiques correspondant à des ouvertures de fissures spécifiques. Pour chacune des ouvertures de fissure choisies, on aura une moyenne et un écart type.

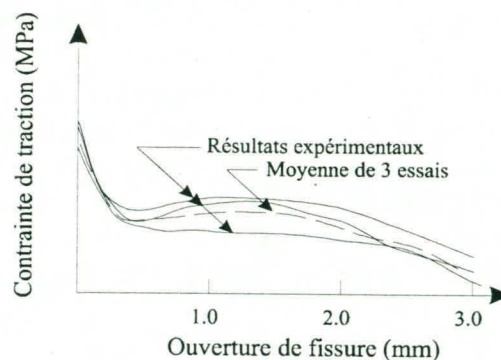


Figure 7: Résultats d'essais de traction

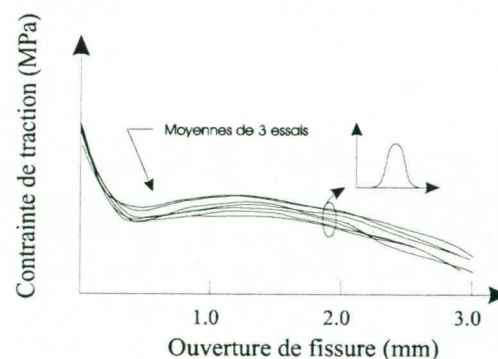


Figure 8: Moyennes d'essais

Détermination des valeurs nominales. Pour chacun des points de calcul les valeurs nominales devront être déterminées (Figure 9). On peut adopter plusieurs approches, comme, par exemple, celle utilisée pour le béton en compression:

$$f_{tf} = \overline{f_{tf}} - 1.34\sigma_{tf} \quad (1)$$

où f_{tf} est la résistance nominale en traction pour une ouverture donnée, $\overline{f_{tf}}$ est la valeur moyenne de cette ouverture alors que σ_{tf} est l'écart type correspondant.

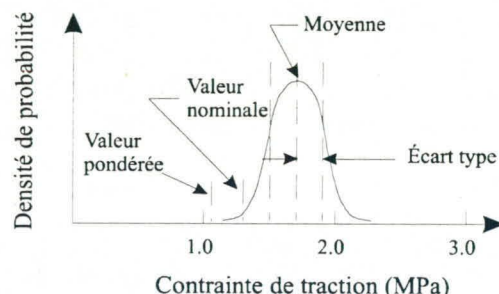


Figure 9: Détermination de la valeur nominale pour chaque ouverture de fissure choisie

Détermination du coefficient de tenue. Les coefficients dans les normes canadiennes sont déterminés à partir de la relation suivante:

$$\phi_f = \delta_R \delta_M \delta_S e^{-\beta K \sqrt{V_R^2 + V_M^2 + V_S^2}} \quad (2)$$

où R est relié à la résistance structurale, M au matériau et S à la structure. Les valeurs des coefficients de variation V_R , V_M et V_S (où V = écart type / moyenne) sont ceux associés à δ_R , δ_M et δ_S , qui sont définis comme suit:

$$\delta_R = \frac{\text{Tests}}{\text{Théorie}} = \frac{M_{\text{essai}}}{M_{\text{théorie}}} \quad (3)$$

$$\delta_M = \frac{\text{Essais}}{\text{Nominal}} = \frac{\overline{f_{tf}}}{f_{tf}} \quad (4)$$

$$\delta_S = \frac{\text{Structure}}{\text{Spécifié}} = \frac{\text{Volume de fibre moyen}}{\text{Volume de fibre spécifié}} \quad (5)$$

Une telle approche est applicable tant pour les éléments coulés en chantier que pour ceux faits en usine. Une moins grande variabilité étant retrouvée en usine fera en sorte que le coefficient de tenue devrait être plus élevé dans ce cas comparativement avec les éléments coulés en chantier.

Conception d'éléments en béton fibrés

La méthodologie présentée à la section précédente est celle pouvant être suivie dans le cadre d'un développement lorsque le produit est connu. Une autre approche pourrait être

adoptée lors du dimensionnement. Dans ce cas, le concepteur choisirait pour faire le calcul d'un élément structural, une courbe nominale de résistance post-fissuration et le coefficient de tenue ϕ_f correspondant. Ce serait par la suite aux fournisseurs de béton et de fibres de démontrer que leur produit rencontre ces exigences. Ce serait donc à eux de faire l'exercice présenté plus haut pour leur produit. Évidemment, une telle approche ne sera applicable que lorsque ce matériau aura atteint une certaine maturité.

CONCLUSIONS

Les fibres apportent plusieurs avantages au béton, particulièrement pour les BHP. Dans le cas des infrastructures routières, si le choix d'un BHP semble logique pour la durabilité, il est fort probable que le choix des fibres soit également indiqué. Si le béton fibré est de qualité, il y a tout lieu de croire que son impact sur la durabilité du béton soit positif à long terme. De plus, les fibres améliorent les propriétés mécaniques du béton des éléments structuraux.

L'utilisation des fibres pour des applications structurales doit cependant prendre en considération la variabilité des propriétés d'une façon rigoureuse, selon la même approche que celle adoptée par les normes pour l'acier et le béton. La technologie du béton fibré est en développement. Il importe donc de supporter son développement tout en usant de prudence et d'objectivité.

REMERCIEMENTS

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

RÉFÉRENCES

- Bélanger, A. 1999. Conception de dalles de pont avec armature réduite et béton de fibres d'acier. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal (en rédaction).
- Dzeletovic, N. et Massicotte, B. 1998. Propriétés des dalles de ponts avec béton fibré. Rapport EPM/GCS-1998-03, École Polytechnique de Montréal.
- Filiatrault, A. et Massicotte, B. 1998. "Steel fiber reinforced concrete as a potential material for earthquake resisting structures". Fiber Reinforced Concrete - Present and Future, N. Banthia, A. Bentur and A. Mufti Editors, pp. 159-187.
- Massicotte, B., Degrange, G., Fragapane, L. et Salas, M. 1999. Mise au point de mélanges pour la construction de ponts en béton avec fibres d'aciers. 6^e colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec, 4-5 mai 1999.
- Moffatt, K. 1999. Calcul des dalles de pont avec béton de fibres d'acier. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal (en rédaction).
- RILEM, 1998. Recommandations du comité TC-162 pour les essais de flexion sur prismes entaillés. Recommandations en développement.

CONCEPTS DE DALLES PRÉFABRIQUÉES POUR TABLIERS DE PONTS

Gérard Desgagné, ing. M. Sc.

Direction des structures
Ministère des Transports du Québec

Résumé : L'utilisation de dalles préfabriquées pour tablier 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 deux concepts de dalles préfabriquées soit : la pré-dalle préfabriquée et la dalle préfabriquée pleine épaisseur.

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.

Deux concepts de dalles préfabriquées ont été utilisés soit la pré-dalle préfabriquée et la dalle préfabriquée pleine épaisseur. Ces concepts ont été appliqués dans le cadre des travaux de réparation du pont sur l'autoroute 20 au-dessus de la rivière Etchemin près de Québec constitué d'un tablier à poutre d'acier et dalle mince en béton et composé de treize travées totalisant environ 262 m (fig. 1).

PRÉ-DALLE PRÉFABRIQUÉE

Généralités

Le concept de pré-dalle préfabriquée a été utilisée à l'été 1998 sur le pont Sud (direction Est) sur les deux premières travées continues de 15,85 m de portée (côté-Ouest).

Ce concept consiste à déposer des dalles préfabriquées s'appuyant sur les semelles supérieures des poutres principales servant ainsi de coffrages permanents pour le béton coulé en place qui complète la dalle du tablier. L'ensemble « dalle préfabriquée – béton coulé en place » forme un tout monolithique structuralement équivalent à une dalle coulée en place de pleine épaisseur. Ce concept est largement utilisé aux États-Unis, les premières utilisations datant du début des années 50 et, en 1986, 21 états américains spécifiaient son utilisation. Plus près de nous, l'Ontario l'a déjà expérimenté avec succès. La fig. 2 illustre le concept et la pré-dalle préfabriquée type utilisée lors du projet réalisé au Québec. Un béton de 35 MPa fut utilisé pour les pré-dalles au même titre que celui de la dalle coulée en place.

Dimensionnement

La pré-dalle préfabriquée est précontrainte par prétension à l'usine et transportée ensuite sur le site pour agir de façon composite avec le béton coulé en place. L'ensemble de la dalle ainsi formée est dimensionnée pour résister à la surcharge routière QS-660 et respecte les exigences spécifiques au concept contenu dans la prochaine norme nationale CHBDC « Canadian Highway Bridge Design Code » ou « Norme canadienne de calculs des ponts routiers ».

Voici les principaux critères de dimensionnement du CHBDC spécifiques au concept :

- La pré-dalle doit avoir au moins 90 mm d'épaisseur et être en béton armé ou en béton précontraint.
- La dalle doit être dimensionnée en tenant compte de la manipulation et de la méthode de construction avec une portée effective égale à la distance libre entre le bord des semelles supérieures des poutres principales plus 150 mm.
- L'épaisseur de la pré-dalle ne doit pas dépasser 0,55 fois l'épaisseur totale.
- Les armatures principales soit les torons de précontrainte ou les barres d'armature doivent être localisées à mi- profondeur de la pré-dalle.
- Dans le cas des pré-dalles précontraintes par prétension, les contraintes de compression et de traction dues aux surcharges de construction ne doivent pas dépasser respectivement $0.6 f'_c$ et $f_{cr} = 0.4 \sqrt{f'_c}$.
- La portée effective des pré-dalles préfabriquées en béton armé ne doit pas dépasser 2 m.
- La flèche des pré-dalles due aux surcharges de construction ne doit pas dépasser 15 mm ou $L/240$; L étant la portée effective.
- La surface supérieure des pré-dalles doit être propre, libre de toute laitance et rendue rugueuse de façon intentionnelle.

- Le support à l'extrémité des pré-dalles doit être tel que, après la coulée de la dalle, il y ait un support continu de 75 mm de large sur toute la longueur de la poutre (fig. 3).
- Dans le cas des pré-dalles précontraintes par prétension, la longueur de transfert et de scellement des torons doit être vérifiée.

Également, afin de minimiser les effets du fluage, nous avons exigé que les pré-dalles aient au moins 28 jours de vieillissement avant la mise en oeuvre du béton coulé en place.

Dispositions constructives

Le projet a nécessité la mise en place de 48 pré-dalles préfabriquées (fig. 4). Cependant, pour les porte-à-faux extérieurs des poutres de rives, on a dû avoir recours à un coffrage conventionnel (fig. 5). De même, pour les parties aux extrémités, un coffrage est requis pour compléter l'ouvrage à l'appui fixe et au joint de dilatation (fig. 6).

Résultats des travaux

Du point de vue technique, les travaux se sont déroulés comme prévu et ont donné un produit fini d'une excellente qualité. Cependant, l'économie de temps anticipé par la rapidité de mise en place des pré-dalles préfabriquées (environ 1 journée) a été atténuée en partie par la mise en oeuvre des coffrages aux porte-à-faux des poutres de rive et par le béton coulé en place sur l'ensemble du tablier. Ces inconvénients, constituant le cheminement critique en terme de temps de réalisation des travaux, nous ont donc amené à étudier un concept minimisant encore plus le coffrage et le béton coulé en place soit : la dalle préfabriquée pleine épaisseur.

DALLE PRÉFABRIQUÉE PLEINE ÉPAISSEUR

Généralités

L'utilisation du concept de dalle préfabriquée pleine épaisseur est prévue pour l'été 1999 sur le pont Nord (direction Ouest) sur les deux premières travées continues de 15,85 m de portée (côté Ouest).

Ce 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.

Ce concept est aussi largement utilisé aux États-Unis et en Europe. Avant 1973, l'expérience fut réalisée sur des structures non-composites alors qu'après cette date, l'utilisation s'est répandue sur les structures composites. Plus près de nous, l'Ontario a appliqué ce concept avec succès en 1989. La fig. 7 illustre le concept et la dalle préfabriquée type utilisée lors du projet réalisé au Québec. Un béton haute performance de 50 MPa est prévu pour la préfabrication des dalles.

Dimensionnement

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. À l'usine, le choix du béton armé versus le béton précontraint résulte de la difficulté d'appliquer une précontrainte quand la pièce est conçue pour couvrir la largeur totale du tablier et possède donc une pente transversale de 2% de part et d'autre du centre. Le béton armé peut faciliter également la préfabrication sur le site s'il y a lieu.

La dalle est dimensionnée pour résister à la surcharge routière QS660 et respecte les exigences spécifiques au concept contenu dans la prochaine norme du CHBDC.

Voici les principaux critères de dimensionnement du CHBDC spécifiques au concept :

- Les dalles doivent couvrir l'entière largeur du pont.
- L'épaisseur de la dalle doit être d'au moins 190 mm.
- Aux joints transversaux, les dalles sont assemblées par des clés de cisaillement remplies de mortier et précontraintes longitudinalement par post-tension avec une précontrainte effective de 1,7 MPa (fig. 8).
- Les gaines pour la précontrainte par post-tension longitudinale doivent être localisées à mi-profondeur de la dalle et des ouvertures doivent être prévues aux joints transversaux pour réaliser la jonction des câbles de précontraintes (fig. 8 et 9).
- Des ouvertures doivent être prévues dans la dalle pour réaliser la liaison avec les poutres principales pour développer l'action composite (fig. 10).
- Initialement, les dalles doivent être déposées sur les poutres d'acier à l'aide d'un système de nivellement et l'espace entre la dalle et la poutre doit être rempli d'un mortier après l'exécution de la précontrainte par post-tension (fig. 11).
- Le mortier utilisé dans les clés de cisaillement doit avoir une résistance minimale de 35 MPa en 24 heures.

Le critère de dimensionnement utilisé pour la précontrainte longitudinale par post-tension est le critère « zéro-tension » c'est-à-dire, comprimer la dalle d'une valeur au moins égale à la tension causée par les surcharges permanentes et la surcharge routière en supposant l'action composite totale entre la dalle et la poutre d'acier. La section critique est celle au-dessus de la pile où la tension générée dans la dalle est de l'ordre de 3,3 MPa. La précontrainte longitudinale doit compenser cette traction par une compression équivalente qui est donc largement supérieure au minimum requis par le CHBDC. Étant donné que les travaux s'effectuent sur deux courtes travées, nous avons choisi un câblage filant pour éliminer les ancrages passifs rendant ainsi les éléments semblables et facilitant de beaucoup la préfabrication des dalles. On s'est assuré par le fait même que la contrainte de compression à mi-travée n'excédait pas la limite permise de $0,4 f'_c$.

Dans le calcul de la précontrainte requise, on doit tenir compte, en plus des pertes de précontrainte, de l'interaction « poutre d'acier – dalle de béton » qui influe sur l'effet des phénomènes différés de retrait et de fluage du béton. Pour vérifier les calculs théoriques, deux joints transversaux seront instrumentés (1 joint au centre de la travée et un autre près de la pile) de même que les poutres d'acier sous-jacentes, dans le but de vérifier l'état de compression des joints et les efforts induits dans les poutres d'acier.

Pour ce projet, nous avons également exigé que les dalles préfabriquées aient au moins 28 jours de vieillissement avant d'effectuer la mise en tension des câbles.

Dispositions constructives

Le projet va nécessiter la mise en place de 11 dalles préfabriquées (fig. 12). Cependant, aux extrémités du tablier, une certaine partie doit être coulée en place pour permettre la continuité à l'appui fixe et au joint de dilatation (fig. 13).

La séquence de construction 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 de 20 mm de diamètre 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 tel que détaillé aux plans.
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.

Résultats anticipés

Les résultats anticipés sont, bien sûr, une plus grande rapidité de réalisation que celle obtenue à l'aide des pré-dalles. Cependant, nous sommes conscients que dans le cadre d'un projet expérimental impliquant de l'instrumentation, cet aspect sera atténué. Par contre, ce projet, nous l'espérons, nous permettra de recueillir l'information nécessaire à l'obtention d'un système de préfabrication optimal de façon à réduire au minimum le temps de perturbation des travaux pour les projets futurs.

CONCLUSION

Les expériences passées et en cours réalisées dans le cadre de la réparation du pont sur l'autoroute 20 au-dessus de la rivière Etchemin près de Québec marquent un pas important dans l'utilisation des dalles préfabriquées lors de la construction et de la réfection des tabliers de ponts au Québec.

Il ne fait aucun doute à notre avis de la possibilité de réaliser des gains importants en ce qui a trait à la rapidité d'exécution des travaux nous permettant ainsi de minimiser le temps de perturbation de la circulation au bénéfice de tous. D'autres projets sont à venir en 2000 et 2001 qui nous permettront, nous l'espérons, de réaliser ces gains de façon concrète.

OUEST

EST

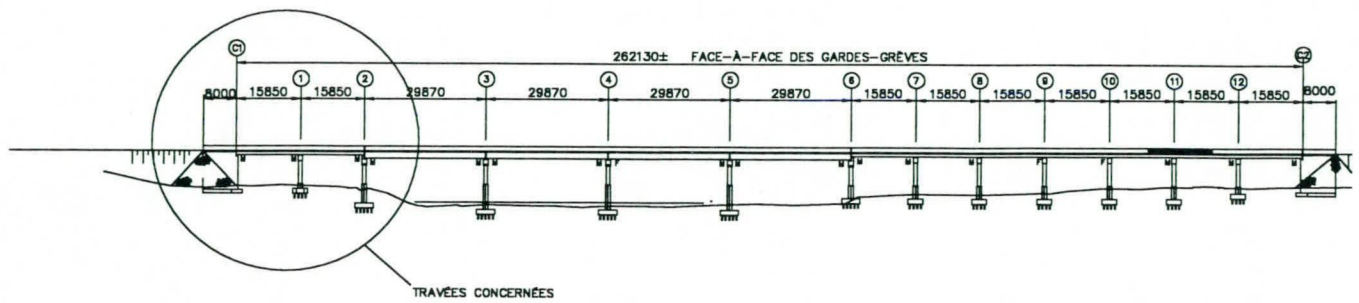


Fig.1 - Plan d'ensemble

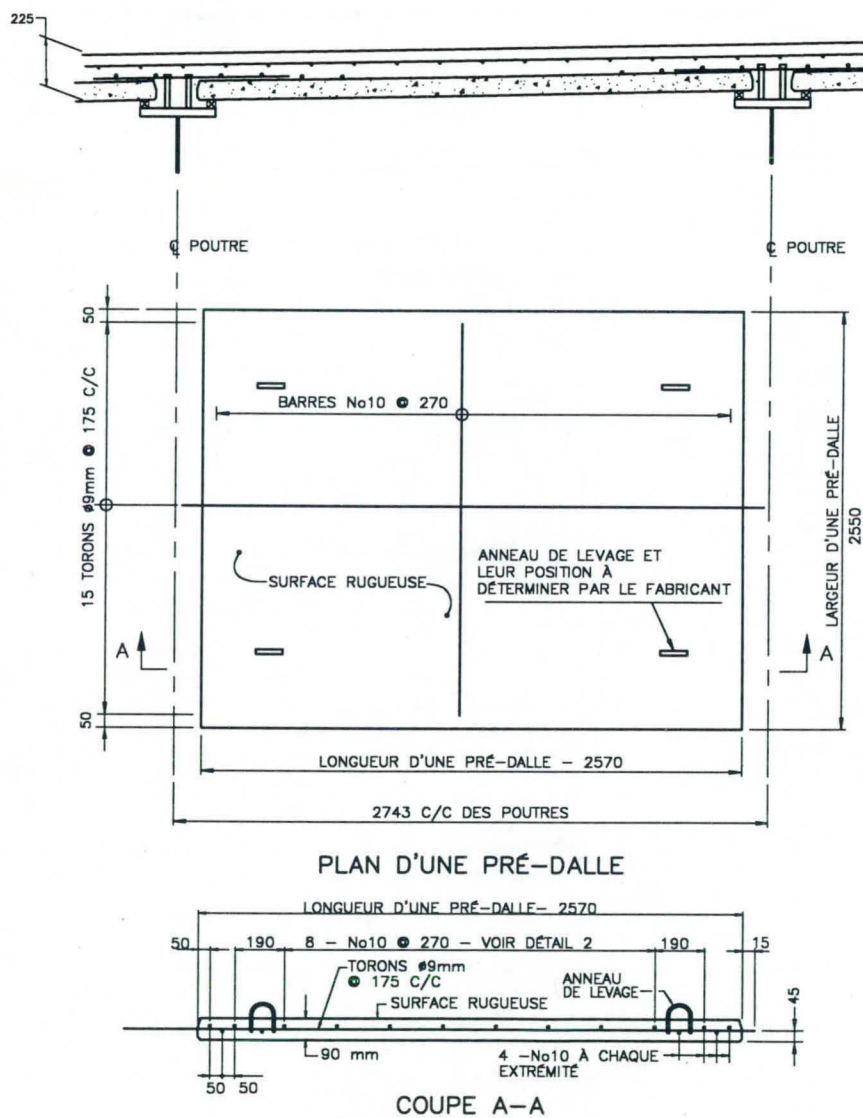


Fig.2 - Pré-dalle préfabriquée

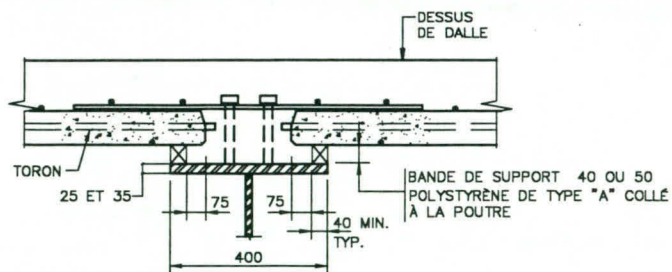


Fig.3 - Détail du support

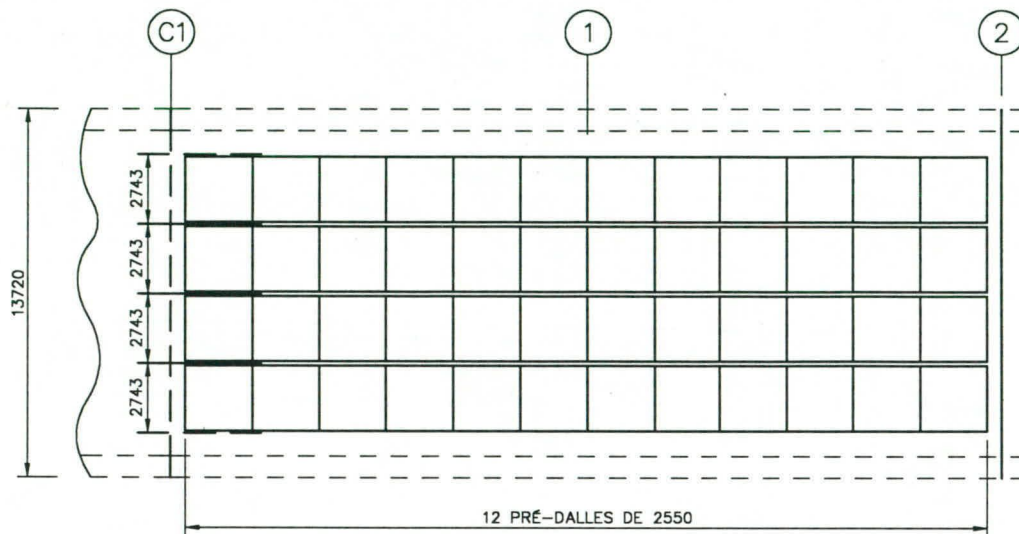


Fig.4 - Disposition des pré-dalles

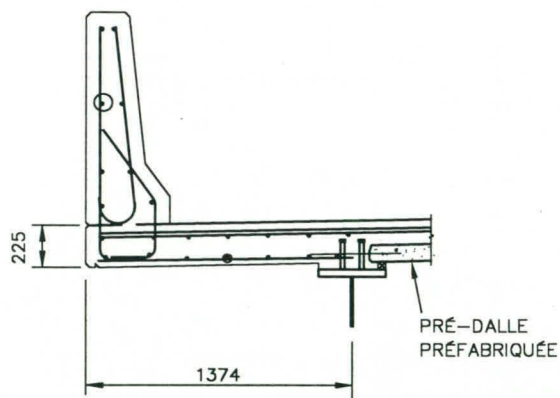


Fig.5 - Détail à la poutre de rive

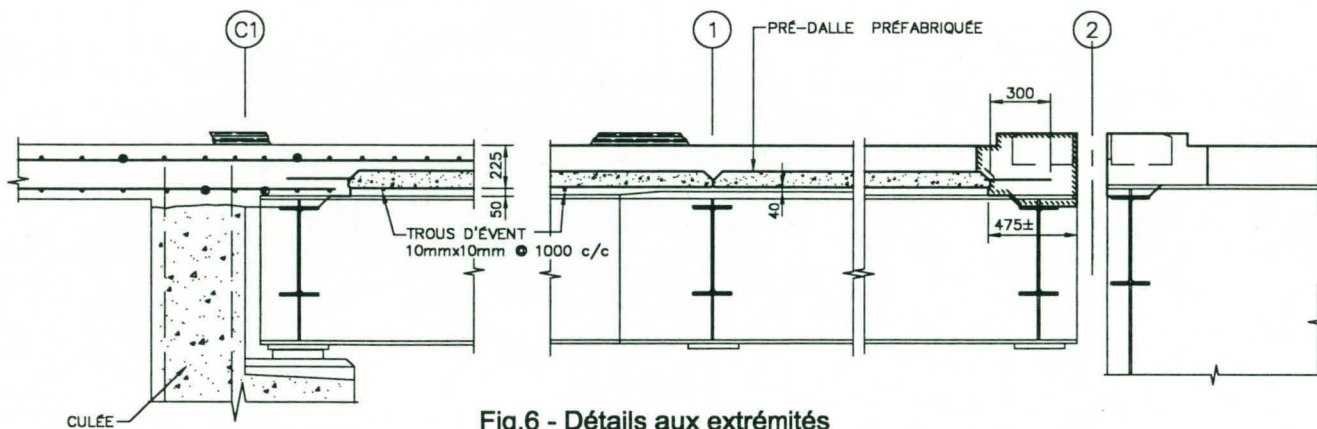


Fig.6 - Détails aux extrémités

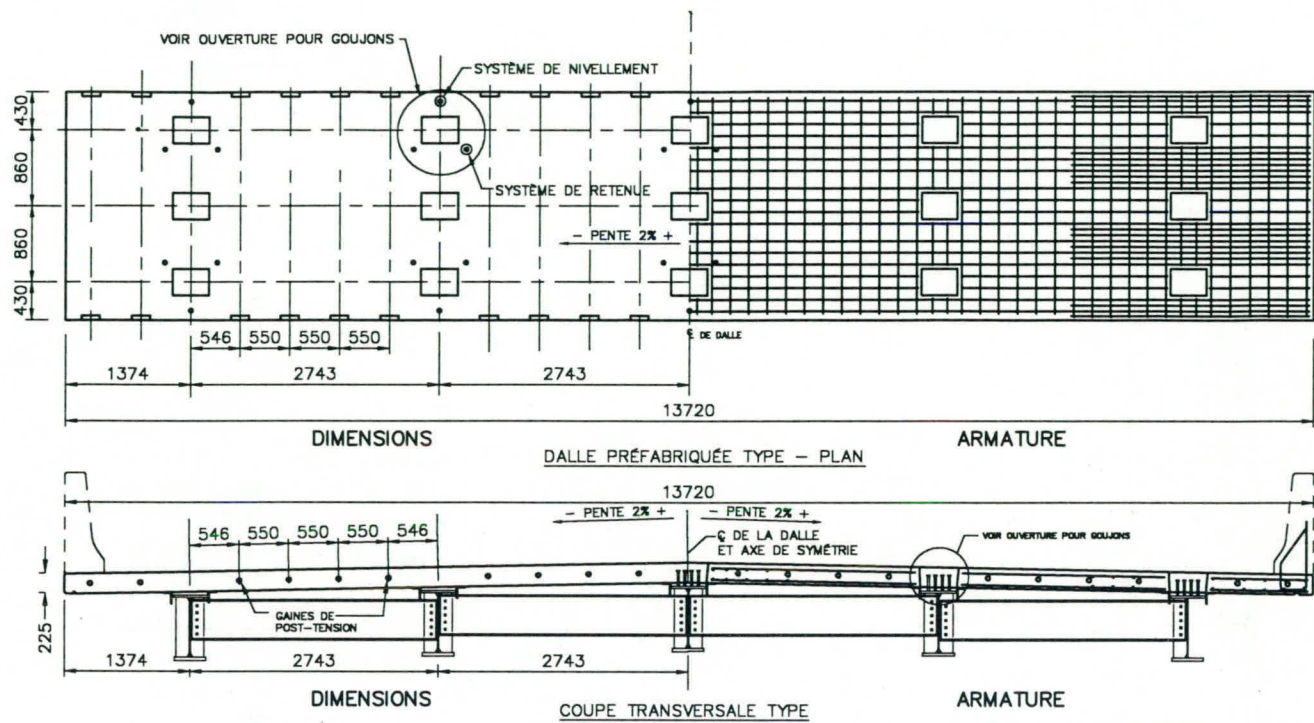


Fig.7- Dalle préfabriquée pleine épaisseur

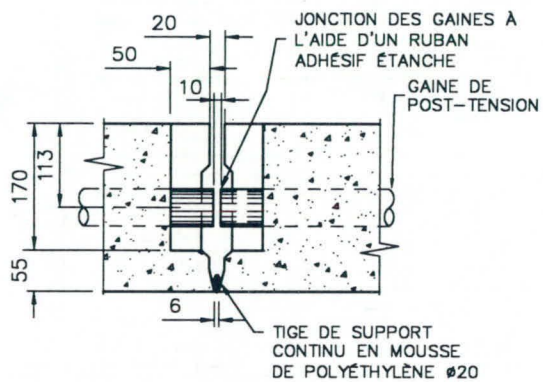


Fig.8 - Joint transversal

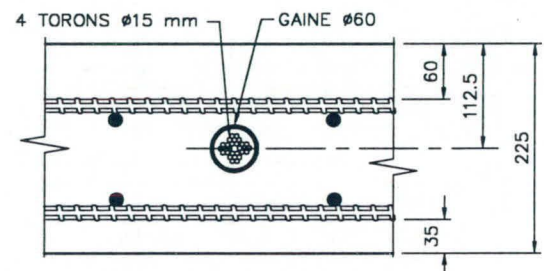


Fig.9 - Câble de précontrainte

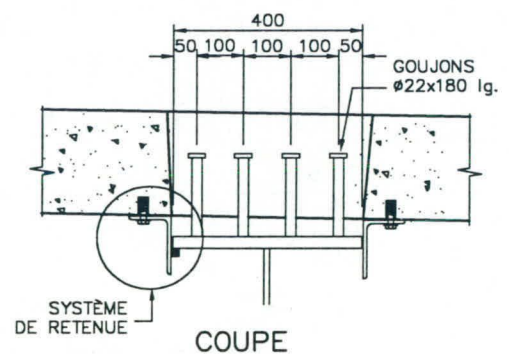
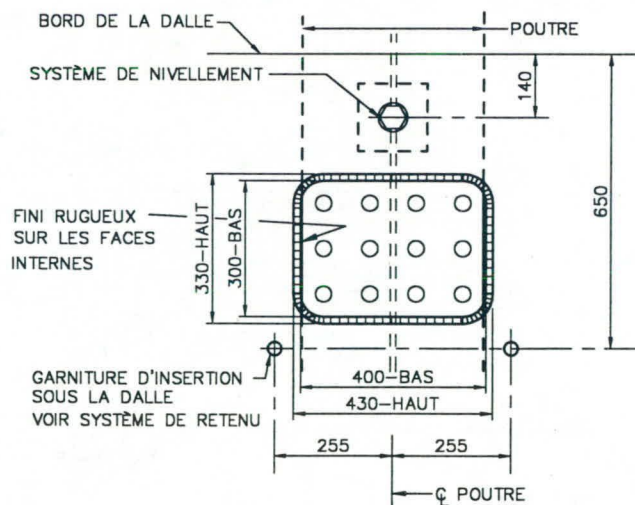


Fig.10 - Ouverture pour action composite

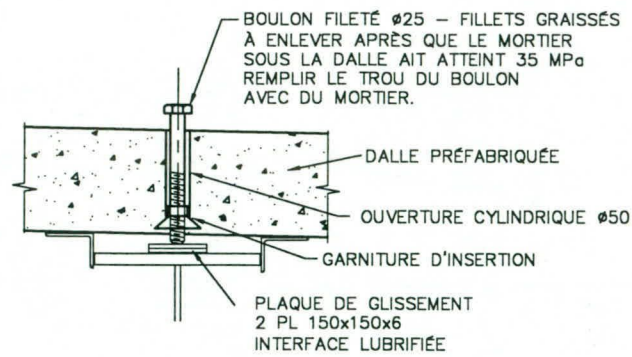


Fig.11 - Système de nivellement

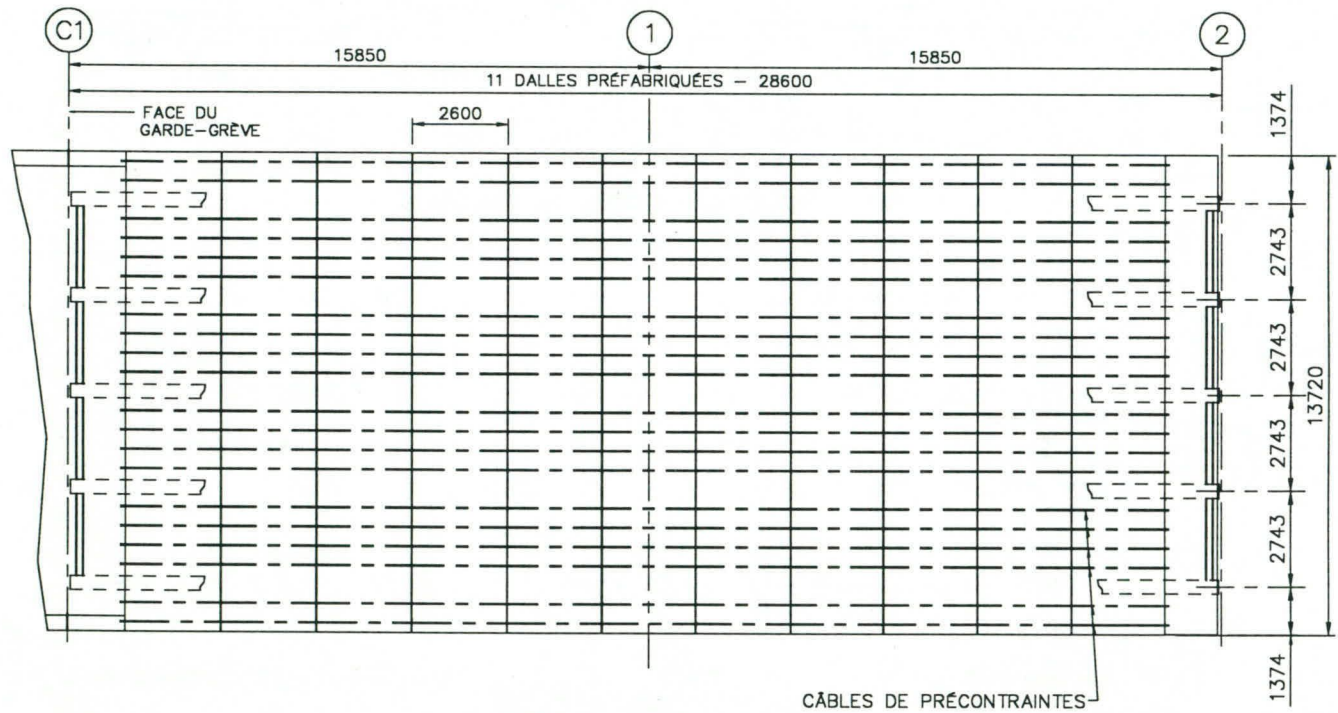


Fig.12 - Disposition des dalles

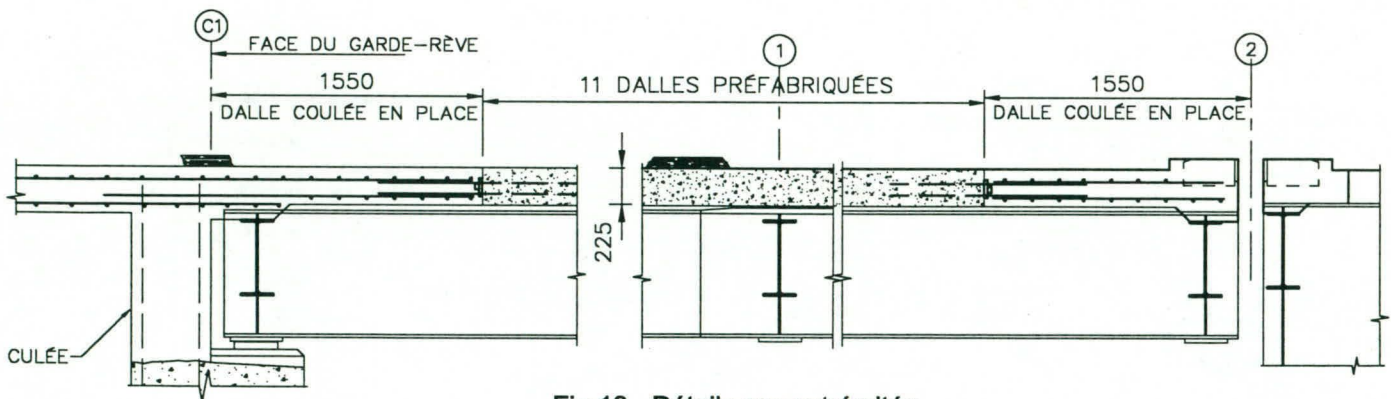


Fig.13 - Détails aux extrémités

Références

PCI Committee on Bridges

«Precast Prestressed Concrete Bridge Deck Panels »

PCI Journal Special Report 1987

PCI Bridge Producers Committee

« Recommended Practice for Precast Prestressed Concrete Composite Bridge Deck Panels »

PCI Journal Special Report 1988

Farago B., Agarwal A.C., Brown J., Bassi K. G.

« Precast Concrete Deck Panels for Girder Bridges »

Ministry of Transportation of Ontario

Biswas M.

« Precast Bridge Deck Design System »

PCI Journal Special Report

Tadros, M. K., Baishya M. C.

« Rapid Replacement of Bridge Decks »

NCHRP Report 407 1998

Yamane – T ; Tadros – MK ; Badie – SS, Baishya – MC

« Full Depth Precast, Prestressed Concrete Bridge Deck System »

PCI Journal, 1998/06

Issa – MA ; Yousif – AA, Issa – MA ; Kaspar –II, Khayyat – SY

« Analysis of Full Depth Precast Concrete Bridge Deck Panels »

PCI Journal, 1998/02

Issa – MA ; Youssif – AA, Issa - MA

« Construction Prodedures for Rapid Replacement of Bridge Decks »

Concrete International, 1995/02

Issa – MA ; Issa – MA ; Khayyat – SY ; Yousif – AA ; Kaspar – II

« Field Performance of Full Depth Precast Concrete Panels in Bridge Deck Reconstruction »

PCI Journal, 1995/06

Issa – MA ; Idriss – AT ; Kaspar – II ; Khayyat – SY

« Full Depth Precast and Precast, Prestressed Concrete Bridge Deck Panels »

PCI Journal, 1995/02

LOGICIEL D'OPTIMISATION DE LA PRÉCONTRAINTE

Steve Gauthier
Étudiant à la maîtrise

André Picard
Professeur titulaire

Département de génie civil
Université Laval
Sainte-Foy (Québec) G1K 7P4

RÉSUMÉ : Dans le but de simplifier l'optimisation des câbles de précontrainte, un logiciel a été développé. Il permet d'analyser les câbles localisés, filants linéaires et filants paraboliques. Plusieurs types de câbles comportant des forces de précontrainte différentes peuvent être employés simultanément. Ainsi, il est possible d'utiliser le logiciel dans le cas d'un ouvrage neuf ou lors du renforcement d'un ouvrage déjà précontraint. Le logiciel effectue une analyse basée sur la flexion au transfert de la précontrainte et sous les conditions de service. L'interface conviviale du logiciel permet de réaliser cette analyse en très peu de temps et de connaître les contraintes dans les fibres extrêmes du béton qui sont évaluées à partir de la méthode de rigidité et du principe des charges équivalentes.

Introduction

La précontrainte externe, d'abord utilisée pour le renforcement d'ouvrages existants, est de plus en plus utilisée pour les nouveaux ponts en béton précontraint. Elle comporte de nombreux avantages, dont une plus grande facilité de bétonnage puisqu'il n'y a pas de gaines à l'intérieur des âmes, une réduction de l'épaisseur des âmes d'où une diminution du poids propre, le remplacement éventuel des câbles, une réduction significative des pertes par frottement en comparaison avec les câbles intérieurs, etc. Par contre, ce type de précontrainte nécessite des blocs d'ancrage et de déviation, exige des têtes d'ancrage fiables et bien protégées, requiert de longs calculs pour en arriver à un schéma de câblage optimal. Afin d'éliminer ce dernier désavantage, un logiciel permettant l'analyse de ponts à poutres continues en béton précontraint a été mis au point. La structure analysée par le logiciel peut être précontrainte par différents types de câbles.

Le logiciel, conçu avec une interface conviviale, permet donc d'entrer en quelques minutes les données nécessaires à l'analyse de câbles localisés, filants linéaires ou paraboliques. Toutes les valeurs requises par l'analyse peuvent être entrées directement par l'interface de style chiffrier ou importées à partir de fichiers textes. Il devient alors simple de déterminer le câblage optimal d'un ouvrage neuf, tout en permettant également de déterminer les câbles additionnels requis dans le cas d'un renforcement. Le logiciel offre une grande souplesse en permettant d'utiliser plusieurs matériaux différents, plusieurs tracés différents et un grand nombre de câbles. Lors du choix de la précontrainte, un assistant guide l'utilisateur en indiquant clairement les sections critiques et les valeurs limites de la précontrainte pour une excentricité moyenne choisie. Dans les calculs, la méthode de rigidité a été retenue, ce qui permettra éventuellement d'ajouter de nombreuses fonctionnalités supplémentaires.

Conception et réalisation du logiciel

Il existe aujourd'hui plusieurs langages de programmation qui peuvent être sommairement classés en deux catégories : programmation procédurale et programmation orientée objets. Les langages basés sur des procédures et fonctions entraînent généralement un code dont la maintenance et la vérification sont de lourdes tâches lorsque le logiciel prend de l'ampleur. Les langages orientés objets quant à eux sont basés sur l'abstraction des données, permettant ainsi une vision plus près de la réalité, plus près du concepteur ou de l'utilisateur. Un code orienté objet est donc centralisé sur les objets réels qui existent dans le logiciel. Cette façon de programmer implique une plus grande facilité de décomposer le système à analyser en sous-systèmes. Un tel langage entraîne également un code plus facile à modifier lors d'ajout de nouvelles fonctionnalités et un code relativement plus simple à réutiliser dans un contexte différent. Par contre, l'avantage qui a largement influencé le choix final pour le présent logiciel réside dans la simplicité de pouvoir programmer plusieurs composantes indépendantes en utilisant un langage orienté objet. Il est beaucoup plus facile de programmer de petits morceaux autonomes du logiciel et de s'assurer que chacune de ces composantes fonctionne correctement. Ensuite, lorsque les composantes déjà testées sont réunies, les nouvelles erreurs sont rapidement cernées puisqu'on a déjà pu vérifier chacun des sous-systèmes.

L'analyse du logiciel a donc été réalisée en fonction d'une éventuelle programmation orientée objet. La méthode d'analyse « Object Modeling Technique » (OMT) a permis de réaliser un premier design du logiciel qui a été légèrement modifié par la suite. Finalement, il n'y avait plus qu'à choisir quel langage orienté objet, parmi tous ceux disponibles, serait utilisé pour l'implantation. Considérant les besoins initiaux, les systèmes d'exploitation et compilateurs les plus courants, les bibliothèques orientées objets accessibles et réutilisables, le choix s'est porté sur le langage C++. Ce langage est très performant du point de vue temps d'exécution, il est disponible sur toutes les plates-formes et de nombreuses composantes distribuées sur Internet et par certains fabricants peuvent être facilement réutilisées.

Lors de l'analyse, le code du logiciel a été divisé en deux parties très distinctes. La première comporte le noyau de calcul et la seconde est strictement réservée pour l'interface du logiciel. Le noyau de calcul regroupe la description de tous les objets du problème physique (pont, membrures, câbles, etc.) et il contient toutes les fonctions mathématiques nécessaires à la solution du problème. La seconde partie détermine l'interface du logiciel qui est dépendante du noyau de calcul et du système d'exploitation où le logiciel sera utilisé. Le noyau de calcul est quasi-indépendant de l'interface. Ce découpage radical combiné au développement d'un noyau de calcul utilisant principalement la bibliothèque standard du C++ (incluant maintenant la Standard Template Library – STL) augmente la portabilité du code. Cette bibliothèque standard est disponible pour Windows, Unix, Linux, etc. Il sera donc possible de récupérer le noyau de calcul et de refaire une interface pour un système d'exploitation différent. En ce qui concerne l'interface actuelle, elle est programmée pour Windows 95, 98 et NT. Elle utilise les classes fournies avec les « Microsoft Foundation Classes » (MFC). Les résultats obtenus des MFC conduisent à une interface standard telle qu'on retrouve dans la majorité des logiciels commerciaux.

Fonctionnement interne du noyau de calcul

Deux hypothèses simplificatrices ont été retenues lors de la programmation du logiciel. La première considère que le coefficient d'efficacité moyen de la précontrainte (m), fourni par l'utilisateur, est constant le long d'une membrure. Le coefficient d'efficacité dépend des pertes de précontrainte différées et il peut varier légèrement d'une section de calcul à une autre, mais cette hypothèse a un impact mineur sur les résultats. Ce coefficient est donné par :

$$m = \frac{P}{P_0}$$

où m : coefficient d'efficacité de la précontrainte

P : force de précontrainte à long terme [kN]

P_0 : force de précontrainte lors de la mise en tension [kN]

La seconde hypothèse concerne la force de précontrainte dans chacun des câbles. Le logiciel suppose que cette force (P ou P_0) est constante le long du câble. Ainsi, les pertes par frottement lors de la mise en tension ne sont pas considérées. Les conséquences de cette hypothèse doivent être vérifiées manuellement par l'utilisateur. Après avoir optimisé la force de précontrainte requise pour chaque câble, l'utilisateur doit calculer les pertes par frottement afin d'estimer l'impact sur les résultats obtenus du logiciel. Toutefois, le logiciel vise d'abord les câbles externes et ces derniers impliquent moins de pertes par frottement que les câbles paraboliques.

Le dimensionnement du béton précontraint nécessite plusieurs vérifications. Toutefois, dans la majorité des cas, les contraintes normales admissibles en compression et en traction dans le béton lors du transfert de la précontrainte et lors des conditions en service gouvernent le dimensionnement. C'est pourquoi le logiciel est basé sur le calcul des contraintes au transfert et en service causées par la flexion des membrures sous l'effet des charges permanentes, des charges de service et sous l'effet de la précontrainte. Avec cette approche, l'effet de la précontrainte peut être évalué selon trois principes : principe du matériau homogène et élastique, principe du couple de résistance interne (tel qu'utilisé en béton armé) et principe des charges équivalentes. Le principe des charges équivalentes a été retenu pour le logiciel puisque certaines fonctions nécessaires à ce genre de calculs pourront éventuellement être réutilisées pour évaluer les moments fléchissant sous le poids propre et les charges de service. Le principe des charges équivalentes consiste simplement à remplacer les câbles de précontrainte par un ensemble de charges qui aurait le même effet sur la structure. Le noyau de calcul évalue donc les charges équivalentes pour chacun des câbles entrés par l'utilisateur.

L'autre particularité du noyau de calcul réside dans la manière d'analyser les efforts apportés par les charges équivalentes. La méthode retenue est celle basée sur la rigidité de la structure, méthode la plus courante dans les logiciels conventionnels d'analyse des structures. Cette dernière permettra éventuellement d'intégrer facilement les charges externes pour effectuer l'analyse complète de la structure. Le cas de la poutre continue a d'abord été retenu lors de la programmation de la méthode de rigidité puisque de nombreux ponts en béton précontraint sont constitués de poutres continues. Par contre, une généralisation des équations permettrait de faire l'analyse en deux ou trois dimensions de structures plus complexes.

Les résultats de l'analyse effectuée par la méthode de rigidité permettent de calculer les moments induits dans la structure par les câbles de précontrainte. À partir de ces valeurs, il est possible de calculer un fuseau de passage délimitant une enveloppe où l'excentricité effective des câbles doit se situer. Par contre, cette manière de procéder est valide uniquement aux endroits où il y a au moins un câble à la section de calcul, ce qui n'est pas toujours vrai. Ainsi, la seule autre possibilité de vérifier si la précontrainte choisie est suffisante pour résister aux efforts en service consiste à déterminer les contraintes minimales et maximales dans le béton à plusieurs sections de calcul le long de la membrure. Le logiciel évalue ces contraintes au niveau des fibres supérieures et inférieures sous des conditions de service et lors du transfert de la précontrainte. L'utilisateur peut donc vérifier si les valeurs obtenues respectent les contraintes admissibles dans le béton.

Capacités actuelles du noyau de calcul

La première version du logiciel comporte toutes les fonctionnalités de base dont l'utilisation de plusieurs bétons différents, de plusieurs aciers différents (barres ou torons), de plusieurs sections transversales distinctes. Par contre, chaque membrure doit avoir une section transversale constante. La structure peut être isostatique ou hyperstatique.

Le noyau de calcul actuel ne permet pas d'évaluer les moments fléchissants causés par les charges externes (poids propre, charges de services, charge mobile). Toutefois, puisqu'il utilise déjà la méthode de rigidité avec des charges équivalentes aux câbles, il sera relativement facile d'ajouter cette fonctionnalité lors d'une prochaine version. Présentement, si l'utilisateur veut tenir compte des charges externes, il doit fournir l'effet (diagrammes et enveloppes de moments) de ces charges préalablement évalué manuellement ou à l'aide d'un autre logiciel. Le noyau de calcul accepte plusieurs diagrammes de moments fléchissants ainsi qu'une enveloppe causée par la charge mobile. Afin d'accélérer l'entrée des valeurs des moments fléchissants pour chacune des membrures, il est possible d'importer ces données à partir d'un fichier texte.

En ce qui concerne la précontrainte, peu de restrictions sont à signaler. Le noyau de calcul permet d'utiliser tous les câbles courants dont les câbles linéaires localisés, linéaires filants et paraboliques filants. Plusieurs câbles peuvent être utilisés simultanément et ce quel que soit le type. La force de précontrainte peut différer d'un câble à l'autre, tout comme l'acier choisi. Les figures 1 à 4 illustrent les types de câbles pouvant être considérés ainsi que les paramètres à fournir pour chacun.

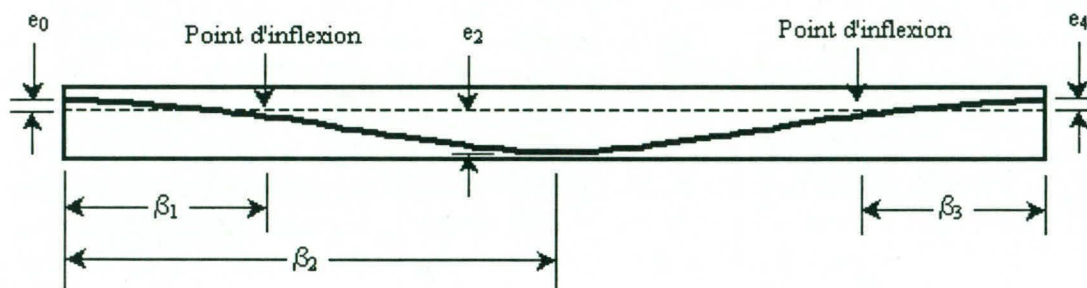


Fig. 1 - Câble parabolique filant avec 2, 3 ou 4 paraboles

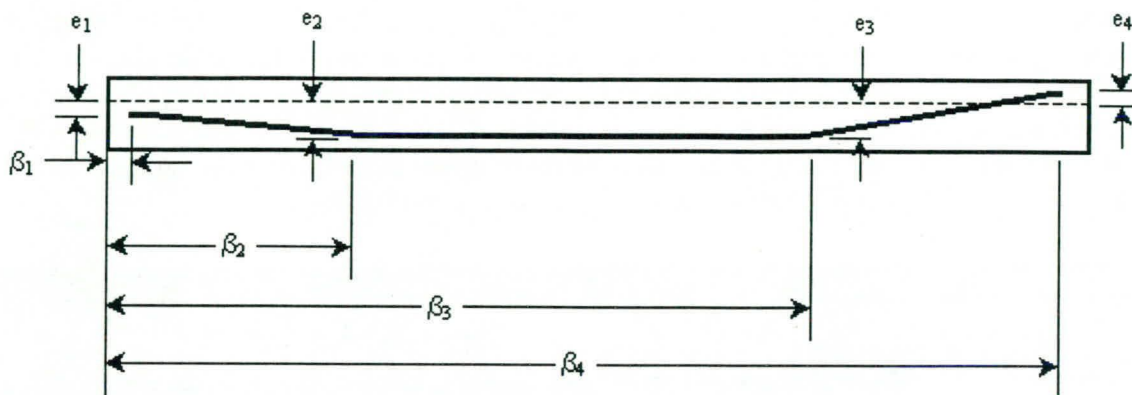


Fig. 2 - Câble à 2 ou 3 segments linéaires, localisé ou filant

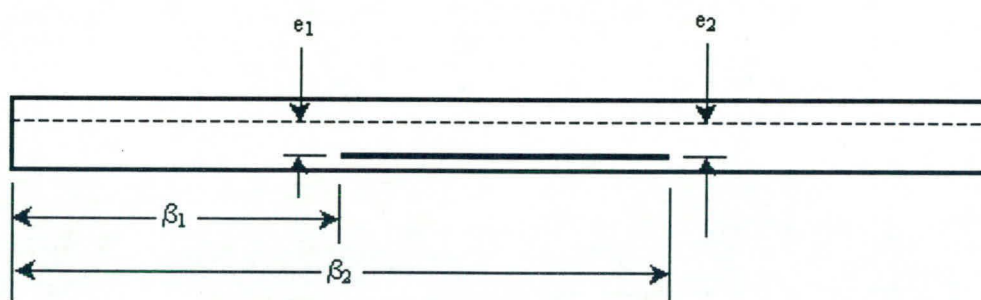


Fig. 3 - Câble droit localisé



Fig. 4 - Câble droit filant

Finalement, les résultats obtenus de l'analyse ainsi que les données entrées par l'utilisateur peuvent être enregistrées dans un fichier, après avoir choisi les options désirées.

Description de l'interface du logiciel

Tel qu'indiqué précédemment, l'interface du logiciel a été conçue pour les systèmes d'exploitation Microsoft Windows 95, 98 et Microsoft Windows NT 4. Les classes MFC ont servi pour les boîtes de dialogues et les contrôles courants. Toutes les données devant être fournies par l'utilisateur sont entrées à l'aide d'un chiffrier (figure 5), permettant ainsi une vision globale des données et un accès rapide à l'ensemble des valeurs. La notion d'héritage, propre aux langages orientés objets, permet de réaliser l'ensemble des boîtes de dialogues de façon uniforme, rapidement et avec une quantité minimale de code.

L'interface actuelle utilise toutes les fonctionnalités disponibles à l'intérieur du noyau de calcul, comme la possibilité d'importer des données au lieu de les définir à l'aide du clavier. L'interface permet aussi de visualiser les principaux résultats à l'intérieur de chiffriers et elle donne accès au fichier des résultats généré par le noyau de calcul. La représentation graphique des résultats et des données fournies par l'utilisateur n'a pas été exploitée dans la version actuelle de l'interface, mais la base du code nécessaire pour y parvenir est déjà implantée.

Câble filant parabolique

Membrure:

	Nom	Membrure	e début [mm]	e min [mm]	e fin [mm]	Pos Pl gauche	Pos E min
1	CblParabolique__1	Membrure__1	-300	-800	200	0.	0
2	CblParabolique__1	Membrure__2	200	-850	200	0.1	0
3	CblParabolique__1	Membrure__3	200	-850	200	0.1	0
4	CblParabolique__1	Membrure__4	200	-800	-300	0.2	0

Fig. 5 - Boîte de dialogue utilisée pour définir les câbles paraboliques

L'interface combine également quelques fonctionnalités du noyau de calcul pour créer un supplément : l'assistant de câblage. Cet assistant guide l'utilisateur dans le choix de sa précontrainte en indiquant les sections critiques et les limites à respecter à ces endroits.

Conclusions

Le logiciel développé facilite l'optimisation de la précontrainte, plus particulièrement des câbles localisés, mais il permet aussi d'utiliser des câbles filants linéaires ou paraboliques. Étant donné le but premier du logiciel, toutes les fonctionnalités indispensables à l'analyse de la précontrainte ont été intégrées. Que ce soit pour un ouvrage neuf ou un renforcement, le logiciel permet aisément de déterminer la précontrainte requise. Par contre, de nombreux suppléments utiles ont été prévus lors de la conception initiale afin de préparer le code du noyau de calcul à recevoir ces ajouts sans modifications majeures. Parmi ces ajouts, notons l'implantation d'une interface plus visuelle qui permettrait d'afficher la structure et les câbles à l'écran ainsi que la programmation du code nécessaire pour calculer les moments causés par le poids propre et la charge mobile

rendant ainsi le logiciel complètement autonome. Enfin, l'utilisation de l'assistant de précontrainte pourrait éventuellement conduire à un dimensionnement et une optimisation du câblage avec un minimum d'interventions de l'utilisateur. Toutes ces améliorations simplifieraient encore plus le dimensionnement de la précontrainte qui est déjà rendu à un niveau très intéressant.

Références

Picard, A., Massicotte, B., Bastien, J. 1995. « **Relative efficiency of external prestressing** ». ASCE Journal of Structural Engineering, 121(12) : 1832-1841.

Picard, A., Bastien, J. 1998. « **Optimisation des câbles de précontrainte** ». 5^e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art.

Picard, A. 1983. « **Béton précontraint** ». Tome 1, Principes fondamentaux et dimensionnement. Gaëtan Morin éditeur. 355 pages.

FACTEURS D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE DANS LES DALLES DE ROULEMENT DE PONTS EN BÉTON

M. Fafard¹,
Professeur

C. Broquet²,
Étudiant au doctorat

S. F. Bailey²,
Associé de Recherche

E. Brühwiler²
Professeur

¹Centre de recherche GIREF et
département de génie civil,
Université Laval, Québec, G1K 7P4

²Département de génie civil
École polytechnique fédérale de Lausanne
Lausanne, 1015 Suisse

RÉSUMÉ: Nous avons effectué une étude paramétrique basée sur des simulations par éléments finis de l'interaction dynamique pont/véhicules pour des ponts types en Suisse. Les réponses maximums servant de base aux calculs des FADs sont issues de mesures prises sur la dalle de roulement. Les principaux paramètres de cette étude sont : la vitesse du camion, la rugosité de la dalle de roulement, la masse du camion et le type de superstructure. Les trois principales conclusions de cette recherche sont : 1- le FAD ne varie pas significativement dans les dalles en fonction de la superstructure qui supporte cette dalle ; 2- Le FAD dans la dalle est plus important dans la première portée d'un pont continu ; 3- Le FAD ne varie pas beaucoup en ce qui concerne les différentes parties de la dalle.

INTRODUCTION

Pour la conception ou l'évaluation de ponts routiers, les effets dynamiques dus au trafic routier sont pris en compte avec la notion de facteur d'amplification dynamique (FAD) qui multiplie simplement les charges de conception ou d'évaluation. Le facteur d'amplification dynamique (FAD) généralement utilisé pour la conception ou l'évaluation de ponts routiers, est basé sur de mesures issues de tests ou de simulations numériques pour des ponts typiques. Généralement, seulement les éléments structuraux principaux sont instrumentés lors des tests ou simulations afin d'estimer le ou les facteurs d'amplification dynamique. Ces facteurs ne peuvent donc que représenter un comportement dynamique global équivalent de la structure (Akoussah et al, 1997 ; Fafard et al, 1998 ; Henchi et al, 1997). Jusqu'à maintenant, les effets dynamiques locaux sur les dalles de roulement n'ont pas fait l'objet d'études détaillées.

Or, les effets locaux du trafic (charge transmise par les pneus) sur les dalles sont d'une grande importance et peuvent représenter entre 50% et 70% des charges de conception (Broquet, 1997). Par conséquent, l'utilisation d'un FAD non approprié peut avoir des conséquences importantes dans l'évaluation de ponts existants.

L'objectif des travaux de recherche présentés dans cet article, est d'étendre les connaissances les plus récentes du calcul de FADs au cas des dalles de roulement des ponts en béton afin de déterminer des facteurs plus adaptés (moins conservateurs) à cette composante du pont. Nous avons effectué une étude paramétrique basée sur des simulations par éléments finis de l'interaction dynamique pont/véhicules pour des ponts types que l'on trouve fréquemment en Suisse. Les mesures servant de base aux calculs des FADs sont issues de mesures prises sur la dalle de roulement. Les principaux paramètres de cette étude sont : la vitesse du camion, la rugosité de la dalle de roulement, la masse du camion et le type de superstructure.

MÉTHODOLOGIE

Le logiciel CLEF/DYNAMICA (Desjardins et Fafard, 1992 ; Savard et al., 1993 ; Boudjelal et al., 1997) a été utilisé pour simuler l'interaction dynamique entre le pont et le véhicule. Le pont est modélisé à l'aide d'éléments de coque et de poutre avec un amortissement

de type Rayleigh. Le véhicule est idéalisé comme un corps rigide (Figure 1) reposant sur des systèmes d'amortisseur à comportement non linéaire représenté par le modèle de Fancher (Fancher, 1980) (Figure 2). Les pneus sont modélisés à l'aide d'un modèle de type ressort et un pot à viscosité linéaire. Le schéma d'intégration en temps de type Newmark avec une méthode itérative de type Newton sont utilisés pour la résolution du système dynamique du véhicule.

Le modèle de Fancher a été calé avec des résultats de tests. Les fréquences naturelles du véhicule utilisé sont estimées avec la rigidité tangente. Elles sont proches de celles obtenues de tests expérimentaux (approximativement entre 9-12 Hz pour les vibrations des essieux et entre 1-3 Hz pour les mouvements du châssis).

La rugosité est prise en compte à l'aide d'une densité de spectrale de puissance d'un processus gaussien à moyenne nulle. Le véhicule est positionné au début de la simulation à l'extérieur du pont afin d'amorcer une vibration avant l'entrée de celui-ci sur le tablier. Les simulations dynamiques consistent à faire avancer le véhicule pas à pas et de résoudre les systèmes dynamiques indépendamment l'un de l'autre en les couplant via un algorithme de résolution adapté. Typiquement, un maillage contient entre 1000 et 2000 éléments pour un total de 15 000 degrés de liberté.

PARAMÈTRES DE L'ÉTUDE

Six ponts, quatre types de véhicule, deux rugosités de surface, cinq vitesses et deux trajectoires ont été les principaux paramètres de cette étude (Broquet, 1999). Un total de 120 simulations dynamiques et 120 autres statiques ont été effectués. Quarante-deux mesures ont été prises lors des simulations (déplacements, moments longitudinaux, moments transversaux) desquelles des FADs ont été calculés.

Des ponts-dalles (portiques rectangulaires en béton armé) (box culvert), des ponts avec poutres et des ponts caissons ont été considérés avec quatre types différents de dalles pour les ponts caissons. Ainsi, différentes rigidités en torsion de la superstructure ont été étudiées ainsi que l'influence de la largeur de la dalle en porte-à-faux et de la rigidité des parapets.

Les deux véhicules considérés avaient une distribution de la masse et des caractéristiques des suspensions différentes. Trois charges ont été prises pour un type de véhicule. Les vitesses choisies variaient de 40 à 120 km/h avec une trajectoire centrale ou excentrée.

RÉSULTATS

Résultats typiques

Nous présentons, dans cette section, les résultats (FADs) du pont-dalle seulement. Les FADs obtenus pour les deux autres types de ponts sont similaires mais le comportement de la dalle de roulement est différent dû au fait qu'elle est supportée longitudinalement par un élément structural important.

La figure 3 présente l'enveloppe des effets statiques pour six trajectoires d'un véhicule sur le pont-dalle. L'enveloppe présentée est tirée des moments longitudinaux évalués au quart de la portée au centre de la dalle. On peut voir sur cette figure, des extremums de valeurs positives et négatives notées $R_{ENV\ sta}$ (+) and (-). Les FADs ont été déterminés pour ces deux valeurs

extrêmes. Nous discuterons également tout au long de cet article, d'effets primaires et secondaires dus au trafic. Les effets primaires sont les pointes de plus grandes magnitudes ; ces pointes peuvent être positives ou négatives. Les effets secondaires sont liés à l'autre extremum soit la pointe la plus petite en magnitude. Dans les deux cas, ces pointes sont obtenues pour des positions de véhicules qui peuvent être différentes.

La figure 4 illustre des résultats typiques obtenus des simulations dynamiques (moments longitudinaux au quart de la portée au centre de la dalle) correspondant au passage du véhicule à 100 km/h. On peut observer les effets maximaux primaires et secondaires $R_{DYN\ max}$ de même que l'enveloppe des efforts statiques prise de la figure 3.

Dans cette étude, la définition du FAD est le ratio entre le maximum de l'effort dynamique pour une trajectoire donnée sur le maximum statique en considérant toutes les trajectoires possibles :

$$FAD_{ENV} = \frac{R_{DYN\ max}}{R_{ENV\ sta}} \quad (1)$$

Pour les simulations illustrées à la figure 4, les FAD_{ENV} pour les effets primaires et secondaires sont de 1.05 et 1.89 respectivement. Notons que les FADs primaires sont toujours plus petits que ceux secondaires. Cependant, d'un point de vue local, les FADs primaires amplifient des efforts internes locaux plus importants que les FADs secondaires.

Une autre approche consiste à calculer les FADs pour chaque trajectoire du véhicule en ignorant l'enveloppe globale des efforts statiques obtenue de toutes les trajectoires. Dans ce cas le FAD pour les effets secondaires serait légèrement plus élevé dû au fait que les efforts statiques sont plus petits que ceux issus de l'enveloppe.

La figure 5 illustre la distribution des effets du trafic obtenue pour le camion roulant à 100 km/h avec le pneu avant gauche situé sur l'axe central du pont. Les déplacements verticaux (D_z), les moments longitudinaux (m_y) et les moments transversaux (m_x) positifs et négatifs sont illustrés pour les cas statiques et dynamiques ainsi que les FADs plus grand que l'unité correspondant. Autant les effets primaires que secondaires du trafic sont illustrés. Les FADs secondaires sont donnés entre parenthèses. Les FADs de la figure 4 (1.05 et 1.89) sont illustrés sur la ligne centrale du pont à la section B. Il est notable de remarquer que les FADs secondaires sont généralement plus élevés que ceux obtenus avec les effets primaires et qu'il n'y a pas de relation claire entre les FADs et le type de mesures à la base du calcul du FAD ou la position de calcul du FAD.

On illustre à la figure 6, la variation du FAD, basé sur les mesures de moments longitudinaux au quart de la portée au centre du pont-dalle, en fonction de la vitesse du véhicule et ce pour les effets primaires et secondaires. On observe que les FADs primaires et secondaires sont plus élevés pour des vitesses supérieures à 60 km/h. Il ne semble pas y avoir de relation précise entre le FAD et la vitesse. Les FADs obtenus avec les effets secondaires sont plus élevés que ceux obtenus avec les effets primaires. D'autres résultats sont présentés dans Broquet (1999).

La figure 7 illustre l'effet du trafic pour un pont caisson ayant trois travées. On y représente seulement la moitié du pont sur cette figure. Les résultats sont présentés de la même façon qu'à la figure 5. On observe encore que les FADs pour les effets secondaires sont plus élevés que ceux obtenus des effets primaires. Ils sont plus élevés dans la première portée. Il

n'existe cependant pas de relation claire entre les FADs, le type de mesure pour le calcul des FADs ou la localisation des points de mesures. Nous résumons dans les sections suivantes les principales conclusions de cette étude.

Influence de la vitesse

Cinq vitesses variant de 40 km/h à 120 km/h ont été considérées. Les résultats démontrent que les FADs dans la dalle de roulement ne sont pas influencés de façon significative par la vitesse. A priori, il n'existe pas de justification de prendre la vitesse en compte dans l'évaluation des effets dynamiques dans les dalles de roulement.

Influence de la rugosité de surface

Deux amplitudes de rugosité ont été choisies représentant respectivement des conditions «bonnes» et «mauvaises» selon le code suisse. L'augmentation de la rugosité provoque une augmentation des FADs en particulier pour les effets secondaires dus au trafic. Doubler l'amplitude des aspérités augmente les FADs jusqu'à des valeurs maximales de 20% et 40% pour les effets primaires et secondaires dus au trafic respectivement.

Influence de la charge

Des simulations ont été faites avec trois chargements différents pour estimer les FADs pour des camions non chargés (8 t), chargés normalement (16 t) et surchargés (21 t). Les résultats démontrent que lorsque les charges du véhicule augmentent, les effets statiques et dynamiques augmentent et les FADs diminuent. Par rapport au véhicule non chargé, le FAD diminue de 10% et 16% respectivement pour le camion chargé et surchargé.

Influence du type de pont

Étant donné que l'effet du trafic et que sa distribution dans toute la structure varie d'un pont à un autre, aucune relation claire n'a été observée entre les FADs dans les dalles de roulement et le type de pont ou configuration. Ceci est dû au fait que le comportement dynamique des dalles étudiées est similaire dans tous les cas et que les fréquences propres de la dalle ne sont pas proches de celles de la force excitatrice quel que soit le type de véhicule.

CONCLUSION

La présente étude a permis d'obtenir beaucoup d'information sur le comportement dynamique des dalles de roulement des ponts. En particulier, les conclusions suivantes sur les FADs dans les dalles roulement peuvent être tirées :

- Les FADs ne varient pas significativement en fonction de la superstructure considérée, de la géométrie de la dalle ou en fonction de la présence ou non de parapet.
- Doubler l'amplitude des aspérités de surface de la dalle de roulement augmente de 20% les FADs.
- Les FADs ne varient pas significativement pour des vitesses comprises entre 60 et 120 km/h.
- Une augmentation du poids d'un facteur 2.5 diminue le FAD de 16%.
- Les FADs ne varient pas significativement en considérant différentes mesures ou l'emplacement de cette mesure.

- Les FADs sont supérieurs pour les effets secondaires dus au trafic par rapport aux effets primaires.
- Les FADs sont supérieurs dans la première portée d'un pont continu.

RÉFÉRENCES

- Akoussah, E. Fafard, M., Talbot, M. & Beaulieu, 1997, Étude paramétrique du facteur d'amplification dynamique des charges pour les ponts à travée simple en béton armé, *Revue canadienne de génie civil*, Vol 24(2), pp. 313-322.
- Boudjelal M.T., Fafard M. & Gakwaya A., 1997, *Modélisation de l'amortissement par une approche thermodynamique et son application à l'analyse dynamique de l'interaction pont-véhicule*, Rapport GCS-97-10, GIREF et département de génie civil, Université Laval, Québec.
- Broquet C., 1999, *Sensibilité des dalles de roulement des ponts aux effets dynamiques provoqués par le trafic routier*, Thèse de doctorat, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Broquet C., Schläfli M. & Brühwiler E., 1997, Évaluation des dalles de roulement des ponts en béton, *Ingénieurs et Architectes Suisses*, Vol. 123, No 25.
- Desjardins R. & Fafard M., 1992, *Développement d'un logiciel pour l'analyse des structures par éléments finis utilisant l'approche de la programmation orientées objets*, Rapport GCT-92-05, Département de génie civil, Université Laval, Québec.
- Fafard, M., Laflamme, M., Savard, M. & Bennur, M., 1998, Dynamic analysis of an existing continuous bridge, *ASCE, J. of Bridge Eng*, Vol 3(1): pp 28-37.
- Fancher P.S., Ervin R.D., MacAdam C.C. & Winkler C.B., 1980, Measurement and representation of the mechanical properties of truck leaf springs, *Current Trends in Truck Suspensions* pp 475, Pennsylvania.
- Henchi, K., Fafard, M., Dhatt, G. & Talbot, M., 1997, Dynamic Behaviour of Multi-span Beams Under Moving Loads, *Journal of Sound and Vibration*, vol 199(1), pp. 33-50.
- Savard M., Fafard M. & Beaulieu D., 1993, *Étude par éléments finis du facteur d'amplification dynamique des charges dans les ponts sollicités par des véhicules routiers*, Rapport GCT-93-07, GIREF et département de génie civil, Université Laval, Québec.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le Ministère des Transports du Québec, le Fonds FCAR et le CRSNG pour le financement accordé lors du développement du logiciel CLEF/DYNAMICA. Les chercheurs suisses sont partiellement supportés par l'Office Fédérale des Routes de Suisse. Nous remercions le centre de recherche GIREF qui a accueilli M. Broquet en 1997-1998 ainsi que pour le soutien au niveau des ressources informatiques. Finalement, nous remercions le Dr. Mohamed Tahar Boudjelal pour le support accordé tout au long de cette recherche.

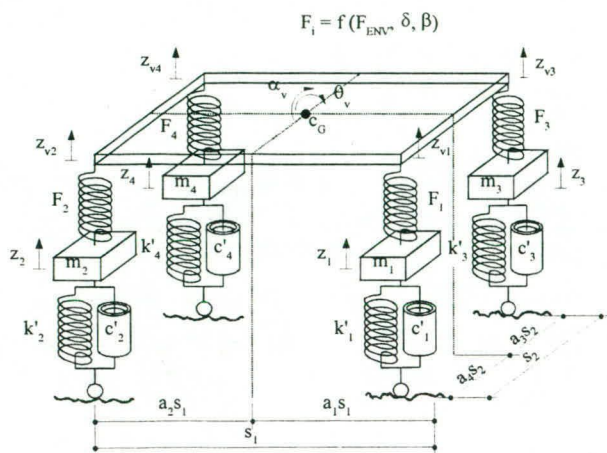


Figure 1. Modèle du véhicule.

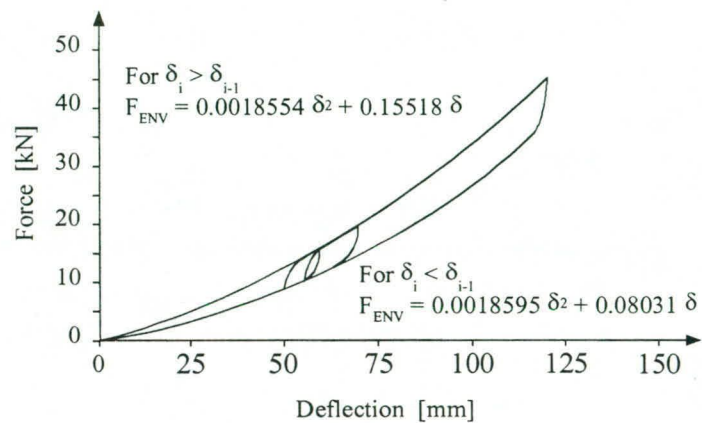


Figure 2. Modèle de Fancher pour la suspension.

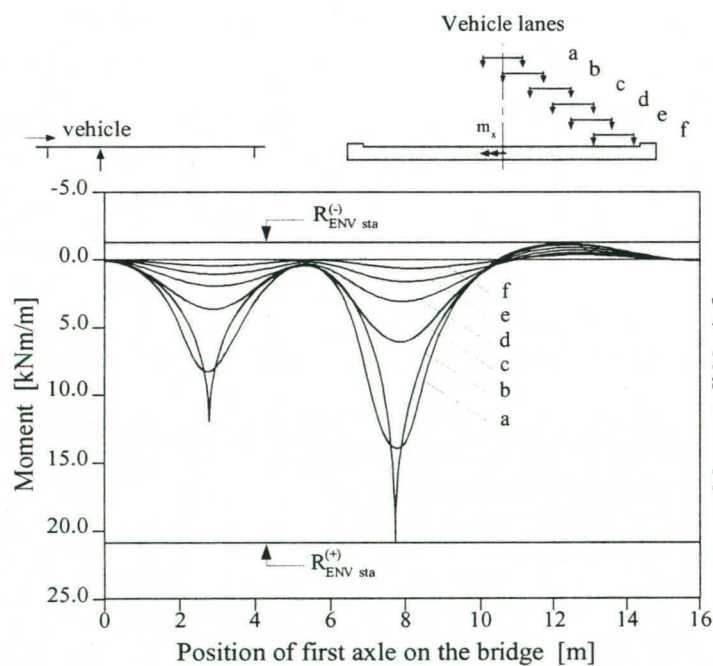


Figure 3. Enveloppe des efforts statiques.

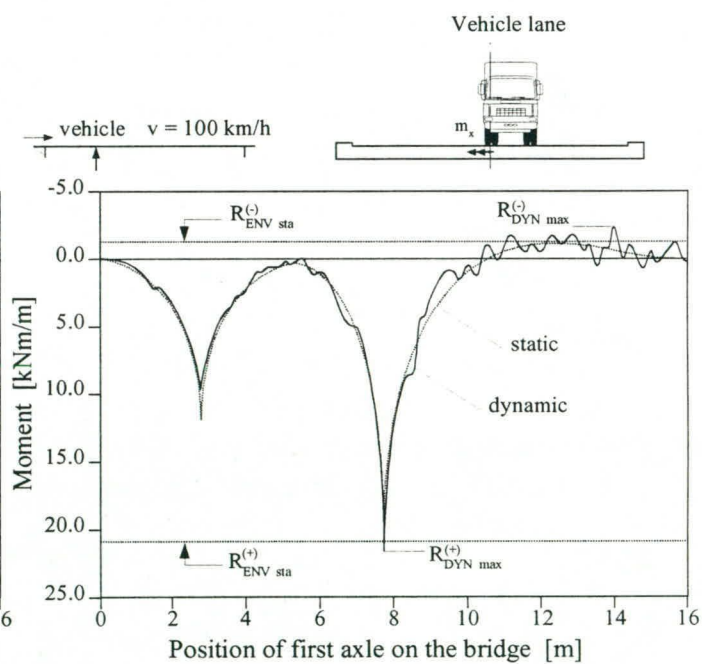


Figure 4 Enveloppe des efforts dynamiques.

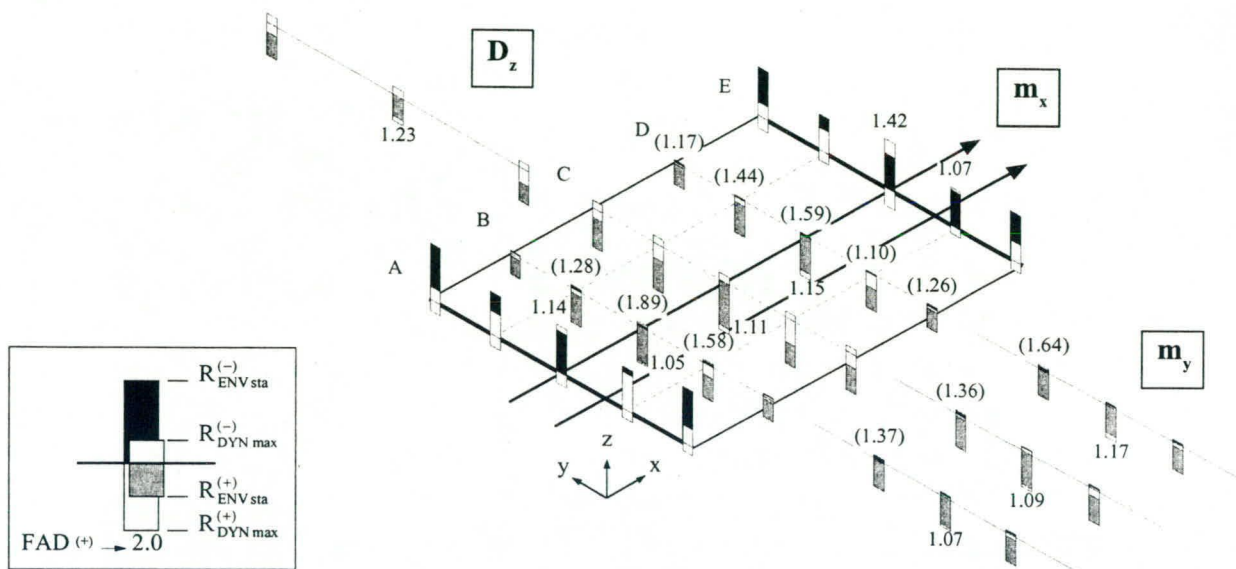


Figure 5 Distribution des FADs due au passage d'un camion roulant au centre du pont à 100 km/h.

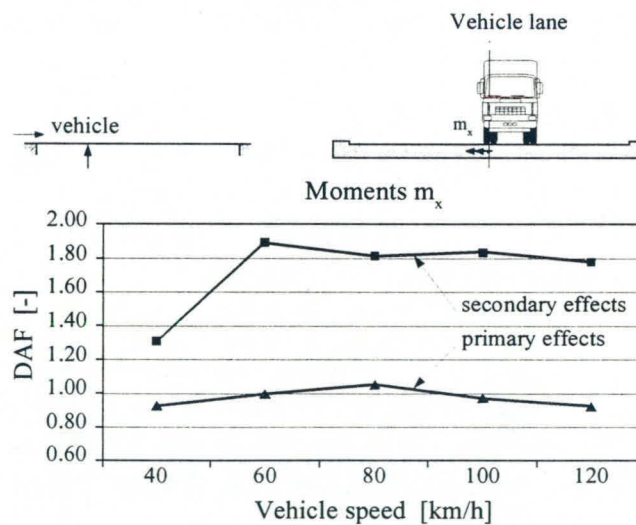


Figure 6. FAD en fonction de la vitesse du véhicule.

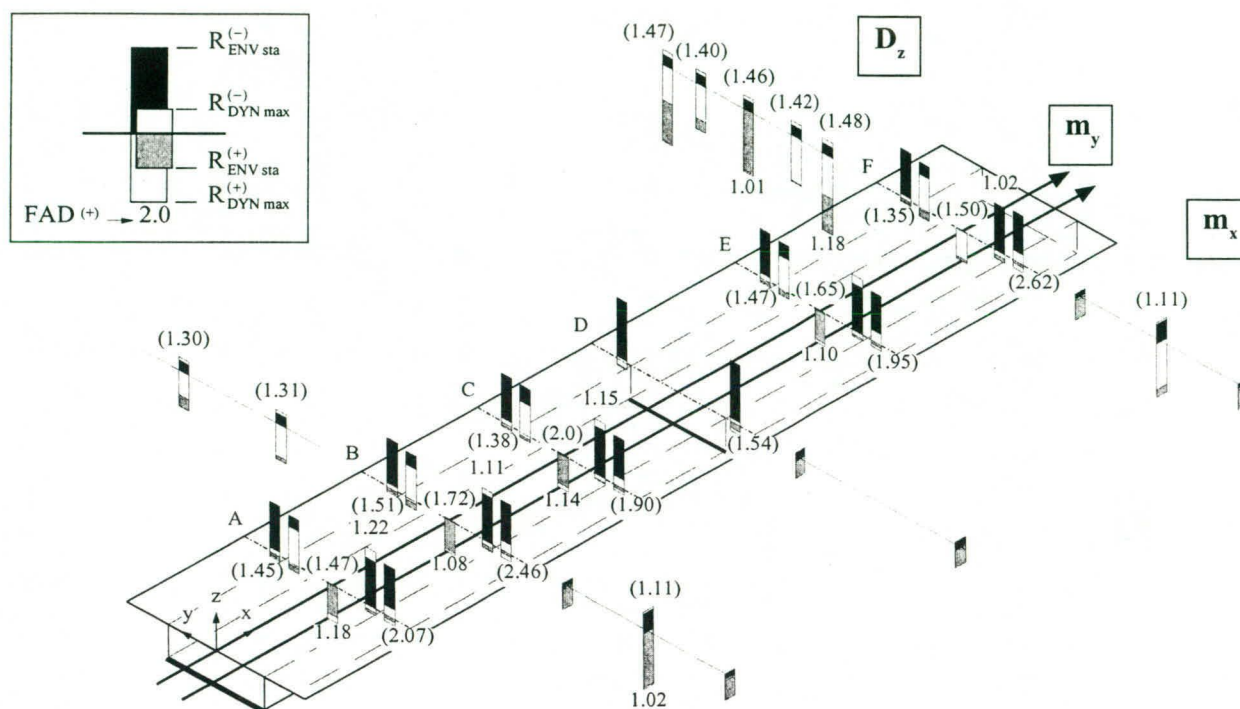


Figure 7. FADs obtenus de la circulation d'un véhicule le long de l'axe central d'un pont caisson.

INSTRUMENTATION ET MONITORING DES APPAREILS D'APPUI DE TYPE «CHAISE» DU PONT LAVIOLETTE

Marc Savard, ing., Ph. D.

Transports Québec
Direction des structures
Service de l'entretien
Québec, Québec

RÉSUMÉ : Suite à la rupture fragile survenue dans une des poutres d'acier d'une des travées de l'approche nord du pont Laviolette, des mesures expérimentales et des analyses numériques ont été réalisées pour tenter de mieux comprendre les causes de cette fracture et donner des indications quant aux interventions requises pour empêcher qu'un tel événement ne se reproduise. Après une tentative infructueuse visant la réhabilitation des appareils d'appui existants, les résultats de l'investigation ont rendu obligatoire le remplacement de tous les appareils d'appui. Les interventions sur le terrain sont maintenant terminées.

INTRODUCTION

Construit en 1967, le pont Laviolette est composé d'une partie centrale constituée d'un treillis métallique délimitée par une approche du côté nord et une approche du côté sud, tel que montré sur la figure 1. L'approche nord compte 5 travées de 58 m et 5 travées de 67 m environ. Chacune de ces travées comporte trois poutres d'acier à inertie variable supportant une dalle de béton rendue solidaire des poutres par des goudjons.

Compte tenu, entre autres, de la nature des sols et de la longueur des travées, le concepteur du pont a privilégié un système structural flexible en rendant isostatique chacune de ces travées. Pour ce faire, des appareils d'appui de type «chaise» ont été aménagés à 5,6 m des piles, tel qu'illustré sur la figure 1.

De tels appareils d'appui doivent permettre la rotation dans le plan vertical d'une poutre par rapport à l'autre tout en empêchant les mouvements relatifs horizontaux et vertical des poutres concernées. Considérant que les poutres ont une hauteur d'environ 3,2 m et que ces chaises sont aménagées près de la mi-hauteur des poutres, la rotation permise oblige l'interruption de la dalle et du revêtement bitumineux vis-à-vis chacune des chaises. En plus d'empêcher l'infiltration de l'eau de ruissellement, les joints délimitant les segments de dalle doivent être assez flexibles pour demeurer étanches malgré le mouvement horizontal induit par la rotation permise par les chaises et par les effets des variations thermiques. Un joint qui ne serait pas étanche occasionnerait une détérioration prématurée des éléments d'acier sous-jacents, et plus particulièrement des composants de la chaise.

De plus, pour assurer l'évacuation de l'eau de ruissellement de la dalle, des drains sont aménagés de part et d'autre de celle-ci. Les drains du pont Laviolette sont malheureusement trop courts et l'eau qu'ils évacuent est projetée sur les chaises, ce qui contribue à accélérer leur détérioration. Les chaises sont donc exposées à un mélange d'eau et de sels de déglçage (utilisés

en hiver pour empêcher la formation de glace sur la chaussée et ainsi assurer la sécurité des usagers). Ce mélange fournit l'électrolyte nécessaire au processus de corrosion des éléments d'acier. Cette détérioration par la rouille peut rendre les chaises inaptées à permettre sans restriction la rotation de l'extrémité d'une poutre par rapport à l'autre. La corrosion occasionne une délamination et un gonflement des composantes d'acier de la chaise et éventuellement un blocage presque complet de la rotation. Ce blocage induit des contraintes pour lesquelles les poutres n'ont pas été conçues et peut ainsi accélérer le processus de propagation d'une fissure active.

En février 1997, la poutre amont rattachée à la chaise 7,25 (située près de la pile N7 entre les piles N7 et N8) s'est fracturée. On peut visualiser la fracture sur la figure 2. La voie de circulation concernée a été fermée pendant les travaux de renforcement qui ont été rapidement réalisés. Entre autres travaux, une nouvelle chaise a été installée, avec les lubrifiants appropriés.

L'analyse de la portion fracturée de la poutre a été effectuée par le Service des matériaux d'infrastructures de la Direction du laboratoire des chaussées du ministère des Transports du Québec. Le rapport d'analyse (Villeneuve, 1997) révèle que l'acier de l'âme ne répond aux exigences de la norme CAN/CSA G40.21 quant à la résilience. La norme exige 27 joules à -20°C alors que les essais sur l'acier de l'âme ont montré une résilience moyenne de seulement 15 joules. Par ailleurs, l'acier de l'âme comporte 0,29% de carbone, ce qui en fait un acier dur qui exige certaines précautions lors du soudage. En effet, un abri chauffé doit être installé, on doit préchauffer les pièces à souder à au moins 150°C , les électrodes utilisées doivent avoir une basse teneur en hydrogène, le soudage doit être fait par une compagnie certifiée et une inspection non destructive doit être réalisée par un laboratoire accrédité. Par ailleurs, les photos contenues dans le rapport tendent à confirmer un chauffage inadéquat, ce qui a pour conséquence la réalisation de soudures à pénétration incomplète. À elles seules, de telles soudures constituent des lieux propices au développement de concentrations de contraintes.

Compte tenu des sommes importantes d'argent en jeu – le remplacement des 35 autres chaises étant une alternative de près d'un million de dollars – cette rupture a constitué l'amorce d'une démarche d'inspection, d'évaluation et d'analyse de différents scénarios d'intervention souhaités à la fois rapides, efficaces et justifiable économiquement.

ÉVALUATION DU COMPORTEMENT DES AUTRES CHAISES

Sans tenter d'identifier la ou les causes de la fissuration, la première intervention effectuée a été de vérifier si les autres chaises empêchent partiellement la rotation. Systématiquement, chacune des chaises a été instrumentée tel que montré sur la figure 5 avec deux cellules de charge («S load-cell»). Disposées symétriquement, chacune de ces cellules a été fixées sur les parties supérieure et inférieure d'une chaise à l'aide de serre-joints. Ce montage a permis de mesurer la rotation occasionnée par un chargement composé de deux camions à benne basculante d'environ 28 tonnes chacun. On a pu également vérifier si la chaise revenait à sa position de départ après le déchargement des travées concernées. Cette instrumentation et ce chargement ont été répétés pour chacune des chaises des trois poutres de la partie nord du pont. Pour les fins d'une comparaison, les camions d'essai occupaient la même position relative à la chaise instrumentée.

Le tableau 1 rassemble les résultats obtenus lors des essais sur chacune des chaises de l'approche Nord. Les résultats sont exprimés par le ratio de l'allongement ou du raccourcissement d'un côté ou l'autre de la chaise (mesure d'une cellule de charge) sur la mesure correspondante obtenue sur la chaise réparée, le tout en pourcentage.

Chaise	Poutre amont	Poutre centrale	Poutre aval
7,25	100 %	9 %	43 %
7,75	35 %	8 %	30 %
9,25	43 %	38 %	48 %
10,75	39 %	13 %	21 %
12,25	18 %	19 %	43 %
14,25	26 %	18 %	49 %

Tableau 1 – Valeurs relatives de la capacité des chaises à permettre la rotation

Les résultats obtenus avec la poutre centrale doivent être interprétés avec prudence puisque pour un même chargement, la rotation induite à une chaise de la poutre centrale est plus petite que celle occasionnée à une chaise d'une poutre de rive. Par ailleurs, la longueur des travées associées aux chaises 7,25, 7,75 et 9,25 est de 67 m comparativement à 57,9 m pour les autres chaises.

ANALYSE NUMÉRIQUE PRÉLIMINAIRE

Compte tenu de la géométrie particulière des chaises et des éléments d'acier qui leur sont contigus, un modèle numérique basé sur la méthode des éléments finis a été développé avec le logiciel COSMOS/M (version 1.75a) de manière à visualiser les zones de concentration de contrainte. Ce modèle permet également d'évaluer les conséquences du blocage partiel de la rotation sur la répartition et l'intensité des contraintes. Une poutre a été modélisée ayant à une de ses extrémités les particularités géométriques d'une chaise. Ce modèle simplifié a permis d'étudier l'effet du blocage de la rotation de la partie supérieure de la chaise par rapport à la partie inférieure admise comme fixe. À noter que ce modèle est également représentatif de la situation inverse, c'est-à-dire lorsque les charges occasionnent une rotation de la partie inférieure de la chaise et que celle-ci est empêchée. Dans le maillage sont discrétisés explicitement (à l'aide d'éléments de plaque triangulaires de trois nœuds ayant chacun six degrés de liberté par nœud) les poutres avec leurs raidisseurs verticaux et les plaques d'assise, la partie supérieure de l'appareil d'appui, les semelles supérieure et inférieure de la poutre et une portion de la largeur de la dalle.

Une attention particulière a été portée au maillage des composants de la chaise et des moyens pour représenter l'effet du blocage de la rotation. Pour simuler l'appui vertical offert par la chaise, le degré de liberté associé au déplacement vertical a été empêché pour tous les nœuds situés vis-à-vis les raidisseurs porteurs, et ce, sur toute la largeur de la plaque d'assise (plaque horizontale). De plus, pour simuler le blocage de la rotation occasionné par la corrosion, le

déplacement vertical a également été empêché de part et d'autre du raidisseur porteur sur une portion égale à la largeur de la partie inférieure de la chaise qui s'emboîte dans la partie supérieure, tel que montré sur la figure 4b.

On peut visualiser sur la figure 3 les contraintes verticales σ_y obtenue suite à une analyse statique linéaire en considérant un chargement uniformément répartie sur la poutre. L'intensité de ce chargement est telle qu'une réaction d'appui vertical de 500 kN est occasionnée à la chaise. La figure 3 illustre également l'influence des conditions de retenue de la rotation. Lorsque la rotation est libre de se produire (figure 3a), on retrouve des contraintes de compression (contraintes négatives) de part et d'autre du raidisseur porteur. Par contre, lorsque la rotation est empêchée, des contraintes associées à un moment d'encastrement s'ajoute aux contraintes de compression associées à la réaction d'appui. Les contraintes verticales totales du côté de l'extrémité libre de la poutre deviennent positives alors que de l'autre côté du raidisseur porteur, les contraintes de compression sont amplifiées par le moment d'encastrement. Ces observations seront utiles pour localiser les jauges de déformation à l'étape de l'instrumentation d'une des chaises.

Par ailleurs, la figure 4 permet de comparer la distribution des contraintes principales pour les deux types de conditions de retenue. On constate qu'au bord de la plaque supérieure de la chaise, au voisinage de la soudure d'angle entre la plaque d'assise et l'âme, la contrainte principale est environ 5 fois plus grande lorsque la rotation est empêchée (figure 4a) comparativement au cas où la rotation est libre de se produire (figure 4b). Ce résultat confirme l'hypothèse désignant la détérioration de la chaise par la corrosion et le blocage partielle qui s'en suit de la rotation comme un facteur déterminant dans la réduction de la vie utile associée aux effets de la fatigue affectant cette portion de la poutre.

Ainsi, on peut énumérer quatre facteurs ayant contribué au développement de la fissuration, soit les propriétés inadéquates des aciers en cause (en particulier celui de l'âme), la mauvaise exécution des soudures avec l'âme (préchauffage insuffisant), la géométrie de la chaise occasionnant des concentrations de contraintes au voisinage des soudures (tel que révélé par le modèle) et le blocage partiel de la rotation causé par la dégradation de la chaise par la corrosion.

À noter que lors de l'estimation du niveau de flexibilité relative de chacune des chaises, aucune d'elles n'a manifesté une rotation nulle (blocage complet), tel qu'introduit dans le modèle numérique. La contribution de ce facteur à l'accélération de la vitesse de propagation d'une micro-fissure est difficilement quantifiable. On sait cependant que le blocage partiel de la rotation est associé à un phénomène de dégradation qui s'amplifie dans le temps et dont un des effets est d'accélérer le processus de développement d'une micro-fissure initiale.

En admettant la distribution des contraintes proposée par le modèle, et de manière à apprécier l'impact qu'aurait le déblocage des chaises sur leur durée de vie résiduelle, l'étape suivante consistait à quantifier la grandeur des contraintes réelles de manière à calibrer le modèle avec des mesures de contraintes *in situ* et vérifier si les effets du blocage partiel de la rotation peuvent être assez intenses pour occasionner un endommagement cumulatif pouvant amener la rupture de la poutre.

INSTRUMENTATION DE LA CHAISE 12,25

Les résultats du tableau 1 montre que la chaise 12,25 de la poutre amont est une des chaises où la rotation est très limitée. Compte tenu de son accès facile à partir du sol, il a été décidé d'instrumenter celle-ci avec des jauges de déformations dans le but de mesurer les contraintes réelles induites au voisinage d'une chaise partiellement bloquée. Les résultats de l'analyse préliminaire effectuée à l'aide du modèle numérique (figures 3 et 4) peuvent aider à localiser les jauges de façon optimale. Pour confirmer l'hypothèse suggérant que la progression d'une micro-fissure soit accélérée par le blocage partiel de la rotation, 21 jauges de déformation ont été soudées aux endroits illustrés sur la figure 6.

En particulier, les mesures des jauges J17, J18, J19, J1 et J2 sont fonctions du moment d'encastrement qui est associé au blocage de la chaise et permettent d'apprécier le gradient de déformation associé à ce moment au voisinage de la chaise. Par ailleurs, le moment d'encastrement devrait générer également des contraintes longitudinales à l'endroit des jauges J3, J4 et J5. Quant à elles, les mesures des jauges J6 et J9 devraient être nulle si la rotation est libre. En plus de quantifier les effets associés au blocage partiel de la rotation, ces mesures peuvent donc servir à calibrer le modèle numérique quant aux conditions aux limites à associer à la liaison des poutres à la chaise.

L'ensemble de ces 21 jauges a permis d'obtenir des mesures de déformation lors d'essais en régime statique et pour le monitoring de la structure sollicitée par le trafic routier ambiant.

Essais de chargement en régime statique

De manière à mesurer les contraintes induites par un chargement connu et immobile (donc pouvant être reproduit), 13 positions d'arrêt ont été définies de part et d'autre de la chaise 12,25, tel que montré sur la figure 7. Deux camions à benne basculante (10 roues) ont servi à définir les cas de chargement. On retrouve sur la figure 8 quelques résultats de ces essais. À noter que les lignes discontinues relient les points correspondants à nos mesures avec les deux camions d'essai placés sur le pont tandis que les lignes continues relient les points correspondant aux déformations calculées, soit le résultat de la somme des mesures obtenues avec chacun des camions.

En supposant que l'écart entre les déformations mesurées avec les jauges J17 et J19 sont associées uniquement au moment d'encastrement, le calcul de la différence (J17-J19) devrait être proche de zéro si la rotation est libre de se produire. On obtient la déformation (J17-J19) la plus grande lorsque les deux camions d'essai sont près du centre de la travée adjacente (située entre les piles N11 et N12). Ces graphiques montrent également que les déformations ne s'annulent pas après le retrait des charges. Un phénomène d'hystérèse est observé, ce qui est caractéristique des phénomènes combinant la friction et le glissement. Ce phénomène explique également la non linéarité du comportement de la chaise. En effet, si on compare les résultats obtenus avec deux camions et ceux qu'on obtient en additionnant les mesures obtenues avec un seul véhicule, on constate que les résultats «calculés» sont supérieurs aux mesures avec deux camions. On peut visualiser ce résultat sur la figure 8.

Si on compare ces mesures expérimentales avec les résultats du modèle numérique, on constate que, comme prévu, le comportement de la chaise s'approche davantage d'un système dans lequel la rotation est partiellement empêchée. Le calcul de la différence entre les mesures de la jauge J17 et celles de la jauge J19 témoigne de ce fait.

Par ailleurs, la grandeur des déformations mesurées est nettement inférieure aux valeurs suggérées par le modèle numérique. Des mesures en régime dynamique sous le trafic ambiant permettront d'évaluer les contraintes les plus grandes qui sollicitent régulièrement les chaises. Les résultats des essais statiques ont servi de base de comparaison pour évaluer l'influence d'une éventuelle intervention ultérieure.

Mesures en régime dynamique sous trafic ambiant

Compte tenu que les sollicitations réelles de la structure sont de nature dynamique et que les sollicitations générées lors des essais statiques ne sont pas représentatives des sollicitations les plus importantes, des mesures ont été enregistrées avec le trafic ambiant. Aucune disposition n'a été prise pour connaître la grandeur des charges appliquées sur le tablier du pont et qui occasionnent les déformations mesurées.

De manière à estimer la grandeur des contraintes maximales et minimales induites par le trafic routier et les effets thermiques, un système d'acquisition de données comportant plusieurs algorithmes permettant de déterminer l'histogramme des déformations pour 8 capteurs différents a été installés sous la structure. Ce système complètement autonome a comptabilisé le nombre d'occurrences d'atteinte d'un certain niveau de contrainte (algorithme «MIN-MAX») pendant des périodes d'environ 6 jours. Des capteurs différents ont été reliés à ce système d'acquisition de données à tous les 6 jours pendant un mois. À titre d'exemple, on retrouve sur la figure 10 les résultats concernant les jauges J6 et J17.

Ces résultats doivent être interprétés en compte tenu de la nature non linéaire du comportement de la chaise quant à la rotation. Dans le cadre d'analyses courantes pour l'évaluation des effets de la fatigue, les conditions de chargement nulles sont toujours accompagnées de contraintes nulles. Dans le cas de cette étude, le blocage partiel par friction dans la chaise amène celle-ci à se «débloquer» lorsque le niveau des sollicitations dépasse un certain seuil. La variation des contraintes n'est plus unique fonction des charges appliquées, mais de l'histoire des déformations antécédentes.

Bien que le modèle numérique ne simule pas la friction et le déblocage de la chaise, on constate que la représentation des contraintes obtenue avec le modèle est proche des contraintes maximales et minimales observées pendant la semaine de monitoring. En effet, la contrainte maximale mesurée avec la jauge J6 est de l'ordre de 144 MPa et la contrainte minimale obtenue avec la jauge J17 s'élève à -125 MPa. Sur la figure 3b montrant les résultats du modèle dans lequel la rotation est empêchée, la contrainte au voisinage de J6 est de 115 MPa alors que celle associée à la jauge J17 est de -95 MPa, soit un écart variant de 25 à 30 %. Dans ces circonstances, on peut conclure que l'estimation par le modèle numérique de la contrainte principale maximale au voisinage de la soudure entre l'âme et la plaque d'assise à environ 50 MPa est une valeur réaliste. Permettre la rotation au niveau de la chaise réduirait cette contrainte maximale très élevée à une valeur approchant 6 à 8 MPa (tel que prédit par le modèle correspondant), en plus de

prolonger la durée de vie utile de l'assemblage en réduisant le taux de progression d'une éventuelle fissure. Les avantages de la réhabilitation de la chaise à permettre la libre rotation de la poutre sont très significatifs dans le contexte de la recherche d'une intervention garantissant l'exploitation sécuritaire de l'ouvrage sur une période assez courte (5 ans).

Du point de vue des dommages accumulés relativement aux effets de la fatigue, il n'est pas sans intérêt de noter qu'avec le système structural en cause, une même charge mobile occasionne un changement de signe des déformations au voisinage des soudures entre la plaque d'assise, la plaque supérieure de l'appareil d'appui et l'âme. Ce résultat est corroboré par les mesures obtenues en régime statique. Compte tenu que les dommages cumulés associés aux effets de la fatigue sont fonction de l'amplitude des contraintes est non de la valeur algébrique de celles-ci, l'algorithme «Rain-Flow» à une dimension aurait dû être choisi lors de l'acquisition des données pour qu'une estimation des dommages accumulés puisse être réalisée. À noter que cette étude aurait nécessitée des données essentielles concernant l'évolution temporelle de trois paramètres importants, à savoir l'intensité et le nombre de cycles des sollicitations induites depuis la mise en service de l'ouvrage, et l'évolution du degré de retenu de la rotation, conséquence de la détérioration de l'appareil d'appui et paramètre contrôlant l'intensité des contraintes générées.

Par ailleurs, il faut noter également que des études expérimentales (NCHRP, 1993) ont révélé que le dépassement de l'amplitude de contrainte prescrit pour un nombre infini de cycles réduit considérablement la durée de vie qui, dès lors, ne serait plus infinie. Dans ce cas, tous les cycles incluant ceux dont l'amplitude des contraintes est inférieure à l'amplitude associée à un nombre infini de cycles doivent être considérés dans le calcul de l'endommagement. Les auteurs de cette étude recommandent, sur le graphique à échelles logarithmiques montrant l'amplitude de contrainte permis en fonction du nombre de cycles, de prolonger la droite (de pente $m = -3$ pour l'acier) jusqu'à son intersection avec l'abscisse.

Ce résultat est particulièrement défavorable lorsqu'appliqué au cas des chaises du pont Laviolette. Le blocage partiel de la rotation associé à la corrosion est de nature frictionnelle et est initiateur d'hystérèses. L'intensité des contraintes induites par un chargement donné est donc dépendant de l'état de contrainte initial de la chaise. L'état de contrainte initial peut faire la différence entre le dépassement ou le non dépassement de l'amplitude de contrainte prescrit pour un nombre infini de cycles.

TENTATIVE DE DÉBLOCAGE DE LA CHAISE 12,25

Compte tenu des avantages à court terme qu'offre le déblocage des chaises et de l'attrait économique de cette solution, un bain flexible et étanche a été réalisé autour de la chaise instrumentée. Un lubrifiant spécial ayant la propriété de disloquer les liens établis par la corrosion a été introduit dans ce bain. Des trous d'aération ont été perforés dans la partie supérieure de la chaise de manière à permettre au lubrifiant d'occuper tout l'espace disponible entre les parties inférieure et supérieure de la chaise. Étant donné la faible amplitude des mouvements de la chaise, le lubrifiant a malheureusement décanté au fond du bain quelques jours seulement après son introduction dans la chaise. Des essais statiques ont malgré tout été réalisés pour évaluer le gain en flexibilité de la chaise suite au traitement. Ces essais avaient les mêmes paramètres que

ceux décrits auparavant, rendant facile la comparaison des résultats. Tel que montré sur la figure 9, le gain en flexibilité de la chaise a été estimé à environ 10%, ce qui invalida le produit utilisé. Combiné à des inspections par magnétoscopie des zones propices au développement de fissures de fatigue, le remplacement des chaises existantes devenait inévitable.

REEMPLACEMENT DES CHAISES EXISTANTES

Dans le but de bénéficier des avantages associés à la rotation libre, les 36 chaises existantes des travées d'approche nord et sud ont été remplacées successivement l'une après l'autre. Le procédé employé consistait à soulever d'environ 5 mm la partie supérieure de la chaise à l'aide d'un vérin de manière à permettre le déssoudage des parties inférieure et supérieure des chaises. Des précautions spéciales ont été prises pour l'enlèvement des anciennes soudures et pour s'assurer qu'aucun défaut n'affectait les éléments métalliques conservés. Pour ce faire, des contrôles non destructifs par magnétoscopie avant et après l'installation des nouveaux appareils d'appui ont été effectués. Ces nouveaux appareils d'appui, qui ont la mêmes dimensions que les anciens, sont en bronze auto-lubrifié.

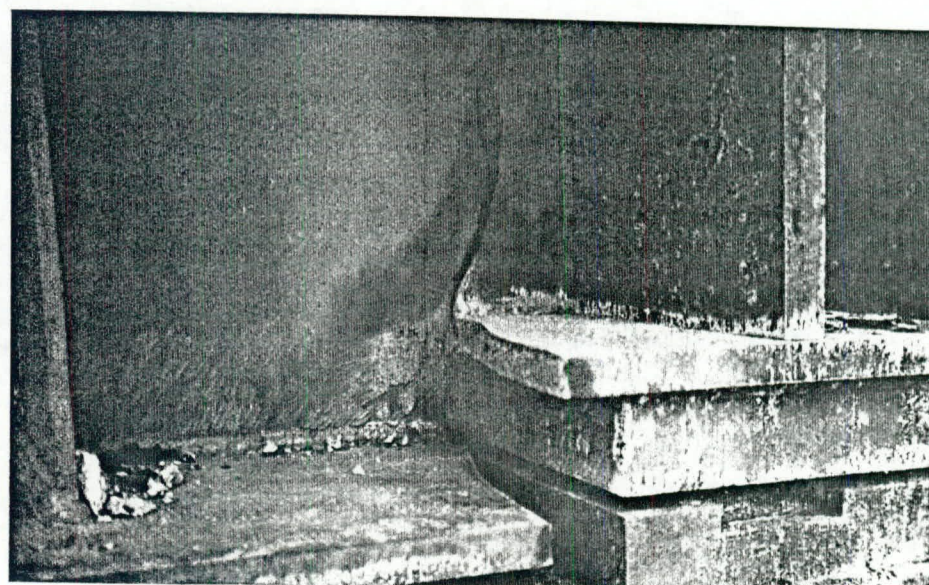
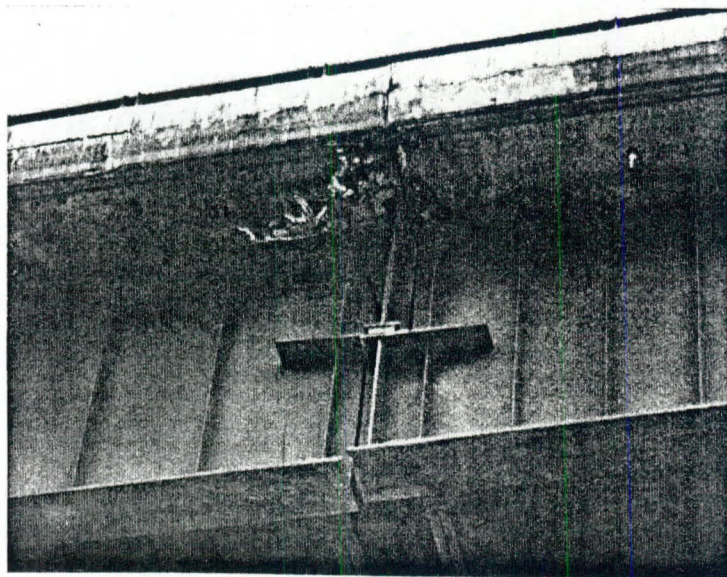
CONCLUSIONS

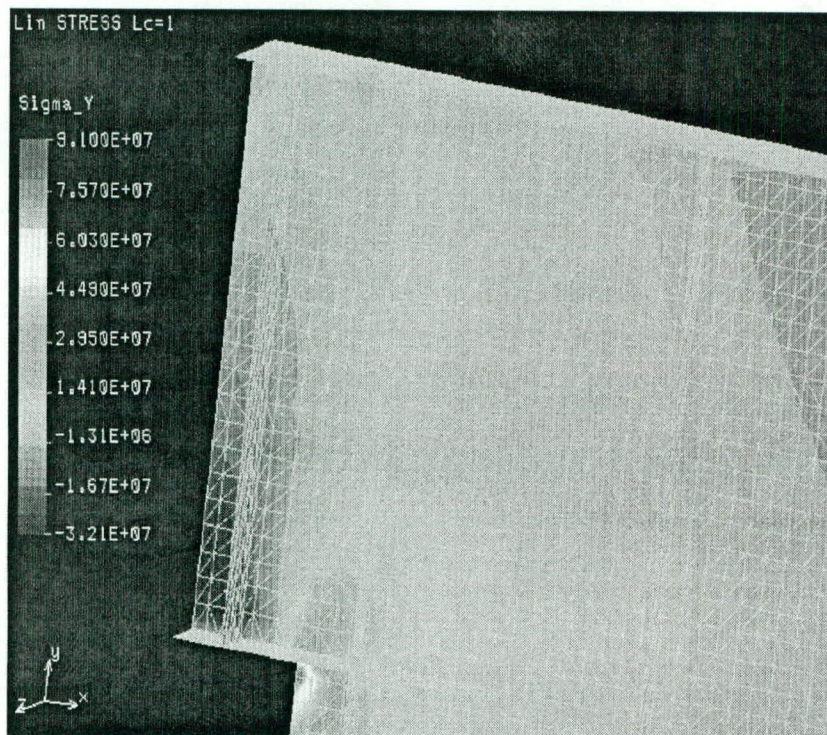
Des essais de chargement ont permis de constater que la majorité des chaises de la travée Nord sont partiellement bloquées contre la rotation. Les résultats de la simulation numérique du comportement de ces assemblages ont été à l'effet que le blocage de la rotation induit une amplification des contraintes au voisinage de la soudure d'angle entre la plaque d'assise et l'âme de la poutre. L'amplitude des contraintes générées par le modèle numérique a été confirmée par des mesures des contraintes induites par le trafic ambiant. Constatant l'impossibilité de briser les liens établis par la corrosion et de lubrifier les appareils d'appui, le remplacement des appareils d'appui est devenu inévitable. Malgré l'ensemble des interventions, le pont demeure sous surveillance, avec des inspections spécifiques prévues à tous les ans. Le remplacement de la dalle est prévu dans 5ans, ce qui constituera une belle occasion pour considérer d'autres solutions plus viables à plus long terme.

BIBLIOGRAPHIE

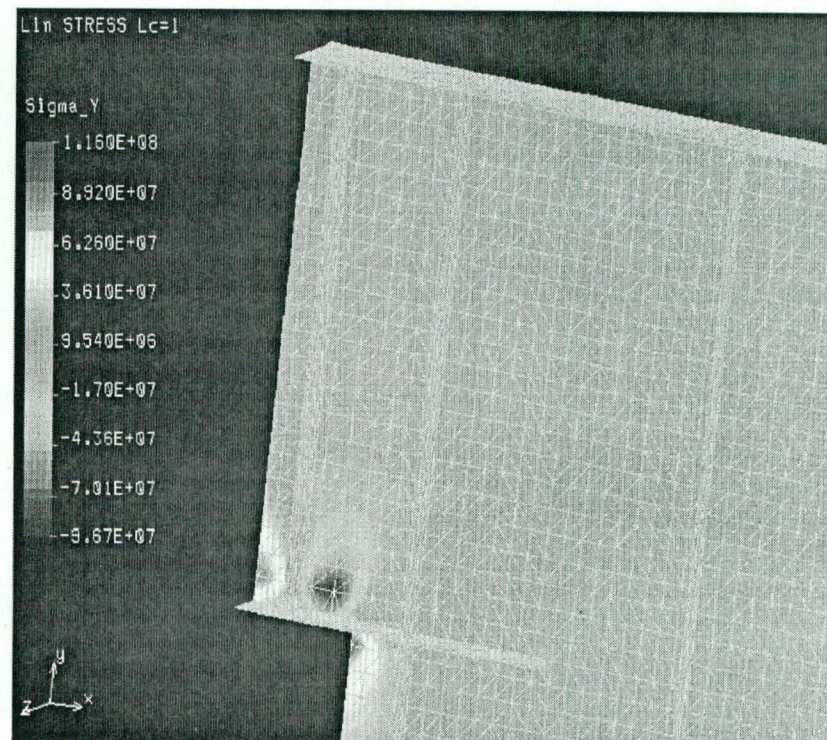
- Fisher, J.W. 1997, «Evolution of Fatigue-Resistant Steel Bridges». Transportation Research Record 1594, 17 p.
- 1993, «Resistance of Welded Details Under Variable Amplitude Long-life Fatigue Loading», NCHRP Report 354, Transportation Research Board, National Research Council
- Villeneuve, D. 1997. «Analyse de fracture – Pont Laviolette – Poutre maîtresse à l'appareil d'appui N7 AM N8». Rapport d'analyse, Service des matériaux d'infrastructures, Direction du laboratoire des chaussées, ministère des Transports du Québec.
- COSMOS/M, version 1.75a, logiciel de prétraitement, d'analyse et de posttraitement de problèmes structuraux à l'aide de la méthode des éléments finis, 1996.

Figure 2 - Poutre rompue de l'approche nord



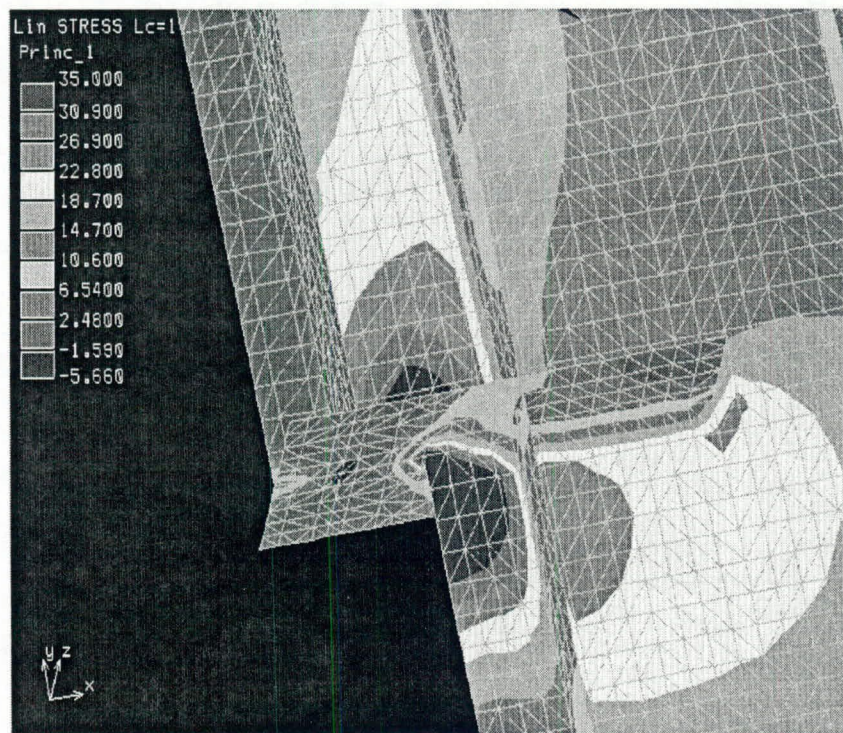


a) rotation libre

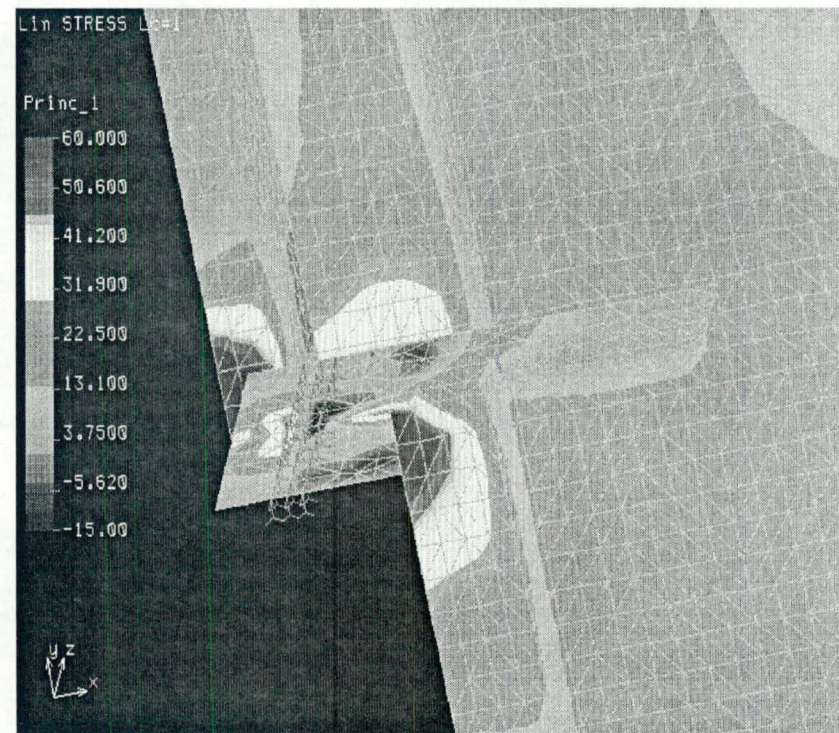


b) rotation empêchée

Figure 3 - Résultats de la simulation : Contrainte σ_y



a) rotation libre



b) rotation empêchée

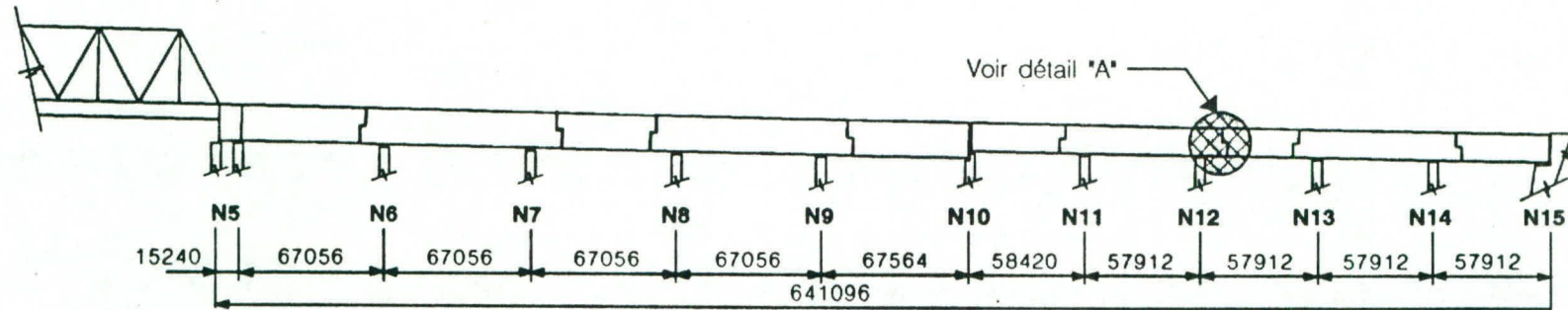
Figure 4 - Résultats de la simulation : Contrainte principale

Pont Laviolette

Détails de la chaise instrumentée

← Bécancour

Trois-Rivières →



ÉLEVATION EST

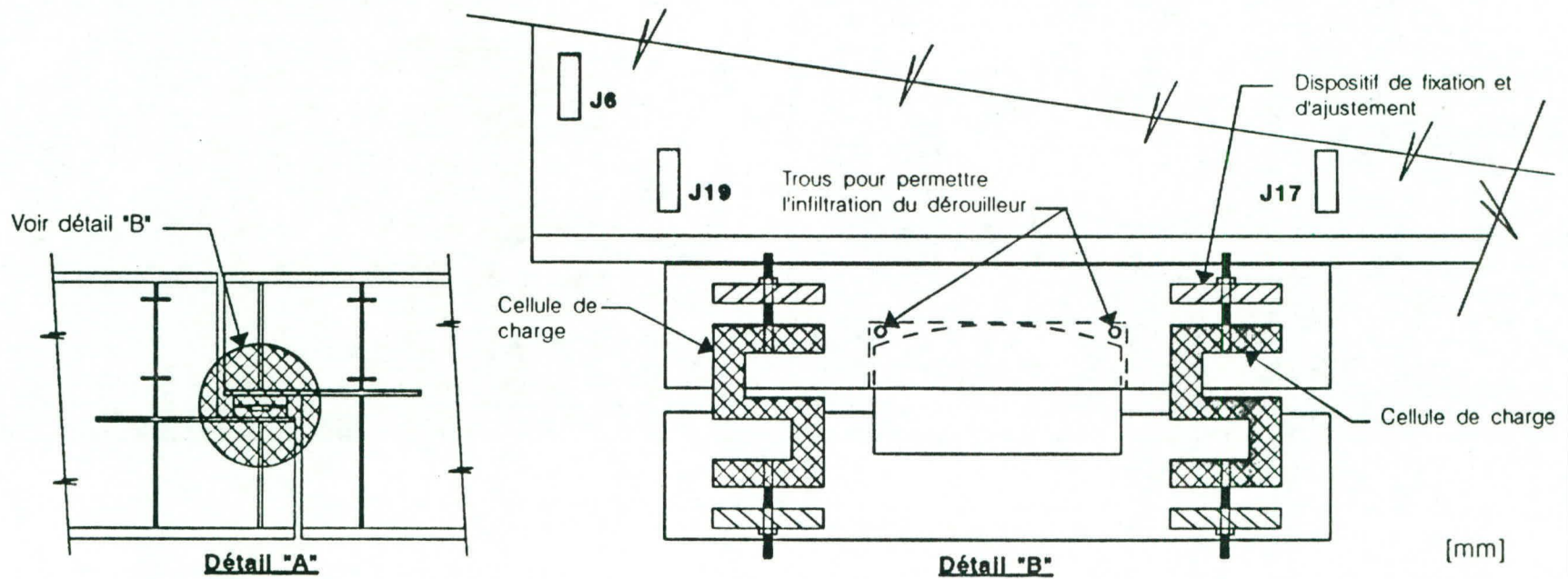
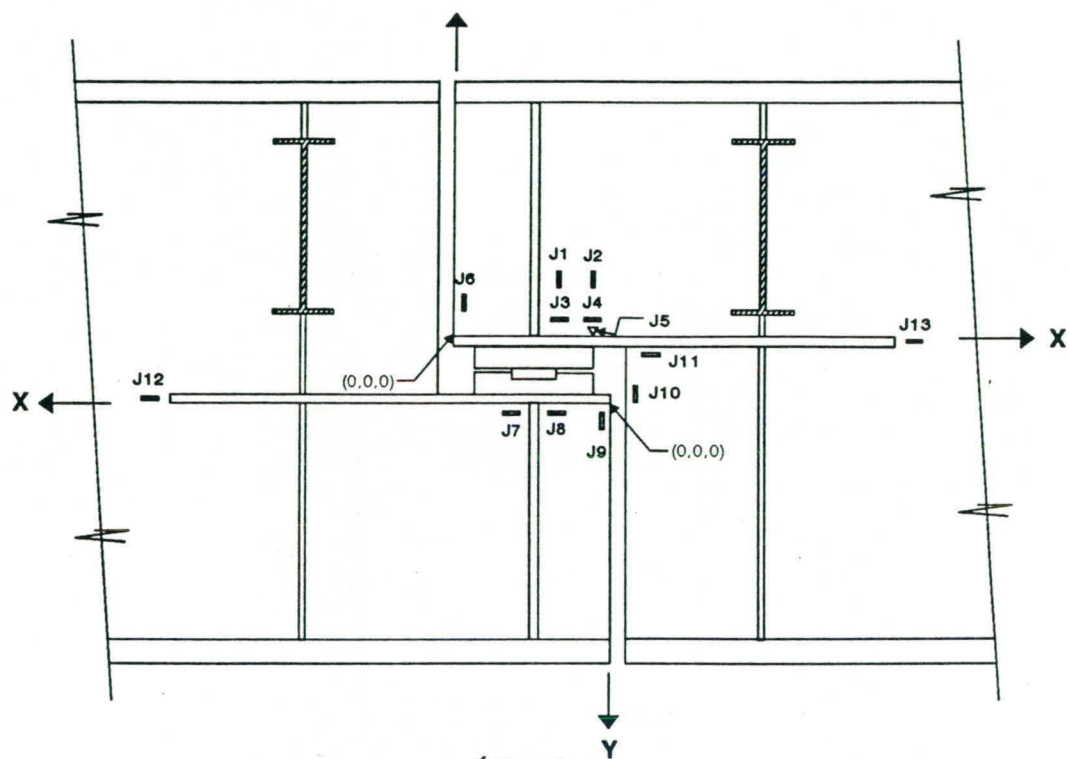
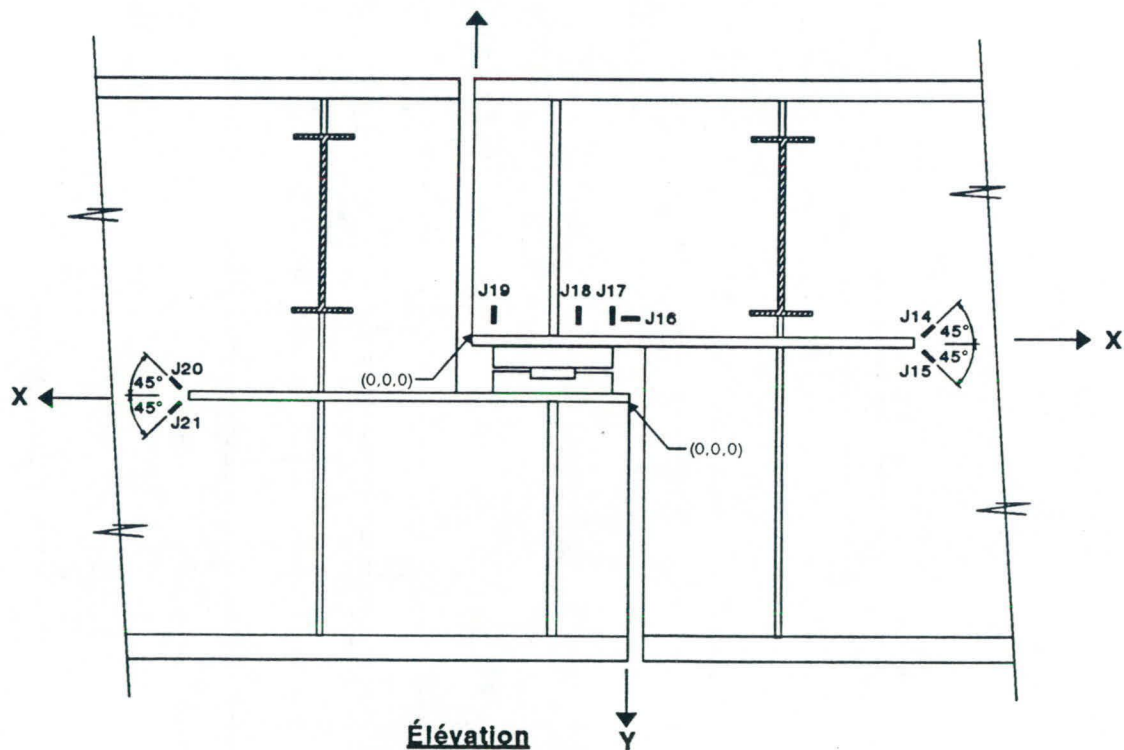


Figure 5 - Instrumentation d'une chaise avec des cellules de charge

"tech1225"

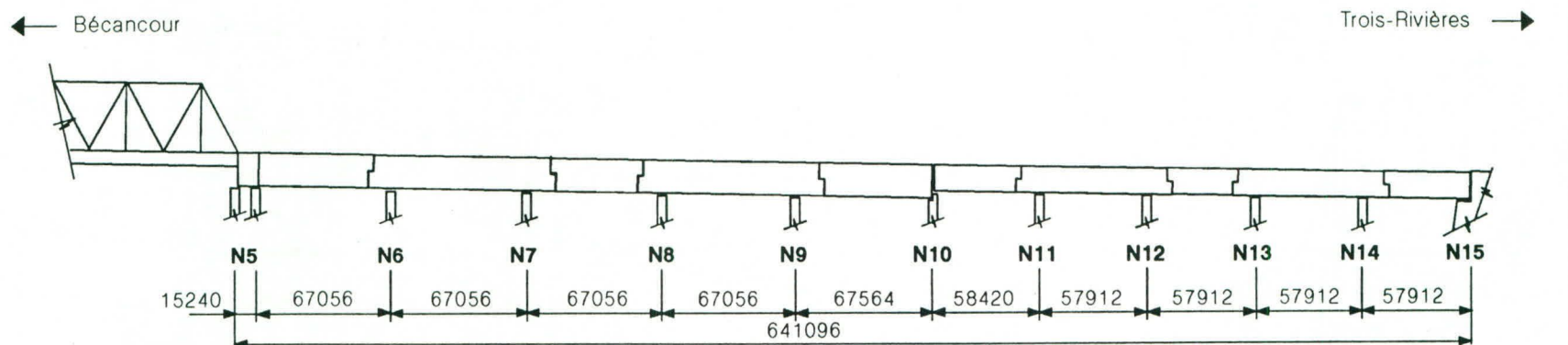


Élévation
Poutre 1 Face 2
(Section de mesure 1)

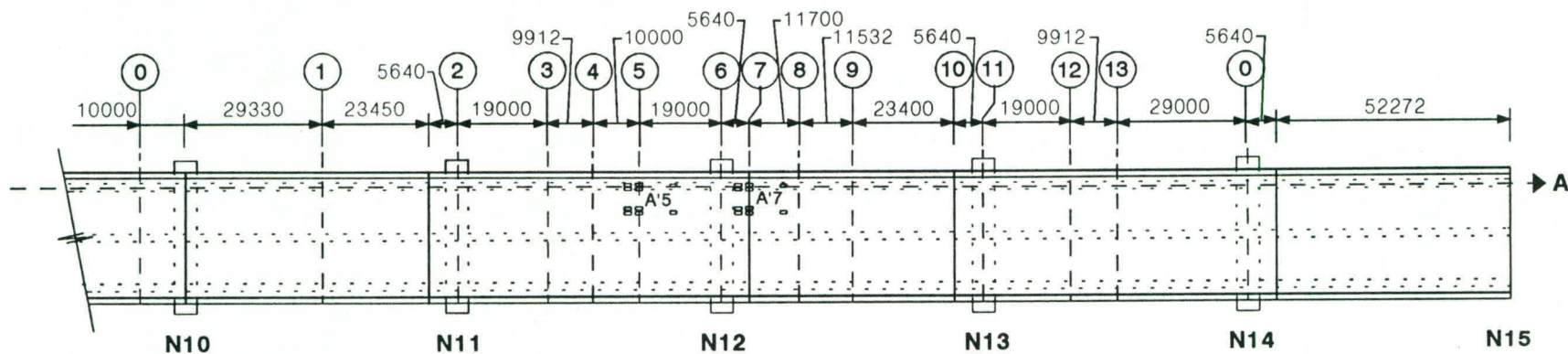


Élévation
Poutre 1 Face 1
Section de mesure 1
(Vue en transparence)

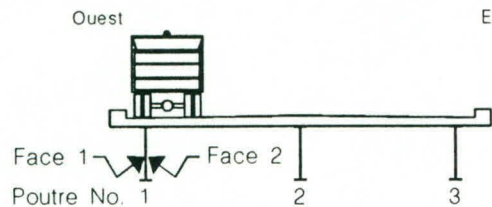
Figure 6 - Localisation des jauges de déformation



ÉLEVATION EST



PLAN PARTIEL



Cheminement A'

Figure 7 - Position d'arrêt de part et d'autre de la chaise 12,25

"lavielpl"

Pont Laviolette

Déformations mesurées et calculées (μe) Chaise 12,25 Amont

Camion 1 devant camion 2 - Juillet 1997

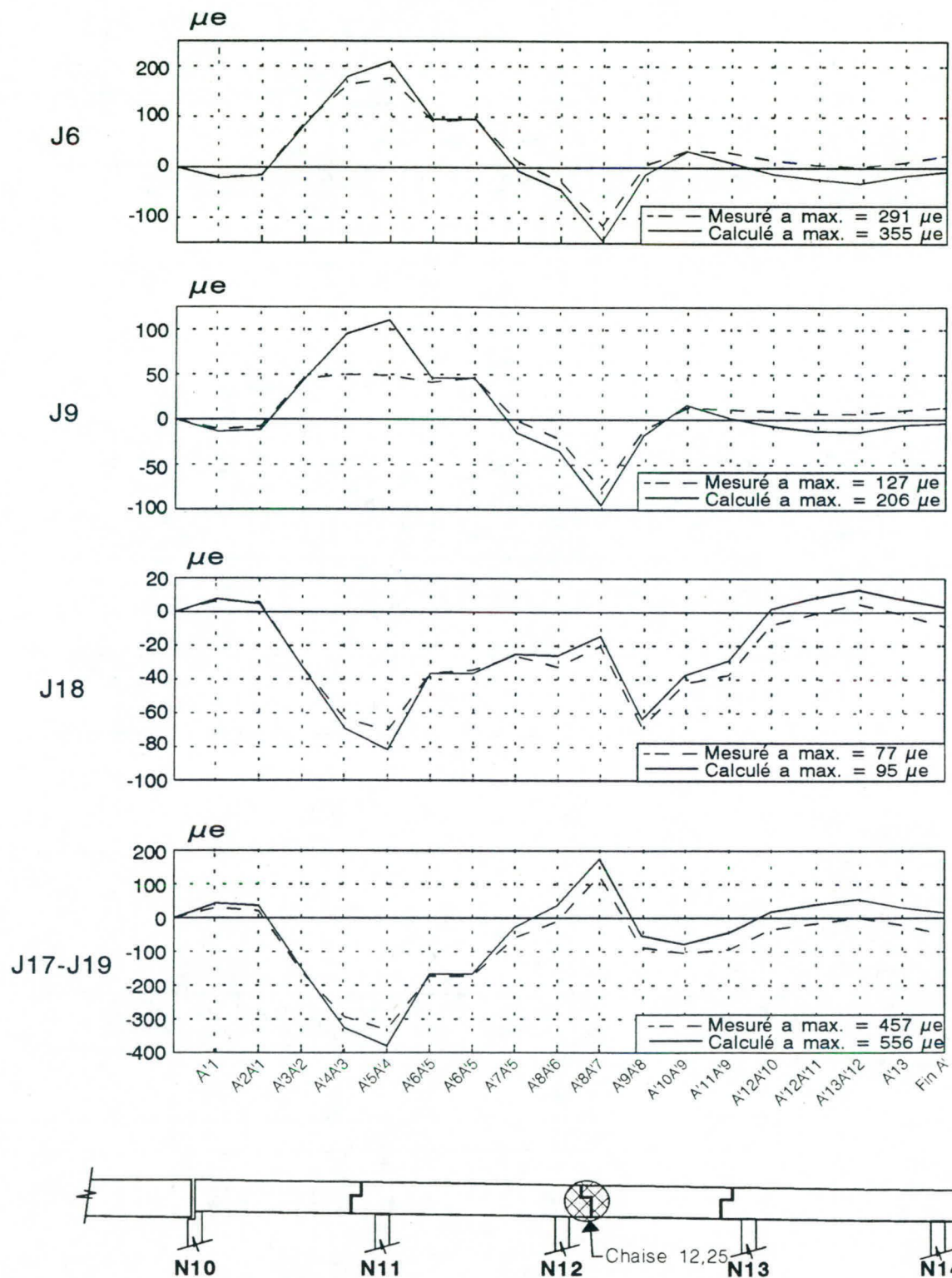


Figure 8 - Mesures en régime statique

Pont Laviolette

Déformations mesurées (μe) Chaise 12,25 Amont
Camion 1 seulement

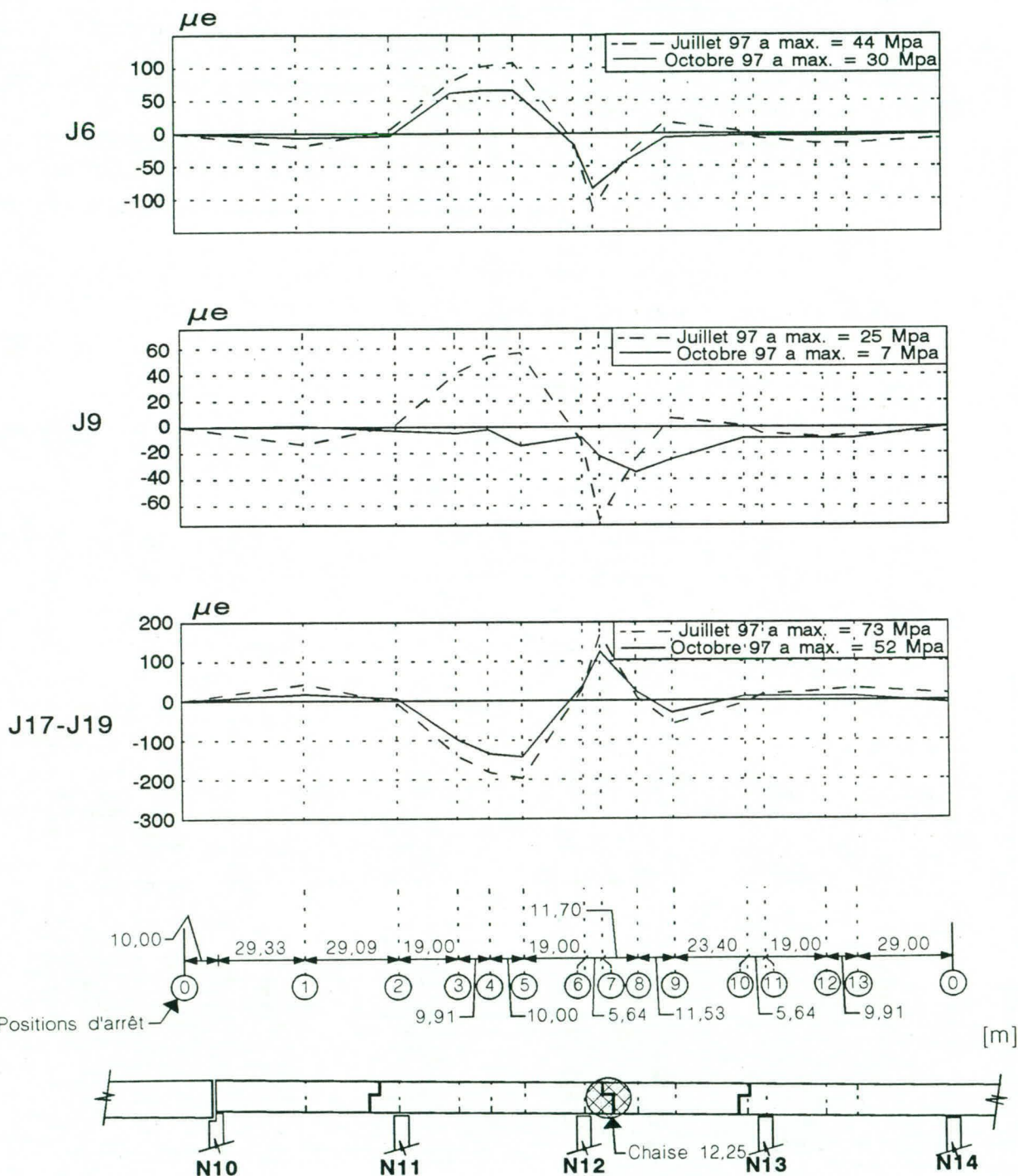


Figure 9 - Comparaison des mesures en régime statique

"lc14grsu"

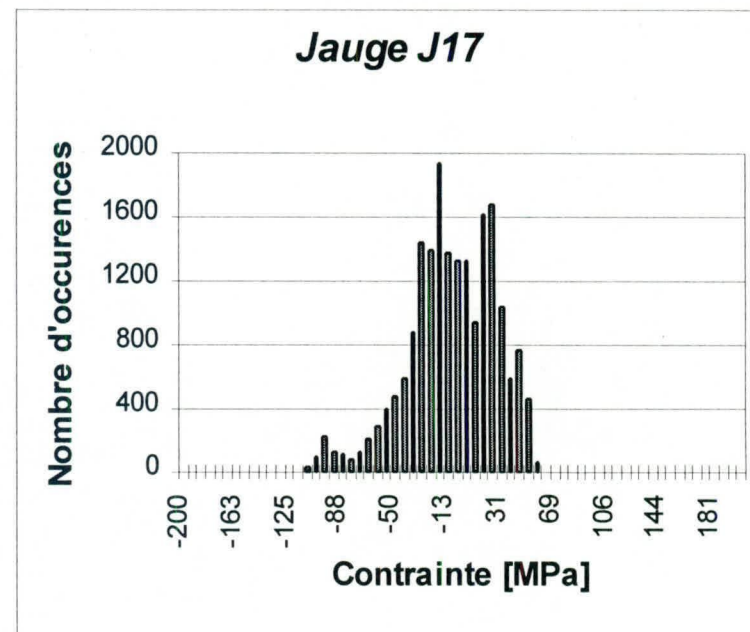
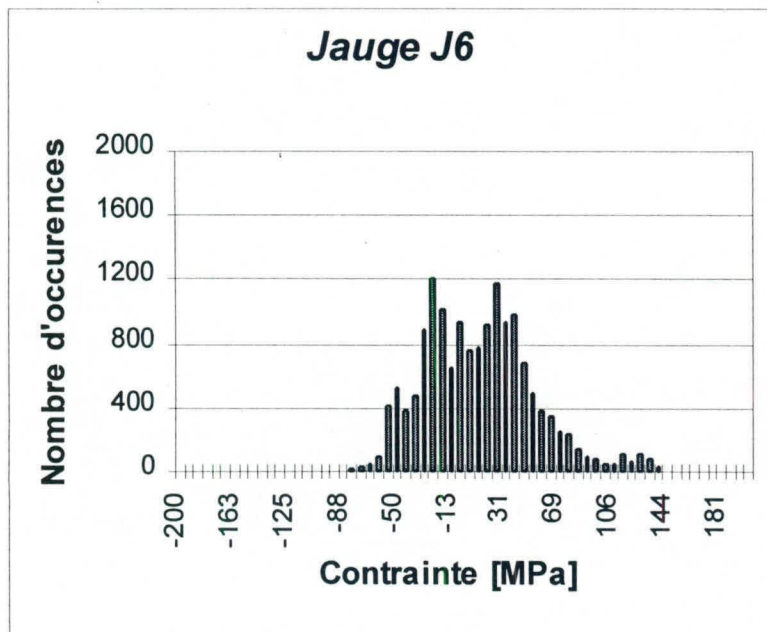


Figure 10 - Compilation des contraintes maximales et minimales mesurées

CONSTRUCTION DE CULÉES SEMI-INTÉGRALES AU PONT DES CASCADES À SAINT-JÉRÔME

Ghislain Dionne ing. Ph.D.
Dessau-Soprin inc.
1200, boul. St-Martin Ouest
Laval (Québec) H7S 2E4

Jean de Gaspé Lizotte ing. M.Sc.
Dessau-Soprin inc.
1200, boul. St-Martin Ouest
Laval (Québec) H7S 2E4

Résumé : L'un des aspects les plus importants lors de la conception d'un pont a trait à la durabilité et à l'entretien que nécessitera une structure au cours de sa vie utile. De par les expériences passées, les ponts sont généralement conçus pour une durée de vie d'environ 50 ans. Toutefois l'expérience démontre bien que l'on demande une période d'utilisation plus longue, et que souvent on note des signes de détérioration et/ou de déficiences avant cette échéance. Dans le cadre de la conception du pont des Cascades à St-Jérôme, une attention particulière a été apportée afin de tenter d'éliminer l'une des principales causes de problèmes généralement rencontrés sur les ponts québécois, soit le mauvais comportement des joints de tablier.

INTRODUCTION

Le projet du pont des Cascades à Saint-Jérôme s'inscrit dans le cadre du prolongement du boulevard Jean-Baptiste Rolland. Ce nouvel axe routier permettra de relier l'échangeur Brière desservant l'autoroute 15 et l'Hôpital de Saint-Jérôme. Il s'agit d'un projet longuement attendu par la Ville et par ses citoyens. Le projet jouit également d'une grande visibilité tant par sa nature que par les sommes investies.

Le pont comporte une travée simplement appuyée de 40 m de portée laquelle enjambe la rivière du Nord dans la partie Sud de la municipalité. Le tablier, d'une largeur de 16 m est conçu pour 4 voies carrossables même si le boulevard Jean-Baptiste Rolland ne comporte actuellement que 2 voies à cet endroit. La structure a été prévue pour recevoir 2 voies futures additionnelles sans qu'il ne soit nécessaire d'apporter de modification future au tablier. Dans le même ordre d'idée, les culées du pont ont également été conçues pour être en mesure de recevoir la structure nécessaire à la re-localisation de la piste cyclable à l'extérieur du tablier du pont. De cette façon, la Ville épargne les éventuelles études d'impact et moyens de mitigation reliés aux travaux en rivière, puisque des travaux d'élargissement des culées ne seront pas requis pour permettre la construction de la piste cyclable. La figure 1 permet d'avoir une vue d'ensemble de la structure de même qu'une coupe de la section transversale du tablier.

PROBLÉMATIQUE

Dans une large part, les ponts composant le réseau routier québécois furent construits au cours des années 60 et 70. Bien que ces ouvrages aient été conçus pour une durée d'environ cinquante ans, on dénote chez plusieurs d'entre eux des signes de détérioration nécessitant des interventions majeures. Parmi les éléments présentant systématiquement des signes de déficience on dénote les joints de dilatation.

Que ce soit en raison d'un mauvais fonctionnement ou encore par un manque d'entretien, les joints de dilatation contribuent dans bien des cas à accentuer les problèmes liés aux infiltrations d'eau sous le tablier. Jusqu'à maintenant, les performances offertes par les joints de tablier ne se sont pas avérées à la hauteur des espérances, en particulier en ce qui a trait à l'étanchéité. L'entrée d'eau chargée de sel de déglacage à travers des joints défectueux constitue l'une des déficiences les plus fréquemment observées sur les ponts existants.

Dans le cas du pont des Cascades à Saint-Jérôme, la conception du pont a été réalisée de façon à pouvoir mettre à profit de nouvelles solutions qui s'offrent aux concepteurs pour accroître la durabilité des ouvrages. En effet, dans le but d'éviter les problèmes éventuels reliés à l'utilisation de joint de dilatation, il a été jugé à propos de concevoir la structure sans joint de dilatation. Il s'agit d'une technique couramment utilisée aux États-Unis depuis déjà maintenant près de 40 ans, et qui connaît une popularité accrue au Canada en raison des avantages qu'elle suscite.

ÉLIMINATION DES JOINTS DE DILATATION DANS LE TABLIER

Les joints de dilatation sur un pont constituent une source de problèmes non négligeable. Ils constituent dans bien des cas l'origine des infiltrations d'eau contenant des sels déverglaçants. Les joints de dilatation nécessitent également un certain entretien au cours de la vie de la structure. Or, l'expérience démontre que l'entretien, si minime soit-il, n'est pas effectué de façon périodique comme il se devrait. C'est principalement pour ces raisons, que depuis quelques années, on assiste au Canada à une tendance visant à éliminer l'utilisation des joints de dilatation pour les ponts de courte et moyenne portée. L'élimination complète des joints de dilatation conduit à un pont dit à culées intégrales ou semi-intégrales, dépendamment de sa capacité à permettre ou restreindre les mouvements longitudinaux générés par les efforts sollicitant la structure et les effets de la température, du fluage et du retrait.

Dans les ponts conventionnels, on prévoit généralement des joints de dilatation sur le tablier afin de ne pas induire d'efforts thermiques à la structure. Dans nos régions nordiques, c'est un aspect important, étant donné les importantes fluctuations de température que nous connaissons. Dans le cas des ponts à culées intégrales, la structure est spécifiquement conçue pour être en mesure de reprendre les efforts générés par les variations thermiques. Pour ce faire, on a recours à des fondations flexibles, lesquelles vont permettre le déplacement longitudinal du pont sans générer d'efforts trop importants aux éléments de la structure. Généralement, on utilise des fondations sur pieux pour fournir l'appui vertical nécessaire et une flexibilité longitudinale suffisante pour permettre à la structure de se déformer. Dans le cas d'un pont à culée intégrales, chacune des extrémités des poutres est directement reliée aux culées, sans qu'il ne soit nécessaire d'avoir recours à des appareils d'appuis. Toutefois, pour être en mesure de concevoir un pont de ce type, les conditions géotechniques du site doivent être favorables. Le ministère des transports de l'Ontario recommande l'utilisation de pieux d'au moins 5 m de longueur. Lorsque le site retenu ne permet pas d'utiliser des pieux suffisamment long, il est préférable de ne pas avoir recours à des culées intégrales. Dans le cas présent du

pont des Cascades, les résultats des forages indiquaient la présence du roc à l'élévation 68.01 sur la rive Est, et à l'élévation 68.57 sur la rive Ouest, soit environ 5 m sous le niveau prévu pour les assises des poutres. Étant donnée que nous nous trouvions à la limite des conditions d'utilisation d'un pont à culées intégrales, il a été jugé plus raisonnable d'opter pour un pont à culée semi-intégrales.

Tout comme les ponts à culées intégrales, les ponts à culées semi-intégrales ne comportent pas de joints de dilatation. Toutefois, contrairement aux ponts à culées intégrales, on utilise des appareils d'appuis entre les poutres et les culées afin de permettre le déplacement longitudinal du tablier sur l'une des culées. De cette façon, le tablier n'induit pas d'effort à la culée comme dans le cas des ponts à culées intégrales. La figure 2 présente le détail de la culée semi-intégrale utilisé pour le pont des Cascades à St-Jérôme. Comme on peut le voir sur cette figure, on a eu recours à des appuis à glissement pour permettre le mouvement longitudinal des poutres et à des matériaux compressible pour permettre à la superstructure de se déplacer sans générer d'effort important à la culée. Dans le cas de cette structure, les mouvements maximums anticipés sont un raccourcissement de l'ordre de 30 mm et un allongement d'environ 10 mm.

Bien que l'on mentionne dans la littérature que les approches des ponts à culées intégrales et semi-intégrales présentent des problèmes de tassement, on ne retrouve que très peu d'information sur le design des dalles d'approche de ces ponts. Il convient de noter ici que, bien que l'on observe quelques inconvénients au voisinage de la dalle de transition, ils sont bien peu importants en comparaison avec les avantages que procure une structure sans joints. La figure 3 montre le détail de la dalle d'approche utilisée à l'appui mobile pour le pont des Cascades.

Dans la littérature consulté, on retrouve généralement la dalle d'approche des ponts à culées intégrales et semi-intégrales en surface, soit directement sous la couche d'enrobé bitumineux. Avec une dalle d'approche de ce type, la transition entre une chaussée flexible et la structure est subite et risque d'incommoder les usagers. Dans le cas de la dalle d'approche utilisée pour le pont des Cascades, nous avons opté pour une dalle d'épaisseur variable afin d'offrir une transition plus graduelle. Le confort des usagers avec une dalle d'approche de ce type devrait être supérieure à celui que l'on retrouve avec une dalle d'approche en surface.

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

La conception d'un pont à culées semi-intégrales nécessite l'élaboration de détails structuraux permettant le déplacement longitudinal de la structure. Puisque dans le cas d'un pont à culées semi-intégrales on ne désire pas reprendre les efforts générés par la dilatation thermiques, on doit faire en sorte de permettre un tel mouvement. Cela peut paraître simpliste à prime abord, mais il n'en demeure pas moins qu'il s'agit là d'une condition essentielle pour obtenir une structure présentant le comportement recherché. Finalement, mentionnons que la construction d'un pont de ce type n'a pas suscité de problèmes majeurs malgré le fait qu'il s'agisse d'une conception quelque peu inhabituelle

pour les entrepreneurs. Seul le détail concernant la dalle d'approche a dû être modifié pour répondre à certaines exigences relatives à la pose de l'enrobé bitumineux.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient la Ville de St-Jérôme pour avoir permis la concrétisation de ce projet de même que tous ceux qui ont été impliqués dans la phase de réalisation, et en particulier, Simard & Beaudry pour leur collaboration.

RÉFÉRENCES

Burke, M.P., Jr. 1993. The design of integral concrete bridges. Concrete International, June, pp 37-42.

GangaRao, H., Thippeswamy, H., Dickson, B., Franco, J., 1996. Survey and design of integral abutment bridges. Workshop on integral abutment bridges, Pittsburgh, Pennsylvania.

Ministry of Transportation of Ontario, 1996. Integral abutment bridges. Ronen House, Ontario, Canada.

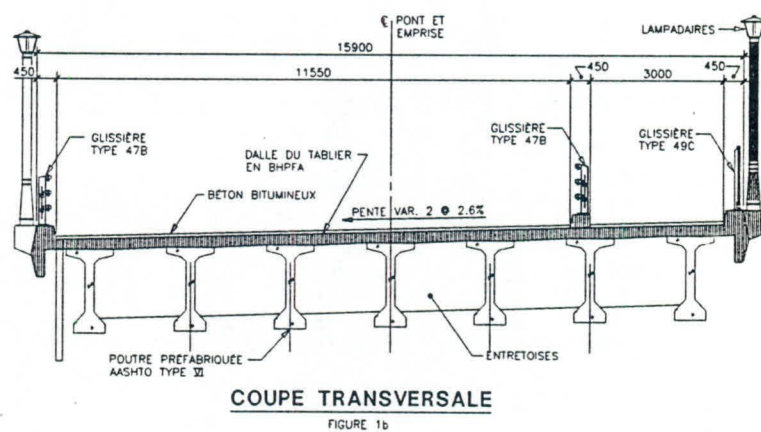
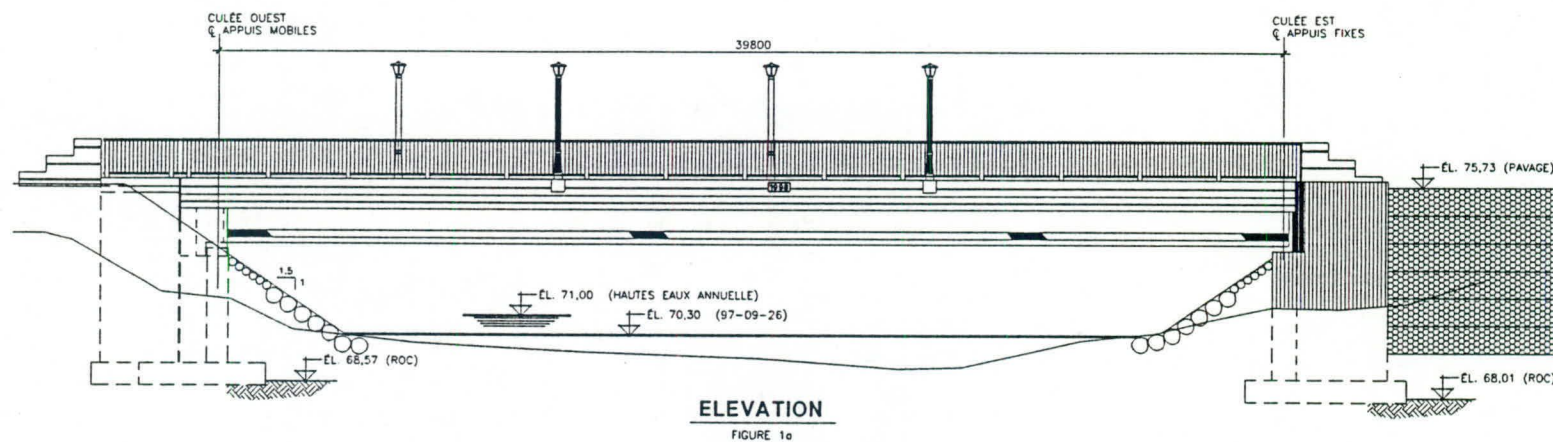


Figure 1 : Pont des Cascades

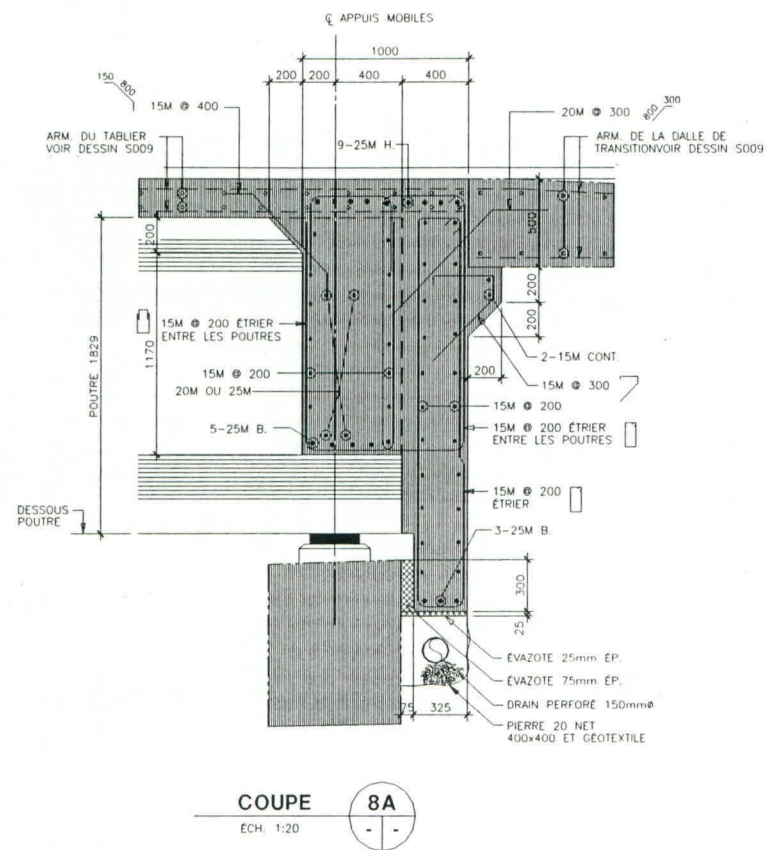


Figure 2 : Culée semi-intégrale du pont des Cascades

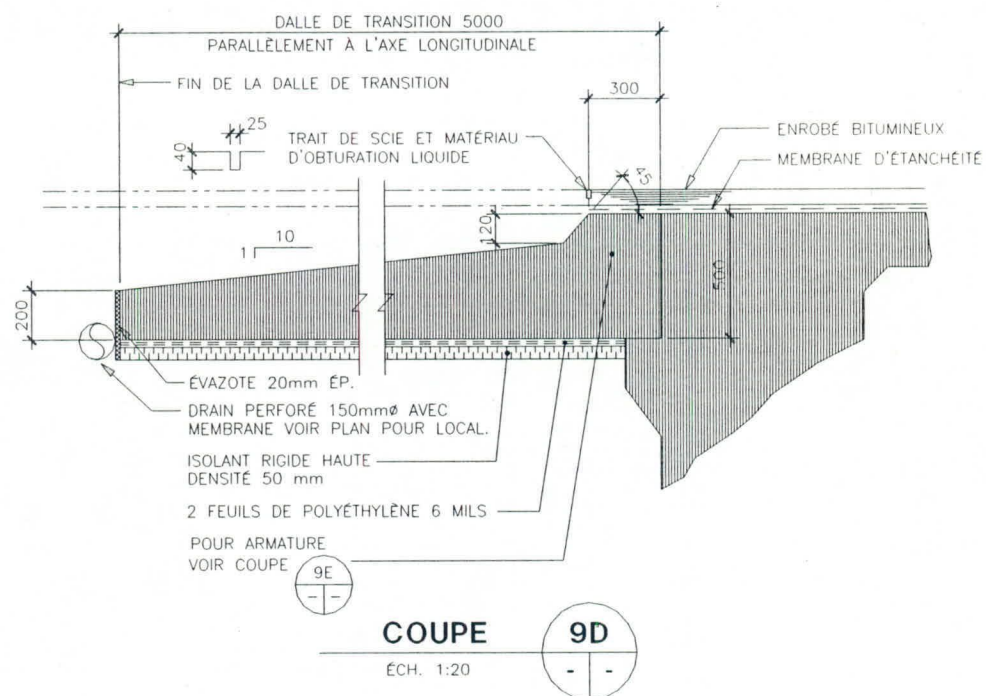


Figure 3 : Détails de la dalle d'approche à l'appui mobile

Béton projeté à granulats exposés

par

Denis Beaupré¹, Pierre Lacombe², Luc Jolicoeur³ et Vincent Clément³

¹ Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton, Département de génie civil, Université Laval, Sainte-Foy, Québec, Canada, G1K 7P4, téléphone: (418) 656-3047, fax: (418) 656-3355

² Service d'Expertise en Matériaux (S.E.M.) inc., Québec, Québec, Canada, G1P 4R7, Téléphone: (418) 656-1003, fax: (418) 656-6083

³ Service de l'ingénierie, Ville de Québec, Québec, Canada, G1R 4S9
Téléphone: (418) 691-6583, fax: (418) 691-4684.

Résumé

Cet article présente un projet expérimental visant à démontrer la possibilité d'utiliser la projection par voie humide pour produire un béton projeté à granulats exposés. Ce nouveau type de béton a été utilisé pour réparer un mur de soutènement situé près du centre Lucien Borne sur le territoire de la Ville de Québec. Seulement un faible pourcentage de la superficie du mur à réparer a été démolie avec un marteau piqueur de faible énergie. Des ancrages ainsi que des barres d'armature ont par la suite été installés. Le béton projeté par voie humide a été appliqué sur la vieille structure selon trois différentes sections. Deux sections ont été réparées avec un mélange normal de béton projeté par voie humide fabriqué en utilisant le concept du haut volume d'air initial. La dernière section du mur a été réparée en utilisant un mélange similaire mais contenant un agent réducteur de retrait. Le fini de surface de type granulats exposés a été obtenu en appliquant un retardateur de prise immédiatement après la finition du béton projeté. Seize heures après la projection du béton, les granulats ont été dégagés à l'aide d'un jet d'eau à haute pression pour obtenir le produit final. L'apparence de la surface du béton projeté avec granulats exposés répond aux différents critères d'esthétique recherchés par les autorités de la Ville de Québec. Les granulats sont bien dégagés et répartis uniformément sur la surface. Afin de caractériser le béton de réparation, les deux mélanges utilisés ont été soumis aux essais suivants : résistance à la compression à 7 et 28 jours (ASTM C 39), détermination des caractéristiques des vides d'air (ASTM C 457), résistance à l'écaillage (ASTM C 672), durabilité aux cycles de gel-dégel (ASTM C 666), absorption des vides perméables (ASTM C 642), retrait libre (ASTM C 157) et fluage en tension. Les résultats des différents essais ont démontré que le béton projeté mis en place possède de très bonnes propriétés. Finalement, le Service de l'ingénierie de la Ville de Québec considère ce projet comme un succès et envisage utiliser cette technique innovatrice pour d'autres projets de réfection.

Introduction

La Ville de Québec possède de nombreux ouvrages situés dans les arrondissements historiques du Vieux Québec. Plusieurs de ces structures en béton sont détériorées et doivent être réparées. Les techniques habituelles de réparation avec coffrages peuvent donner de bons résultats mais en général, elles sont coûteuses et ne présentent pas une apparence intéressante au point de vue esthétique. Le béton projeté est de plus en plus utilisé pour la réfection d'ouvrages d'art. Même si une fois les opérations de finition terminées, il présente une apparence plus intéressante que le béton avec coffrage, il n'en demeure pas moins que pour certains secteurs historiques de la Vieille Capitale, la couleur grise du béton se marie mal avec les bâtiments datant du 17^{ème} siècle.

Une collaboration entre la Ville de Québec, la Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton de l'Université Laval et Le Service d'Expertise en Matériaux (S.E.M.) inc. a permis de développer une technique permettant d'améliorer l'aspect visuel des réparations en béton projeté. Avec l'aide d'une subvention du Ministère des Affaires Municipales par le biais de son programme d'amélioration des infrastructures urbaines (volet 2.3 : innovations technologiques), un projet de démonstration a été réalisé. Un mur de soutènement d'une superficie de 100 m² situé dans la côte Salaberry à Québec a été réparé en utilisant une technique permettant de dégager les granulats en surface de la réparation pour obtenir une surface de type granulats exposés. Outre le fini de surface, les autres innovations technologiques utilisées lors ce projet pilote étaient : l'essai d'une technique d'intervention minimale au niveau de la préparation de surface (démolition de surface à faible profondeur), l'essai d'un agent réducteur de retrait dans le béton projeté par voie humide pour réduire les risques de fissuration.

Le choix du béton projeté par voie humide pour la réparation de murs de soutènement est largement justifiée par les avantages suivants : grande rapidité d'exécution (pas de coffrage), mise en place facile, béton très durable au gel offrant une bonne résistance et une très bonne adhérence avec le substrat réparé [1,2]. Le béton projeté par voie humide est de plus en plus utilisé par le Ministère des Transports du Québec depuis l'amélioration de ses performances au niveau de la durabilité au gel [3]. L'utilisation d'un concept visant à produire un béton avec une grande quantité d'air avant le pompage permet dorénavant d'obtenir un béton projeté durable. La grande productivité de ce procédé est un avantage certain par rapport au procédé par voie sèche, mais les coûts élevés au niveau de la préparation de la surface avant la projection du béton reste toujours un handicap.

Ce projet de démonstration a donc comme objectif de diminuer les coûts de préparation de la surface à réparer et d'améliorer l'aspect visuel des réparations. Comme la fissuration des réparations minces est aussi un problème fréquent, ce projet a également servi à vérifier l'efficacité d'un agent réducteur de retrait dans le béton projeté par voie humide pour réduire les risques de fissuration.

Description de la réparation

Une surface d'environ 100 m² a été réparée en minimisant la préparation de la surface. Afin de diminuer les coûts de préparation de la surface, surtout au niveau de la démolition du béton, il a été décidé d'ajouter une épaisseur de 100 mm de béton projeté plutôt que de démolir le mur sur

toute la superficie à réparer. Pour les endroits très détériorés, le béton a été démoli sur une épaisseur maximale de 100 mm et ce sans trait de scie préalable. Ainsi, à ces endroits (10% de la surface), la réparation possède une épaisseur pouvant atteindre jusqu'à 200 mm. Un volume d'environ 30 m³ a été nécessaire pour effectuer la réfection du mur de soutènement.

Après les opérations de démolition, un jet de sable a été utilisé pour enlever les débris de béton encore accrochés au mur (zones démolies) et les saletés pouvant nuire à l'adhérence du nouveau béton (zones non-démolies). Des ancrages (barres 10M de 300 mm de longueur avec un crochet 100 mm) ont été placés à tous les 600 mm dans les deux directions. Afin de contrôler la fissuration, des barres d'armature 10M ont été placées à tous les 200 mm dans les deux directions sur l'ensemble du mur. Aucun treillis métallique n'a été utilisé. En vue d'assurer une bonne adhérence de la réparation, le mur a été nettoyé avec un jet d'eau sous pression immédiatement avant la projection du béton.

Deux mélanges de béton projeté par voie humide ont été utilisés pour la réfection du mur. Ces mélanges avaient un faible rapport eau/liant (0,31 et 0,35) et une haute teneur initiale en air avant pompage (supérieure à 10%). Ces deux caractéristiques, typiques du concept du haut volume initial d'air, permettent d'obtenir des bétons projetés par voie humide plus durables [4]. Les mélanges utilisés sont aussi caractérisés par des teneurs en pierre très élevées (plus de 850 kg/m³) afin d'obtenir une bonne homogénéité des granulats en surface. La composition exacte des deux mélanges est donnée au Tableau 1. Le mélange avec agent réducteur de retrait (AAR) contient 9 litres/m³ de cet adjuvant et a été utilisé sur une section du mur couvrant une surface d'environ 35 m². On retrouve également au Tableau 1 les résultats de l'essai d'affaissement et de la teneur en air mesurés avant pompage.

Exposition des granulats

Pour obtenir le fini de surface de type granulats exposés, il est important d'appliquer une épaisseur de béton supérieure au profil final désiré et ce, afin d'éviter la présence de mortier en surface. L'excédent de béton doit être enlevé avec une truelle avant de réaliser la finition. La finition du béton a été réalisée à l'aide d'une truelle mécanique. Cette procédure permet d'obtenir une surface plus régulière avec un minimum d'effort de la part des ouvriers.

Peu de temps après la finition du béton, la surface du a été recouverte d'un retardateur de appelé FT 1187 de MBT. Ce produit possède une pigmentation bleue qui permet de vérifier la quantité utilisée et est suffisamment visqueux pour être appliqué sur une surface verticale. Après une période d'attente de 18 heures, la surface du béton a été lavée avec un jet d'eau sous pression afin de dégager les granulats sur une épaisseur d'environ 2 à 3 mm. Par la suite, la surface de béton projeté avec granulats exposés a été mûrie à l'eau pendant 3 jours.

Les Figures 1 et 2 montrent une section du mur pendant et après l'exposition des granulats. La surface possède une excellente apparence et répond aux exigences des autorités de la Ville de Québec. De plus, avec la surface irrégulière produite par l'exposition des granulats, il est possible de dissimuler plus facilement les fissures parfois présentes lors de réparations minces.

Essais et résultats

Des essais de contrôle ont été réalisés au chantier et en laboratoire pour caractériser le béton projeté utilisé pour la réparation. Plusieurs panneaux de 500 mm x 500 mm x 150 mm d'épaisseur ont été fabriqués avec les deux mélanges utilisés pour la réfection. La liste des essais réalisés comprend:

- Essais au chantier :
 - Affaissement avant pompage (ASTM C 143; valeurs exigées: entre 90-160 mm);
 - Teneur en air avant pompage (ASTM C 231; valeurs exigées: supérieure à 10% pour le mélange #1 (avec ARR) et supérieure à 12% pour le mélange #2);
 - Température du béton (valeur exigée: inférieure à 30°C).
- Essais de laboratoire :
 - Résistance à la compression à 7 et 28 jours (ASTM C 39)
 - Résistance aux cycles rapides de gel-dégel (ASTM C 666, procédure A)
 - Résistance à l'écaillage de surface en présence de sels fondants (BNQ 2621-900 et ASTM C 672)
 - Détermination des caractéristiques du réseau des vides d'air (ASTM C 457)
 - Mesure de retrait libre (ASTM C 157)
 - Absorption des vides perméables (ASTM C 642)

Les résultats des essais sont présentés au Tableau 2. Ceux-ci indiquent que les résistances à la compression à 7 et 28 jours sont adéquates. Les teneurs en air mesurées sur le béton durci sont appropriées et les facteurs d'espacement respectent la norme CSA 23.1. Les mesures du coefficient de durabilité réalisés sur les éprouvettes après 300 cycles de gel-dégel selon la norme ASTM C 666 sont élevées et démontrent que les deux mélanges sont durables au gel. Les essais d'écaillage en présence de sels fondants réalisés sur des plaques avec granulats exposés montrent que les deux mélanges possèdent une résistance à l'écaillage acceptable ($< 2 \text{ kg/m}^2$) pour ce genre de béton. [5,6]

Le mélange avec agent réducteur de retrait (ARR) développe moins de retrait que le mélange sans agent réducteur de retrait. Il est difficile d'évaluer pour l'instant l'impact de l'agent réducteur de retrait sur la fissuration, car celle-ci est difficilement perceptible à cause de la surface irrégulière produite par l'exposition des granulats.

Conclusion

Ce projet de démonstration a permis de démontrer la possibilité de réaliser des réparations avec du béton projeté par voie humide avec granulats exposés. Des observations futures permettront de vérifier l'influence de la préparation de la surface et de l'agent réducteur de retrait sur l'intégrité de la réparation tant au niveau de la fissuration et de durabilité au gel qu'au niveau du comportement structural.

Cependant, certains points seront à corriger lors d'autres réparations de ce types. Ainsi, le dégagement des granulats avec le jet d'eau sous pression doit se faire de haut en bas afin

d'assurer un lavage adéquat le mur. Il serait bon également de rapprocher les joints de construction afin de mieux contrôler la fissuration : 4 mètres serait probablement adéquat. La vérification de la provenance des granulats doit également se faire de façon systématique pour éviter d'avoir des granulats susceptibles de développer la réaction alcali-granulats (RAG).

En terminant, la Ville de Québec qualifie ce projet expérimental de succès et prévoit utiliser de nouveau cette technique lors de la réfection d'ouvrages d'art dans les arrondissements historiques de la ville.

Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier Le Ministère des Affaires Municipales ainsi que la compagnie Master Builders Technologies inc. pour leur précieuse collaboration tout au long de ce projet.

Références

- [1] Jolin, M., [1996], *Influence des accélérateurs de prise sur la durabilité des bétons projetés par voie sèche*, Mémoire de maîtrise, Université Laval, Département de Génie Civil, Québec, Canada, 170p.
- [2] Talbot, C., [1993], *Durabilité des réparations en béton projeté*, Mémoire de maîtrise, Université Laval, Département de Génie Civil, Québec, Canada, 170p.
- [3] Lacombe, P., [1998], *Application de nouvelles techniques pour la réparation des ouvrages en béton : intervention sur des structures de la région de Québec*, 5^{ème} colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, avril 1998, Université Laval, Québec, Canada, 4p.
- [4] Beaupré, D., [1994], *Rheology of High Performance Shotcrete*, Ph.D. thesis, University of British Columbia, Department of Civil Engineering, Vancouver, Canada, 250p.
- [5] Pigeon, M., Beaupré, D., Lacombe, P., [1997], *Variabilité des propriétés du béton projeté par voie sèche: variabilité de la résistance à l'écaillage*, Rapport interne, Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton, Université Laval, Département de Génie Civil, Québec, Canada, 15p.
- [6] Pigeon, M., Beaupré, D., Lacombe, P., Cloutier, E., [1998], *Utilisation d'ajouts minéraux dans le béton projeté par voie sèche: substitut à la fumée de silice*, Rapport interne, Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton, Université Laval, Département de Génie Civil, Québec, Canada, 31p.

Tableau 1 – Composition des mélanges de béton projeté

Constituants	Mélange #1 (ARR)	Mélange #2
Ciment T10FS (kg/m ³)	450	450
Rapport E/L	0,35	0,31
Pierre 2,0-10 mm (kg/m ³)	858	860
Sable (kg/m ³)	735	730
Réducteur d'eau (L/ m ³)	1,1	1,3
Superplastifiant (L/ m ³)	2,5	0,9
Agent entraîneur d'air (L/ m ³)	1,0	0,7
Agent réducteur de retrait (L/ m ³)	9,0	-
Teneur en air (%)	20	13
Affaissement (mm)	210	100

Tableau 2 – Résultats des essais sur le béton durci

Essais	Mélange #1 (ARR)	Mélange #2
Résistance à la compression à (ASTM C 39) 7 jours	30 MPa	30 MPa
28 jours	43 MPa	48 MPa
Teneur en air sur le béton durci (ASTM C 457)	4%	5%
Facteur d'espacement (ASTM C 457)	222 µm	125 µm
Masse des résidus à l'écaillage (BNQ 2621-900)	1,9 kg/m ²	1,3 kg/m ²
Coefficient de durabilité (ASTM C 666)	100%	100%
Absorption après ébullition (ASTM C 642)	5,4 %	5,7 %
Retrait libre (ASTM C 157)	505 µm/m	620 µm/m

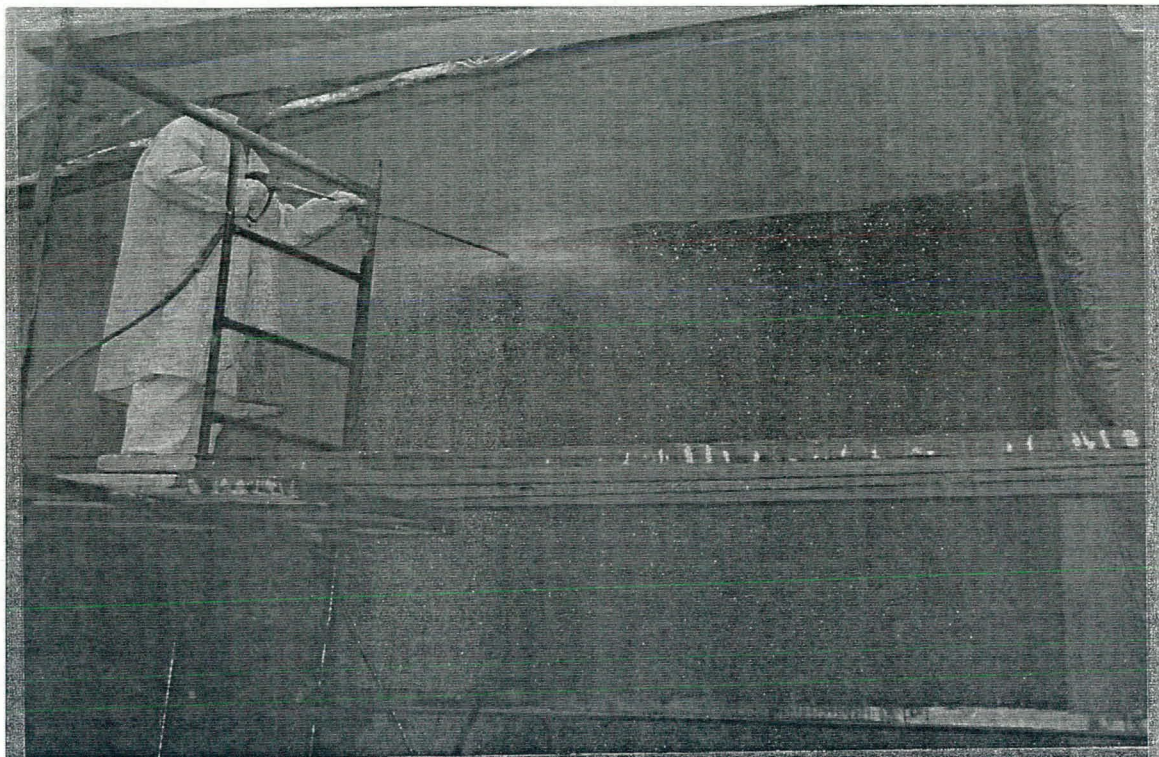


Figure 1 – Opération de dégagement des granulats

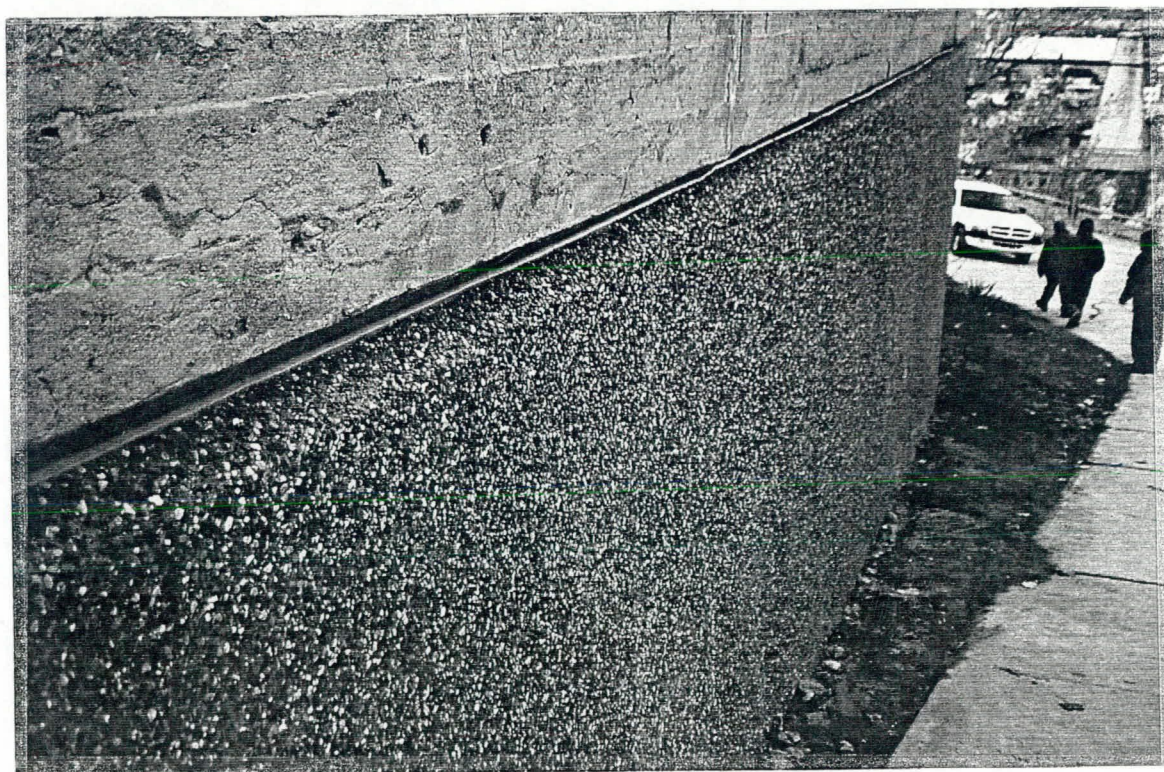


Figure 2 – Béton projeté à granulats exposés

FISSURATION PRÉCOCE DES BÉTONS

Jean-Philippe Charron
Étudiant au doctorat

Jacques Marchand
Professeur titulaire

Benoît Bissonnette
Attaché de recherche

Centre de recherche Interuniversitaire sur le béton
Université Laval - Département de génie civil
Sainte-Foy (Québec) G1K 7P4

RÉSUMÉ : Au cours des dernières années, avec l'apparition de différents types de bétons performants contenant des dosages importants en ciment, des agents fluidifiants et des agents minéraux, la fissuration précoce des bétons dans les ouvrages d'art est devenue un problème récurrent échappant au contrôle des intervenants du milieu. D'importants travaux ont été menés à l'Université Laval afin d'identifier les paramètres pouvant induire cette fissuration au jeune âge du béton. Le premier volet des travaux a été conduit en chantier où une étude de cas de la fissuration a été réalisée. Le deuxième volet des travaux a été effectué en laboratoire à l'aide de dispositifs expérimentaux permettant de déterminer la capacité de contraction et de relaxation des bétons.

INTRODUCTION

Le béton subit, dès les premières heures qui suivent sa fabrication, des changements de volume significatifs. En pratique, il arrive que ces changements volumiques soient si importants qu'ils mènent à la fissuration prématurée des ouvrages en béton. Bien que la fissuration précoce soit, dans certains cas, associée à de mauvaises pratiques au chantier de construction, ce phénomène se manifeste également dans des ouvrages pour lesquels les opérations de production, de mise en place et de mûrissement du béton ont été faites selon les règles de l'art. Au cours des dernières années, diverses études ont démontré qu'une part significative des problèmes de fissuration du béton au jeune âge est étroitement associée aux phénomènes de retrait endogène béton [KRAUSS ET ROGALLA, 1996; KRETZ ET COLL., 1995].

Bien qu'elle ne soit pas directement à l'origine d'une perte de capacité significative des structures, la fissuration du béton au jeune âge est potentiellement nuisible à leur durabilité. En effet, la fissuration du matériau facilite le transport d'agents agressifs qui, par diffusion, pénètrent plus profondément dans la structure. Dès lors, des problèmes de dégradation de la matrice cimentaire et de corrosion des armatures, pour ne citer que ceux-ci, peuvent survenir et compromettre la performance des ouvrages à long terme.

Au Québec, la fissuration précoce est apparue de façon particulièrement récurrente dans les projets de construction de tablier de pont à partir des années 90. Au cours des années suivantes, les intervenants du milieu ont tenté de solutionner le problème de multiples manières sans succès [KRAUSS ET ROGALLA, 1996]. De nombreuses hypothèses étaient proposées pour expliquer le phénomène, dont l'utilisation d'une trop grande quantité de ciment. Ceci a mené par exemple à une limitation de l'utilisation des bétons à haute performance (BHP) dans le cadre de ces projets, puisqu'ils contiennent de grande quantité de ciment. Or, la vérification de ces hypothèses n'avait fait l'objet d'aucune étude systématique jusqu'à tout récemment.

Afin de mieux comprendre les mécanismes à l'origine de la fissuration précoce du béton, le CENTRE DE RECHERCHE INTERUNIVERSITAIRE SUR LE BÉTON (CRIB) a entrepris il y a quelques années d'étudier le comportement déformationnel du béton au jeune âge. Cet article présente sommairement une partie des travaux effectués à ce jour dans le cadre de cette étude ainsi que les travaux projetés au cours des années à venir. L'étude s'est déroulée en trois étapes. En première étape, une banque de données a été construite afin de déterminer l'importance du phénomène de fissuration du béton au jeune âge. Ensuite, un programme expérimental a été élaboré afin d'améliorer notre connaissance du comportement déformationnel du béton en début d'hydratation. Ce programme a été subdivisé en deux volets distincts, soit pour l'étude du retrait endogène et l'étude de la relaxation du béton. Enfin, la dernière étape a été de développer un programme permettant de simuler le comportement du béton au jeune âge à l'aide des lois de retrait et de fluage existantes dans la documentation. Dans cet article, seules les deux premières phases de l'étude seront abordées.

MÉTHODOLOGIE

CONSTRUCTION D'UNE BANQUE DE DONNÉES

Le premier volet du projet a consisté à relever les problèmes de fissuration sur des ponts en construction ou en réfection et à recueillir les informations relatives aux différents paramètres pouvant induire ou affecter la fissuration, plus particulièrement dans le tablier. Ceci a mené, en collaboration avec le Ministère des Transports du Québec (MTQ), à la création d'une banque de données compilant de façon exhaustive l'information pertinente pour chacun des ouvrages visités. Les objectifs de l'élaboration de cette banque de données étaient d'évaluer l'importance relative du phénomène de fissuration au jeune âge des dalles de pont et d'identifier certains facteurs qui pourraient être à la source du problème.

Description de la banque de données

La banque de données a été construite par fiches, chacune de celles-ci regroupant l'information relative à un projet spécifique. La fiche d'un ouvrage comprend plusieurs types d'information. La sélection des paramètres d'intérêt a été réalisée en se basant sur le rapport du *Transportation Research Board* [KRAUSS et ROGALLA, 1996] qui a établi les différents facteurs ayant une incidence sur la fissuration des bétons des ouvrages de pont.

Le contenu des fiches se divise en quatre sections. D'abord, une description générale et le nom des divers intervenants ayant participé au projet sont donnés. Ensuite, la fiche présente les caractéristiques physiques de l'ouvrage (dimension des poutres et de la dalle, présence de précontrainte, etc.), la formulation du béton employée pour effectuer la dalle de pont ainsi que les conditions de mise en place du mélange. La troisième partie des fiches fait état des résultats d'essais effectués sur le béton, notamment les essais de caractérisation mécanique, les essais de caractérisation au gel et les essais de retrait. Pour terminer, on retrouve le relevé de fissuration effectué à la fin de la cure du béton (7 jours après le contact eau/ciment).

Jusqu'à maintenant, la banque de données regroupe l'information relative à une dizaine d'ouvrages. Cependant, quelques-uns parmi ceux-ci ont été visités à plusieurs reprises pour

étudier la variation de certains paramètres lors des différentes phases de construction (modification de la formulation de béton, des conditions de mise en place du mélange, etc.). Ceci a permis d'étendre la plage de conditions couverte par la banque de données (Tableau 1).

Tableau 1 : Conditions d'essai testées

CARCTÉRISTIQUES PHYSIQUES	VARIATION
POUTRE	
Nombre par travée	0 à 8
Matériau employé	Acier et béton
DALLE	
Longueur (m)	9,65 à 42
Épaisseur (mm)	200 à 900
Précontrainte	Transversale et longitudinale
MATÉRIAUX EMPLOYÉS	
BÉTON	
Rapport eau/ciment	0,31 à 0,45
Type de ciment	Type 10, type 10 FS, type 20
Quantité de ciment (kg/m³)	340 à 460
Adjuvants spéciaux	Corrosion, retrait, évaporation
Résistance à 28 jours (MPa)	37 à 64
ACIER	Galvanisé, époxy, zinc
CONDITIONS DE MISE EN PLACE	
ATMOSPHERIQUE	
Vent	Nul à fort
Humidité	Faible à forte
Température (°C)	0 à 25
Exposition	Nuit, nuageux, ensoleillé
CURE DU BÉTON	
Agent de cure	Oui et non (SealTight, CureHard)
Recouvrement	Jute, membrane, géotextile
Trafic - vibration	Oui et non
APPAREILLAGE DE MISE EN PLACE	Gomaco, règle vibrante

Les tendances à la fissuration

La fissuration observée sur les tabliers de pont se divise en trois catégories. Il y a d'abord la **fissuration ponctuelle**, caractérisée par des fissures de longueur inférieure à 1 mètre, d'ouverture variable, dont l'orientation, le développement ou la localisation permettent de confirmer qu'elles sont le résultat d'un phénomène ponctuel. Les phénomènes ponctuels à l'origine de ce type de fissure sont multiples : la présence de singularités sur le tablier du pont (ancrage pour l'équipement, conduite d'évacuation d'eau, etc.), la variabilité du mélange de béton et une qualité de finition inégale peuvent causer une fissuration localisée sur un ouvrage. Globalement, ces phénomènes sont difficilement contrôlables, c'est ce qui explique que ce type de fissuration est apparu systématiquement sur tous les ouvrages étudiés jusqu'à maintenant.

La **fissuration mécanique**, comme son nom l'indique, est reliée au chargement ou la répartition des efforts appliqué sur le tablier du pont. Elle est donc fortement dépendante de la structure de l'ouvrage. À priori, cette fissuration se rencontre généralement dans les zones de moment de

flexion maximum. Incidemment, on remarque l'apparition de fissures perpendiculaires à l'axe du pont au-dessus des piliers (fibres supérieures de la dalle) et au centre de la travée (fibre inférieure de la dalle). La fissuration mécanique a été observée à quelques reprises à la fin de la cure du béton, toutefois elle apparaît généralement lors de la mise en service du tablier du pont.

La **fissuration de retrait** constitue la troisième principale catégorie de fissures observables sur les tabliers de pont. La contraction du béton, au cours de son hydratation, est limitée par l'ensemble des conditions limites qui lui sont imposées, principalement par les coffrages et les armatures à l'intérieur du béton. Les conditions limites imposées au béton l'empêchent de se déformer librement, des contraintes sont ainsi induites à l'intérieur de celui-ci. Si les contraintes internes deviennent supérieures à sa résistance en traction, le béton fissure. On voit alors apparaître de la fissuration de retrait qui est caractérisée par un patron de fissures constant. Les fissures se développent habituellement transversalement à l'axe du pont, sur toute sa largeur, à espacement relativement constant. La présence de ce type de fissuration a été rarement relevée.

Résultats de l'étude

À priori, le constat de fissuration, en particulier en ce qui concerne les fissures de retrait, est quelque peu surprenant. La fissuration précoce relevée les années antérieures ne semble pas être un problème systématique. En effet, le phénomène paraît s'être résorbé en grande partie au cours des deux dernières années. Le nombre de fissures ainsi que leur ouverture est maintenant très raisonnable et ne devrait pas porter atteinte à la durée de vie utile des ouvrages. Pour qu'un changement aussi marqué s'opère dans le développement de la fissuration des bétons, il a nécessairement fallu que certains paramètres de travail soient modifiés.

En 1997, soit l'année de la mise en œuvre de la banque de données, le MTQ a modifié sensiblement les exigences relatives à l'application de la cure de mûrissement du béton. En effet, au lieu d'utiliser une membrane en jute pour conserver le matériau humide pendant 7 jours, on emploie maintenant une membrane géotextile. Celle-ci possède une bien meilleure capacité de rétention de l'eau et empêche ainsi plus efficacement le séchage du béton. Force est de constater que cette modification a réglé une bonne partie du problème. Il est donc possible que le séchage précoce soit à l'origine de l'importante fissuration du béton au jeune âge relevée au cours des années précédentes.

Par ailleurs, l'efficacité de la membrane géotextile devra être vérifiée prochainement sur des BHP afin de déterminer si l'utilisation de béton à faible rapport eau/ciment provoque réellement l'apparition de fissuration précoce dans le béton. Pour l'instant, la résistance spécifique des BHP est toujours maintenue à 50 MPa, de sorte qu'il n'a pas encore été possible d'évaluer le comportement de bétons à haute performance à proprement parlé (70 à 80 MPa).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT DÉFORMATIONNEL DU BÉTON AU JEUNE ÂGE

Dans le second volet du programme de recherche, des essais de retrait chimique ont été mis au point afin de déterminer le potentiel de contraction au jeune âge de différentes pâtes de ciment en conditions isothermes. Ces essais permettent de suivre le comportement du matériau dès le contact eau/ciment. Par ailleurs, afin de relier ces résultats de retrait au comportement réel in-situ où les déformations du matériau sont gênées, un appareil de retrait restreint discrétisé a été conçu

et mis au point récemment à l'Université Laval. Ce montage permet d'étudier la capacité de relaxation des bétons au cours de leur hydratation pour un degré de restriction de mouvement donné. Ces différents dispositifs visent à améliorer notre compréhension générale des phénomènes de retrait endogène et de relaxation et d'en dégager des lois de comportement en vue d'une prédiction plus fiable du comportement des ouvrages.

Le retrait endogène du béton

La mesure des déformations endogènes que subit le béton au jeune âge est une opération délicate. Plusieurs paramètres affectent la fiabilité des mesures de retrait [LAPLANTE, 1993]: la perturbation des déformations par le dispositif de mesure, la précision de l'appareillage, etc. En particulier, l'état visco-plastique du béton au cours des premières heures de son hydratation nuit à la mesure de sa contraction. C'est pourquoi la plupart des essais normalisés pour évaluer le retrait débutent après 24 heures d'hydratation. Le béton possède alors une rigidité suffisante pour que la mesure de la déformation ne soit pas perturbée par la rigidité de l'appareil de mesure ou par la simple manipulation du corps d'épreuve.

Toutefois, étant donné que le problème de fissuration précoce survient au jeune âge, il paraissait évident qu'il fallait estimer la contraction de la pâte de ciment dès les premières heures d'hydratation. Pour ce faire, deux essais de retrait non traditionnels ont été développés à partir des travaux de JUSTNESS ET COLL. [1994]. Il s'agit des essais de retrait chimique total et externe.

Description des essais

L'essai de retrait chimique total consiste à immerger une quantité de pâte de ciment dans un erlenmeyer rempli d'eau, surmonté d'un tube capillaire gradué (figure 1a), et de mesurer le volume de liquide consommé progressivement par l'hydratation à l'aide du capillaire. Ce montage permet de mesurer la variation volumique totale : la contraction externe de la pâte de ciment et le volume gazeux interne créé par l'autodessiccation.

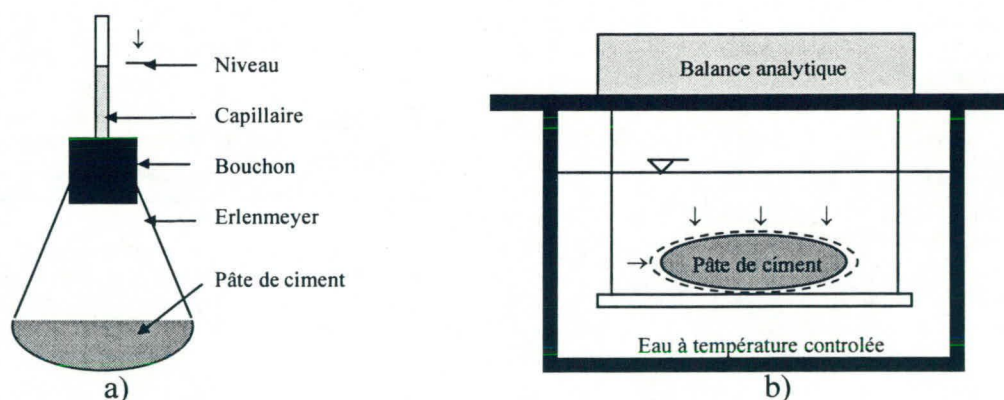


Figure 1 : Schéma des essais de retrait chimique
a) retrait total, b) retrait externe

L'essai de retrait chimique externe consiste quant à lui à remplir un sac de latex avec de la pâte de ciment et à enregistrer périodiquement son changement de poids mesuré dans l'eau au

cours de l'hydratation (figure 1b). Ensuite, en se basant sur le principe d'Archimède, on peut relier le changement de poids de la pâte de ciment dans l'eau à la diminution de volume. Ce montage ne permet d'évaluer que la diminution de volume due à la contraction externe de la pâte de ciment, puisque la membrane de latex empêche l'eau de pénétrer dans l'échantillon sans affecter les variations volumiques. Pendant les deux essais, la température est maintenue à 20 °C.

Résultats des essais

Le programme expérimental planifié pour les essais de retrait chimique est présenté au tableau 2 et devrait être complété d'ici quelques semaines. Celui-ci permettra d'établir le potentiel de contraction des différents ciments utilisés couramment dans la pratique et de formuler des recommandations à ce sujet. Le programme expérimental permettra également de connaître l'influence du rapport eau/ciment ainsi que de l'utilisation de la fumée de silice sur le retrait endogène de la pâte de ciment. Ces derniers renseignements pourront ensuite être utilisés pour l'identification d'une loi de comportement caractérisant le retrait endogène du béton.

Un exemple de résultats de retrait endogène en fonction du temps est présenté à la figure 2. Sur cette figure, on peut observer les deux phases de déformation du retrait endogène : la contraction externe de la pâte de ciment (trame grise foncée) et le volume gazeux créé à l'intérieur de cette dernière (trame grise pâle). On remarque qu'une fois la prise du matériau achevée (après 12 heures), sa structure lui permet de mieux résister à la contraction externe. Ceci déclenche alors la création d'un important volume gazeux à l'intérieur du matériau. Pour fin de comparaison, la contraction externe présentée sur cette figure correspondrait à celle estimée par un essai de retrait endogène standard sur prisme, si l'essai débutait au contact eau/ciment.

Tableau 2 : Programme expérimental

Ciment	Rapport e/c
Ciment A type 10	0,35 - 0,45
Ciment A type 10 FS	0,35 - 0,45
Ciment B type 10	0,35 - 0,45
Ciment B type 10 FS	0,35 - 0,45
Ciment C type 10	0,35 - 0,45
Ciment C type 10 FS	0,35 - 0,45

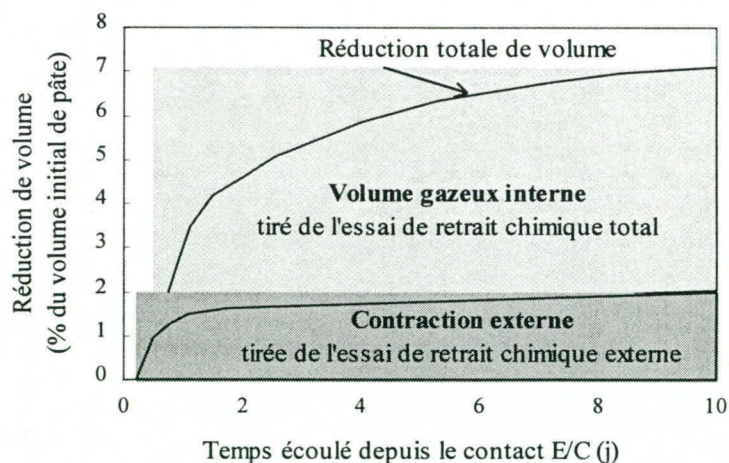


Figure 2 : Courbes de retrait chimique typiques

Travaux à venir

Au cours des prochains mois, les essais de retrait chimique seront légèrement modifiés afin de permettre l'expérimentation sur des mortiers. Ce matériau intermédiaire entre le béton et la pâte de ciment offrira la possibilité de réaliser des essais parallèles sur le banc de relaxation. Il est également prévu de faire varier la température de cure lors des essais afin d'en vérifier l'influence à l'intérieur de la plage de température typique rencontrées en pratique (de 5 à 40 °C).

La relaxation du béton

Lorsque le béton est mis en place dans les coffrages d'une structure, il est rarement libre de se déformer. En général, les coffrages, les armatures et les couches de béton sous-jacentes, s'il y a lieu, lui imposent des conditions limites qui restreignent ses déformations (figure 3).

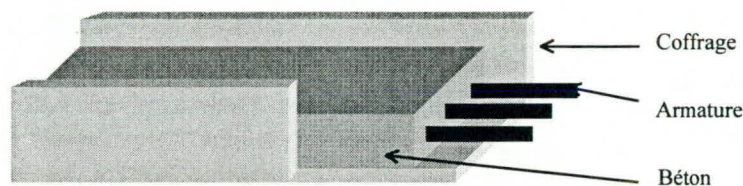


Figure 3 : Environnement du béton au jeune âge

En début d'hydratation, le retrait endogène et la déformation thermique sont particulièrement actifs et leur combinaison tend globalement à raccourcir le béton. La combinaison de ces phénomènes et des conditions limites imposées induit des contraintes de traction à l'intérieur du béton. Or, ces contraintes internes sont réduites par la relaxation du béton qui se définit par sa capacité à relaxer les contraintes qui lui sont imposées. Dans ce contexte, le déséquilibre entre la contraction et la relaxation du matériau doit être compensé par une résistance en traction suffisante de ce dernier, sinon il y a apparition de fissuration avant même la mise en service de l'ouvrage. L'essai de retrait restreint a été développé pour étudier la capacité de relaxation du béton au jeune âge. Les premières expérimentations sont présentement complétées sur l'appareil.

Description de l'essai

L'essai de retrait restreint discrétisé consiste à contrôler les déformations d'une éprouvette de béton au cours de son hydratation. Suite à la confection d'un mélange de béton, ce dernier est mis en place dans un bâti en aluminium (figure 4). Une extrémité du montage est fixe. L'autre extrémité, mobile, est reliée à un moteur qui en contrôle le déplacement.

Après la mise en place du béton à l'intérieur du moule, les phénomènes de retrait endogène et de déformation thermique commencent à se manifester. La combinaison des deux phénomènes ne tarde pas à faire rétrécir l'éprouvette de béton. Lorsque le seuil de déformation limite, défini par l'utilisateur, est atteint, l'éprouvette est ramenée à sa position initiale par déplacement de l'extrémité mobile du montage. Cette opération est effectuée par le biais du moteur pas-à-pas fixé à l'extrémité mobile du bâti. La force exercée par le moteur sur l'éprouvette, au moment où celle-ci revient à sa position d'origine, est conservée constante tout au long du cycle de déformation subséquent. En présence d'un chargement soutenu, les déformations sont maintenant causées par une combinaison des phénomènes en cours, soit le retrait endogène, la déformation thermique et le fluage propre. Malgré la contrainte de traction maintenue constante, l'effet du retrait demeure dominant et, globalement, la contraction se poursuit. Lorsque l'éprouvette de béton atteint à nouveau le seuil de déformation limite, un incrément de contrainte appliqué par le moteur ramène l'éprouvette de béton à sa position initiale. Comme au premier cycle, le chargement appliqué à l'éprouvette sera par la suite maintenu tout au long du deuxième cycle de chargement. Ces cycles de contrainte-déformation se succèdent pendant toute la durée de l'essai, qui est de l'ordre de 7 jours généralement.

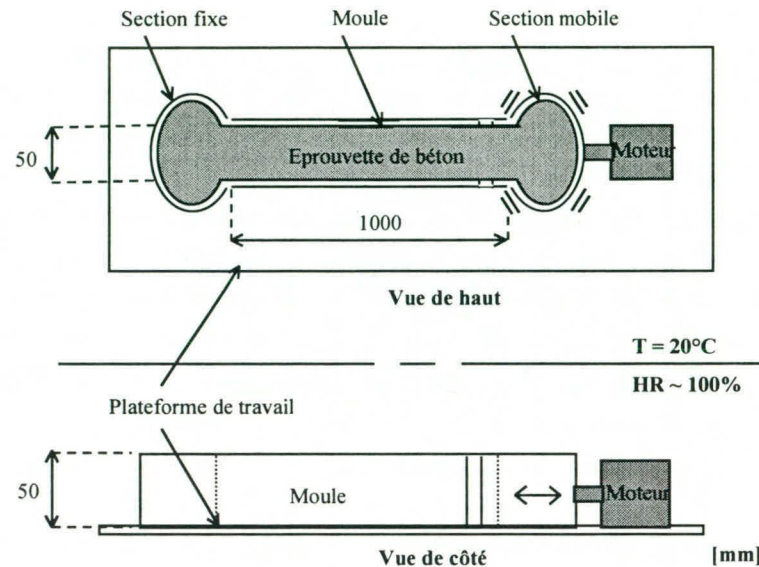


Figure 4 : Schéma du montage de retrait restreint servo-contrôlé

Résultats des essais

Un aperçu des résultats tirés de l'essai de retrait restreint est présenté à la figure 5. Selon le mode de fonctionnement du dispositif, il est possible d'évaluer la déformation libre ou la déformation restreinte du matériau testé. Dans le premier cas, on obtient la courbe de retrait endogène du matériau (figure 5a). Dans le second cas, on obtient une courbe qui représente la combinaison du retrait endogène et de la relaxation du béton. La différence entre les courbes correspond à l'effet de la relaxation (trame grise). Il est important de noter que cette courbe de relaxation est obtenue pour un niveau de contrainte variable et croissant comme démontré à la figure 5b. Chaque palier de la courbe correspond à un cycle de contrainte-déformation. Ceci permet de reproduire de manière réaliste les contraintes croissantes induites par la contraction gênée du béton dans la structure d'un ouvrage lors de son hydratation (cf. figure 3).

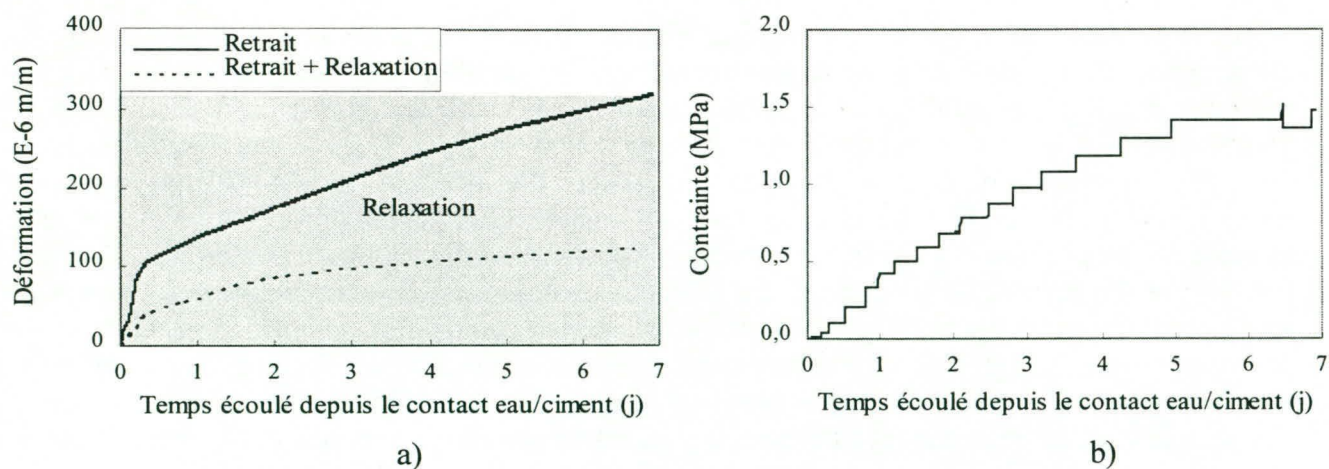


Figure 5 : Déformations et contrainte tirées de l'essai de retrait restreint

Travaux à venir

Un important programme expérimental sera bientôt commencé sur l'appareil de retrait restreint. Il aura pour objectif de définir l'influence du type de liant et du rapport eau/ciment sur la relaxation du béton. Dans un deuxième temps, l'influence de la température de cure sur le phénomène sera analysée. Pour ce faire, le montage devra subir quelques modifications.

CONCLUSION

La réalisation de la banque de données a permis de déterminer l'importance de la fissuration précoce du béton au jeune âge. Jusqu'à tout récemment, ceci n'avait fait l'objet d'aucune étude systématique. Les résultats de la banque de données (bétons de moins de 50 MPa) démontrent que la fissuration précoce observée sur les tabliers de pont demeure raisonnable et que celle-ci ne devrait pas porter atteinte à la durée de vie utile des ouvrages. L'utilisation d'une membrane géotextile, qui a une excellente capacité de rétention de l'eau, semble avoir permis de réduire significativement la fissuration au jeune âge du béton. Ceci tend à indiquer qu'une part du problème semble provenir du séchage du béton lors de sa cure. Par ailleurs, l'importance de la fissuration sur des ouvrages en BHP, indéterminée jusqu'à présent, sera étudiée en profondeur au cours des prochains mois.

Un important programme expérimental devrait permettre prochainement d'établir l'influence du rapport eau/ciment et du type de liant sur les changements volumiques et la relaxation du béton au jeune âge. Les travaux porteront également sur l'influence de la température de cure. Ceci permettra d'une part de corrélérer les résultats de laboratoire aux résultats in-situ pour lesquels la température est variable. D'autre part, la connaissance de l'influence de la température, sur le comportement déformationnel du béton au jeune âge, permettra l'identification de lois de comportement mieux adaptées aux conditions de terrain.

RÉFÉRENCES

- KRAUSS, P. D., ROGALLA, E. A., (1996) *Transverse cracking in newly constructed bridge decks*, National Academy Press, National Cooperative Highway Research Program report 380, Washington, 126 pages.
- KRETZ, T., CAUSSE, G., DE LARRARD, F., FRAGNET, M., ACKER, P., LACROIX, R., (1995) *Ponts mixtes*, Service d'études techniques des routes et autoroutes, France, 95 pages.
- JUSTNESS, H., REYNIERS, B., SELLEVOLD, E.J., (1994) *An evaluation of methods for measuring chemical shrinkage of cementitious pastes*, Nordic Concrete Research, vol. 25, n°2, p. 45-61.
- LAPLANTE, P., (1993) *Propriétés mécaniques des bétons durcissants : analyse comparée des bétons classiques et à très hautes performances*, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 297 pages.

UTILISATION DE BÉTONS À RETRAIT COMPENSÉS DANS LES TRAVAUX DE RÉFECTION SUPERFICIELS

Fabien Perez
Étudiant au doctorat

Benoît Bissonnette
Attaché de recherche

Michel Pigeon
Professeur titulaire

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

RÉSUMÉ : Pour être rentables, les réparations superficielles à caractère préventif effectuées sur les infrastructures en béton de ciment doivent présenter un niveau de performance adéquat pendant une durée minimale anticipée. Parmi les facteurs pouvant affecter la durabilité de ce type d'interventions où l'épaisseur est relativement peu importante, le retrait de séchage en constitue l'un des plus importants. L'utilisation de ciments expansifs permettant de compenser le retrait du matériau afin d'en prévenir la fissuration pourrait se révéler une alternative intéressante pour la mise en œuvre de bétons de réparation durables. Cet article présente quelques résultats préliminaires d'une étude visant à évaluer le potentiel des BRC dans le domaine des réparations adhérentes. Dans une première étape, la démarche expérimentale vise principalement à caractériser les durabilité intrinsèque des BRC, à déterminer si l'adhérence du BRC sur un substrat de béton ancien est altérée par l'expansion et, enfin, à évaluer l'efficacité de l'effet de précontrainte mobilisé via l'adhérence. Bien qu'un certain nombre d'aspects demeurent à étudier, les résultats obtenus jusqu'ici se révèlent prometteurs.

INTRODUCTION

Dans le cadre de la *Chaire industrielle sur les bétons projetés et les réparations en béton* de l'Université Laval, l'un des axes de recherche en cours est voué à l'étude de matériaux cimentaires à retrait modifié. Parmi ceux-ci, on s'intéresse de façon particulière aux bétons à retrait compensé (BRC) fabriqués avec un liant expansif. Le principe d'action des BRC est le suivant: l'expansion initiale engendrée par une réaction chimique doit compenser le retrait de séchage subséquent, diminuant ou annulant en conséquence la contraction résultante et les problèmes de fissuration si les conditions de restriction de mouvement sont suffisantes au moment de l'expansion.

Le programme expérimental en cours vise à caractériser le potentiel de BRC fabriqués avec du ciment type K à titre de matériaux de réparations. Dans une étape initiale, les objectifs spécifiques poursuivis sont notamment de vérifier l'effet potentiellement délétère de l'expansion initiale sur l'adhérence entre un resurfaçage en BRC et l'élément réparé et d'établir si la précontrainte générée par simple adhérence est suffisante pour que la compensation soit efficace. Pour ce faire, des mesures d'adhérence et de retrait flexionnel sont effectuées sur des corps d'épreuve bi-couche composés d'un support en béton ancien et d'un resurfaçage adhérent en BRC. La caractérisation des propriétés intrinsèques de ces bétons, en particulier leur comportement au gel, constitue un autre objectif de cette première phase.

MISE EN CONTEXTE

Dans une stratégie d'entretien préventif, les réparations minces de type adhérent pratiquées sur des ouvrages en béton n'affichant que des désordres superficiels constituent une alternative attrayante du point de vue économique pour peu que l'intervention soit durable. L'un des facteurs potentiellement limitatifs à cet égard est le retrait du matériau de réparation. Lorsque la couche de réparation sèche, sa contraction est progressivement empêchée depuis la surface jusqu'à l'interface. Cet état de déformation imposée fait naître des contraintes de traction qui peuvent excéder la résistance en traction du nouveau béton. Cette situation peut conduire à la fissuration de la chape et éventuellement à sa désolidarisation.

Le retrait de séchage (incluant le retrait d'autodessiccation) des bétons de ciment est inévitable et, bien qu'on puisse en influencer l'amplitude en faisant varier certains paramètres de composition, le retrait total du béton demeure invariablement élevé par rapport à sa déformation ultime en traction. Pour éviter les problèmes de fissuration de retrait, une solution possible est l'utilisation d'un ciment expansif. La particularité de ce type de ciment est qu'il contient un agent alumineux réactif qui, en se combinant aux sulfates contenus dans le ciment Portland, forme un composé expansif appelé *ettringite*. La production de l'*ettringite* pendant la période initiale de mûrissement compense le retrait de séchage subséquent comme l'illustre le graphique de la figure 1. Le dosage en agent réactif est ajusté de façon à ce que l'expansion globale du matériau qui s'ensuit contrebalance ou excède légèrement la déformation volumétrique de retrait survenant par la suite. Ainsi, dans des conditions de mouvement restreint, l'effort de précontrainte (compression) induit initialement dans l'élément par l'expansion gênée est tel que l'avènement subséquent du retrait n'entraîne pas de contrainte de traction, annihilant ainsi la fissuration de retrait.

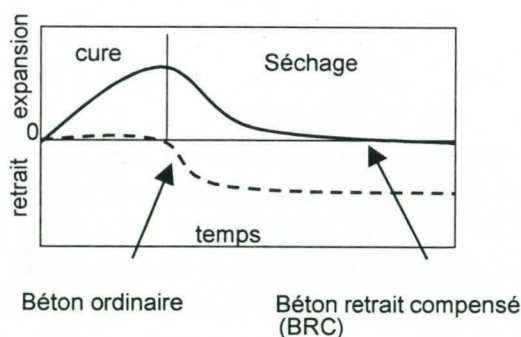


Figure 1: Schéma de principe d'action du ciment expansif contre le retrait

Si les liants expansifs sont couramment utilisés dans l'élaboration de différents matériaux de réparation commerciaux dits à *retrait compensé*, principalement des coulis et des mortiers, leur utilisation dans la formulation de bétons de réparation est apparemment inexistante. Or, dans la mesure où une bonne adhérence peut être développée de façon à permettre le développement essentiel de l'effet de précontrainte, les BRC pourraient présenter de la même façon un potentiel très intéressant. Le programme expérimental ébauché a pour objectif d'évaluer de façon exhaustive ce potentiel.

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Mélanges de béton

Une première étape a consisté à sélectionner et mettre au point les mélanges de BRC. Le liant expansif sélectionné est un ciment type K, selon la classification de l'ASTM. Il s'agit du seul ciment expansif actuellement disponible commercialement en Amérique du Nord, les autres types répertoriés dans la norme (type S, type M) étant désormais proscrits. En ce qui a trait au rapport eau/ciment, il a été fixé à 0,40, de façon à rencontrer l'exigence minimale de durabilité établie pour les tabliers de ponts (ACNOR A23.1). Deux mélanges de BRC ont été mis au point, l'un avec le ciment type K et l'autre avec le même ciment contenant 8% (massique) de fumée de silice en remplacement. L'utilisation de fumée de silice est censée permettre un contrôle plus efficace de l'expansion [Panchenko 1990, Cohen et coll. 1991, Neville 1994], notamment dans le cas de cycles de mouillage/séchage. Un mélange de béton témoin de rapport eau/ciment identique a aussi été mis au point.

Outre le rapport eau/ciment, les trois mélanges mis au point devaient répondre à deux critères, un affaissement se situant entre 100 et 150 mm et une teneur en air comprise entre 5 et 8 %. En ce qui a trait au gros granulat, une pierre granitique de 10 mm a été utilisée en raison des dimensions réduites des corps d'épreuve de certains essais, notamment les poutrelles bi-couche utilisées dans l'essai de retrait flexionnel qui sera décrit plus loin. La composition des mélanges et les résultats des essais sur béton frais sont présentés dans le Tableau 1.

Tableau 1 : Composition des mélanges de réparation

		BO	BRC	BRCfs
Ciment type 10	(kg)	400	-	-
Ciment type K	(kg)	-	400	365
Fumée de silice	(kg)	-	-	29,2
Pierre	(kg)	735	855	893
Sable	(kg)	874	855	893
Eau	(kg)	160	160	160
Superplastifiant	(l/m ³)	4,0	6,0	8,7
Entraîneur d'air	(ml/m ³)	100	100	91
Cône d'affaissement	(mm)	130-150	100-150	120-130
Air entraîné	(%)	4,5-6,8	4,5-6,2	3,8-5,2

Dans le cas des corps d'épreuve bi-couche, qui seront décrits un peu plus loin dans le texte, les supports ont été fabriqués avec un béton de composition similaire au béton témoin. Les propriétés mécaniques du béton de support déterminées à 28 jours sont les suivantes: $f_c=78$ MPa et $E_c=32750$ MPa.

En plus des essais de caractérisation usuels (compression, module élastique, fendage, retrait axial, caractérisation du réseau de bulles d'air), le programme d'essais s'articule autour de quatre aspects: la durée optimale du mûrissement à l'eau pour le bilan expansion-retrait, la durabilité au gel des BRC, l'efficacité de l'effet de précontrainte et l'influence de l'expansion sur l'adhérence BRC-béton de support.

Le temps de cure

La production de l'ettringite, responsable du phénomène d'expansion pendant l'hydratation du ciment type K, consomme beaucoup d'eau. Par conséquent, l'expansion ne se manifeste que lors de la période de cure humide [Neville, 1994]. La durée de cette période est donc importante pour la compensation du retrait résiduel. Une cure trop courte serait inutile puisqu'elle ne permettrait pas de développer une expansion et, par conséquent, une précontrainte suffisante. À l'inverse une cure trop longue risquerait d'endommager le matériau par une modification trop importante de la microstructure (augmentation de la porosité, interconnexion des pores plus importantes, microfissuration) [Lobo et Cohen, 1992].

L'influence de la durée de mûrissement à l'eau sur le bilan volumique a été étudiée en soumettant à un essai de retrait de séchage uniaxial (mesure type ASTM C157) après trois durées de mûrissement à l'eau (12h, 3j et 7j) des éprouvettes (200x45x45 mm) de chacun des trois mélanges. La cure est un des paramètres qui joue le plus sur l'amplitude de l'expansion et donc sur la compensation du retrait final [Neville, 1994]. Le but de cette partie du programme expérimental, réalisée en premier lieu, était d'identifier une période de cure humide permettant de générer une expansion suffisante tout en tenant compte des difficultés de chantier où la durée de mûrissement effective est malheureusement souvent trop courte.

Durabilité au gel des BRC

Pendant la phase d'expansion des BRC, il y a une modification du réseau poreux [Lobo et Cohen, 1992]. Le diamètre seuil, qui caractérise ce réseau poreux, augmente. Cela traduit un accroissement de la taille des pores et une interconnexion de ceux-ci plus importante. Ainsi, la valeur du facteur d'espacement, garant de la résistance au gel des bétons [Pigeon, 1989], peut se voir sensiblement diminuée, avec comme conséquence une vulnérabilité au gel potentiellement accrue. Pour évaluer le comportement au gel des BRC, on procède aux essais usuels de gel-dégel (ASTM C666 a) et d'écaillage de surface en présence de sels fondants (ASTM C672).

L'effet de précontrainte

Pour que les BRC compensent efficacement l'effet du retrait et en préviennent les effets indésirables (efforts de traction, fissuration), il faut s'assurer que l'expansion soit suffisamment importante et convenablement restreinte de façon à obtenir l'effet de précontrainte. Dans le cas de réparations adhérentes, la précontrainte est induite par la rigidité du support qui, via l'adhérence, s'oppose à l'expansion de la couche superficielle.

L'étude de l'effet de précontrainte est réalisée par le biais d'une technique expérimentale récemment mise au point au CRIB-Laval, l'essai de retrait flexionnel (figure 4). À la base, cet essai consiste à mesurer l'évolution dans le temps de la courbure d'une éprouvette prismatique (poutrelle) exposée au séchage sur seule face, une configuration représentative du séchage d'éléments tels une dalle sur sol ou un mur de soutènement. En raison du gradient d'humidité transitoire s'installant dans le corps d'épreuve, le prisme subit une courbure qui, comme le retrait axial, évolue dans le temps. Le séchage étant uniforme sur les plans parallèles à la surface de séchage, le rayon de courbure à un instant donné est constant sur toute la longueur de l'éprouvette. La courbure est déterminée en mesurant la flèche au centre du prisme à l'aide d'un comparateur conçu aux fins de l'essai, tel qu'illustré sur le schéma de la figure 2.

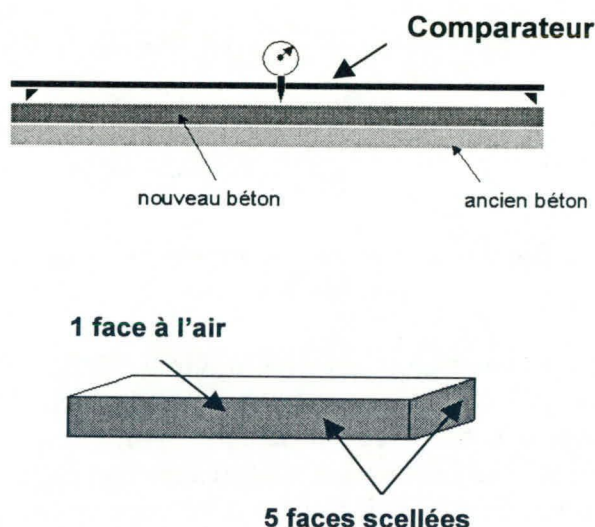


Figure 2: Schéma illustrant l'essai de retrait flexionnel

Dans la présente étude, les essais de retrait flexionnel sont réalisés sur des poutrelles bi-couche (resurfaçage d'une base de béton *ancien* partiellement stabilisée hydriquement), de sorte que la courbure de l'élément ne découle pas seulement du gradient d'humidité, mais aussi du fait que la couche supérieure subit des variations volumétriques alors que le support est relativement stable. Il s'agit par ces essais d'observer et de vérifier si l'expansion du BRC peut réellement permettre de compenser la courbure («*curling*») induite par le retrait de séchage en causant un pré-tuilage «*néga*tif» au moment où se manifeste l'expansion. Le rôle de l'expansion est de contrebalancer le tuilage qui accompagne ce retrait. La figure 3 illustre le mécanisme de compensation dans le cas du retrait flexionnel.

Les poutrelles bi-couche testées, d'une longueur de 1000 mm et d'une largeur de 100 mm, sont constituées d'un support en béton ordinaire de 25 mm d'épaisseur et d'un recouvrement de 25 mm. Les supports ont été fabriqués deux mois avant la mise en place de la couche de recouvrement, durée pendant laquelle ils ont été exposés à l'air à 50% H.R. Préalablement à la pose du recouvrement, la surface des supports a été abrasée avec un jet de sable léger et humidifiée pendant 24 heures de façon à obtenir des conditions SSS.

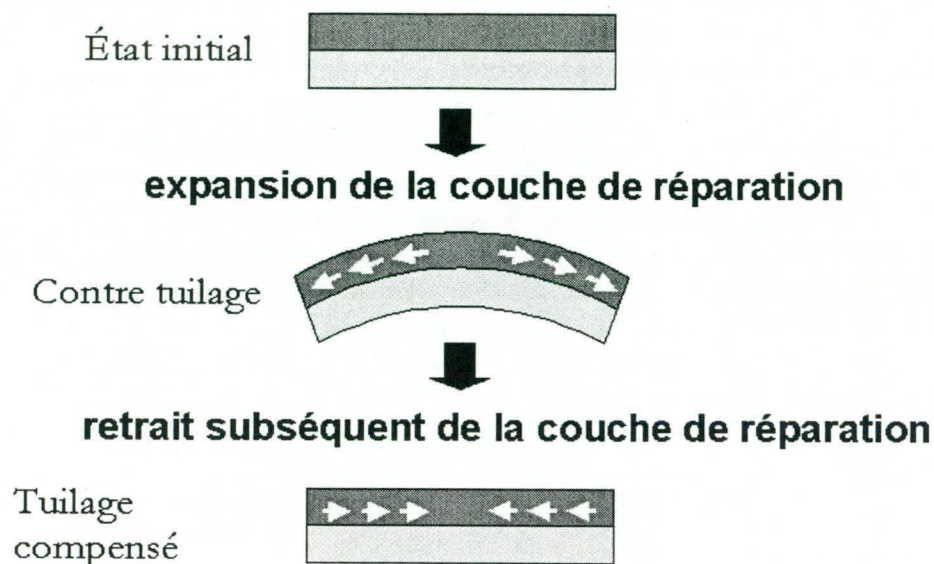


Figure 3: Schéma illustrant le principe de l'effet de contre-tuilage

Le démoulage des corps d'épreuve est effectué environ 11 heures après le contact eau-ciment. Immédiatement après, on procède aux opérations de scellement. Hormis la surface finie avec le béton de réparation, les cinq autres faces de chaque prisme sont scellées avec un mélange cire-paraffine (figure 2). Ainsi, seule la face supérieure est exposée à l'air et le séchage est unidirectionnel. Les mesures de retrait flexionnel débutent à environ 14 heures. Jusqu'à trois jours, les éprouvettes sont conservées dans l'eau, après quoi elles sont exposées au séchage à l'air à 23°C et 50% H.R.

La durabilité de l'adhérence

Il est évidemment important de déterminer l'influence de l'expansion initiale sur la durabilité de l'adhérence. À cet effet, des dalles bi-couche (600x600x100 mm) constituées d'un support en béton ordinaire de 50 mm et d'un resurfaçage de 50 mm ont été fabriquées suivant une procédure identique à celle décrite précédemment pour les poutrelles de retrait flexionnel. À différentes échéances, soit à 1, 3 et 28 jours, des carottes de 100 mm de diamètre ont été prélevées dans les dalles et soumises à un essai de traction directe sur une presse universelle pour la détermination de la résistance à la traction directe du joint.

RÉSULTATS PRÉLIMINAIRES ET DISCUSSION

Essais de caractérisation conventionnel

Propriétés mécaniques

Les résultats des essais de caractérisation mécanique en compression effectués à 7 et 28 jours sont présentés sur les graphiques de la Figure 4. Les résultats obtenus pour le béton témoin sont considérés normaux pour un béton avec air entraîné de rapport E/C = 0,40. Quant aux BRC, il apparaît clairement que l'expansion initiale n'affecte en rien les propriétés mécaniques du matériau. Comparativement au BO, le BRC ordinaire montre des propriétés à peu près égales, alors que le BRC avec fumée de silice affiche une résistance en compression et un module élastique supérieurs, conformément à ce qu'on observe usuellement dans un béton ordinaire contenant de la fumée de silice et lors des précédentes études sur les BRC [Cohen, 1991].

Les essais de fendage donnent les résultats suivants: BO (3,4 MPa), BRC (4,4 MPa) et BRCfs (4,7MPa). Ces résultats sont cohérents avec ceux obtenus en compression la résistance à la compression.

Le ciment type K est composé à 90% de ciment Portland normal. Dans la mesure où l'action de l'agent expansif n'entraîne pas de dégradation significative de la microstructure, il est normal que les caractéristiques intrinsèques des BRC soient proches de celles d'un BO.

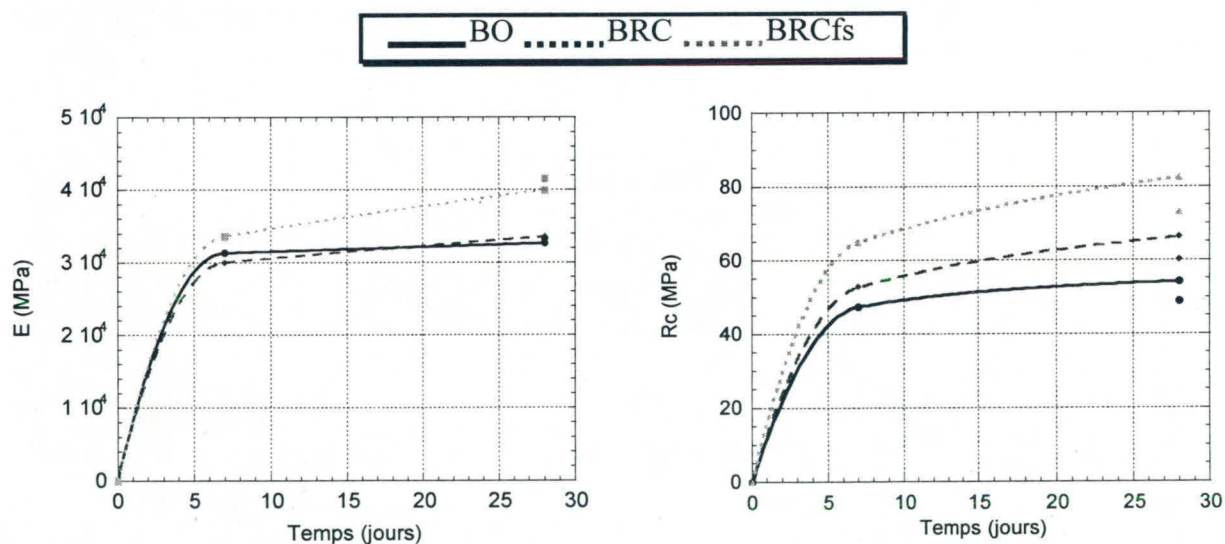


Figure 4: Évolution de la résistance à la compression et du module élastique pour les trois bétons

Durabilité au gel

Les essais sont en cours de réalisation. D'après des études antérieures [Pigeon, 1989], il semble que dans la mesure où le volume d'air entraîné soit de l'ordre de 5% ou plus, le comportement au gel des bétons fabriqués avec un ciment type K soit similaire à celui des bétons de ciment Portland ordinaire avec air entraîné. On sait par ailleurs que ce n'est pas le volume d'air en soit qui est fondamental, mais plutôt le facteur d'espacement [Pigeon, 1989]. Or, une caractérisation complète des réseaux de bulles d'air est aussi en cours de réalisation.

Temps de cure

Cela a déjà été évoqué, la période de cure est cruciale pour que le caractère expansif des BRC se manifeste correctement. L'objectif poursuivi en réalisant une série préliminaire d'essais de retrait axial sur les deux mélanges de BRC à l'étude consistait à identifier une durée de mûrissement optimale permettant de maximiser l'expansion tout en demeurant compatible avec les durées typiques de mûrissement pratiquées en chantier. Les temps de cure étudiés ont été de 0, 3 et 7 jours.

La Figure 5 présente les résultats obtenus sur un BRC sans fumée de silice. On observe tout d'abord que l'absence de cure (durée de 0 jour) ne confère aucune expansion au béton. On constate par ailleurs que les cures de 3 et 7 jours donnent des résultats à peu près équivalents en terme de bilan expansion-retrait avec, à long terme, des bilans respectifs de -440 et -500 $\mu\text{m}/\text{m}$. Le gain obtenu pour une cure de 7 jours par rapport à une cure de 3 jours n'apparaît pas suffisant par rapport aux contraintes engagées. Des tendances similaires ont été observées pour l'autre formulation de BRC étudiée. Sur la base de ces résultats, il a été choisi pour la suite de ce premier programme de préconiser un mûrissement à l'eau d'une durée de 3 jours.

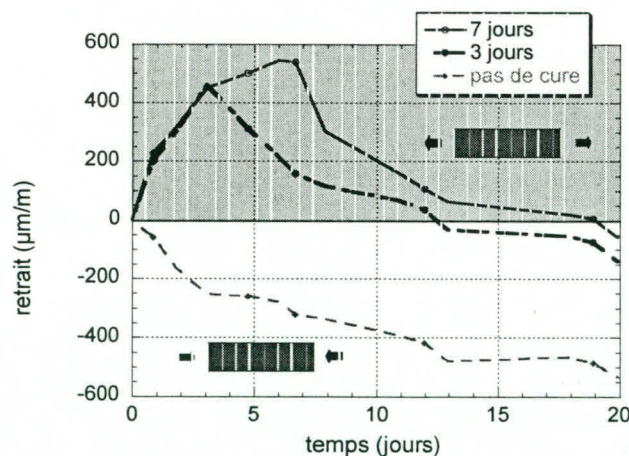


Figure 5: Retrait mesuré pour des périodes de cure de 0, 3 et 7 jours pour un BRC

L'effet de précontrainte

On retrouve sur la Figure 7 les résultats partiels (période de 35 jours) des essais de retrait flexionnel sur poutrelles bi-couche pour les trois bétons de réparation étudiés. Ces résultats démontrent qu'il est possible de développer, grâce au caractère expansif des BRC, une précontrainte efficace. Le retrait flexionnel mesuré sur les poutrelles réparées avec les deux BRC étudiés est réduit d'environ 50% par rapport à celui des poutrelles réparées avec le béton témoin. On peut se demander toutefois si il n'aurait pas été possible de faire tendre davantage le bilan vers zéro. En consultant les résultats de retrait axial, dont ceux du mélange BRC sont présentés sur le graphique de la figure 6, on constate que oui. En effet, en accroissant la période de mûrissement de 3 à 7 jours, on aurait généré une expansion supplémentaire qui aurait permis de compenser presque en totalité le retrait de séchage, pour l'un comme pour l'autre des BRC à l'étude.

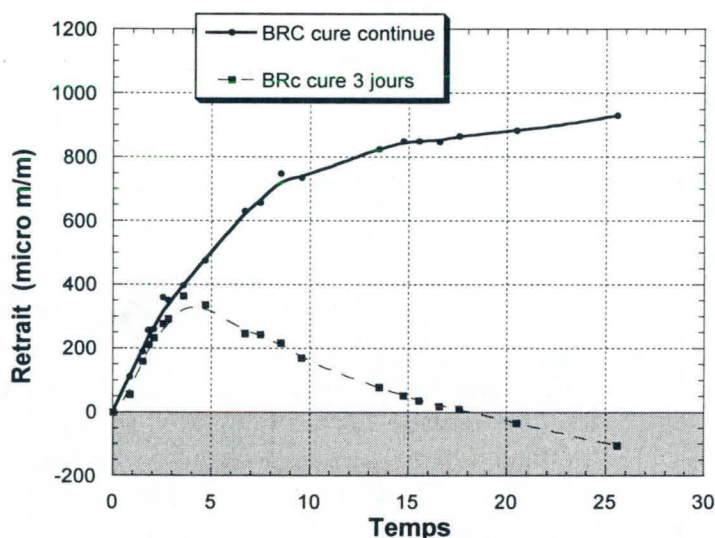


Figure 6: Retrait mesuré pour des périodes de cure de 3 et 27 jours pour un BRC

Si une période de mûrissement de 3 jours est apparue suffisante préalablement lors de la série préliminaire d'essais de retrait axial, il s'agit sans doute d'un effet d'échelle. Les éprouvettes utilisées (prismatiques) étaient caractérisées par un rapport surface*/volume (*surface = surface non scellée) significativement plus important que dans le cas présent où l'échange d'humidité n'était possible que sur une seule face des poutrelles.

L'addition de fumée de silice (en remplacement) est censée apporter un maximum d'expansion plus rapidement et contrôler efficacement le gonflement maximal [Panchenko, 1990, Cohen et coll., 1991, Bayasi and Abifaher, 1992, Lobo et Cohen, 1992, Folliard et coll., 1994] et la stabilité volumétrique en cas de cycles d'humidification/séchage. Les résultats obtenus jusqu'ici ne démontrent pas l'effet accélérateur de la fumée de silice sur l'expansion initiale (voir la Figure 7). Toutefois, les résultats de mesures de déformation axiale sur des éprouvettes conservées dans l'eau

et sur des éprouvettes soumises à des cycles de mouillage et de séchage démontrent clairement qu'elle joue un rôle stabilisateur.

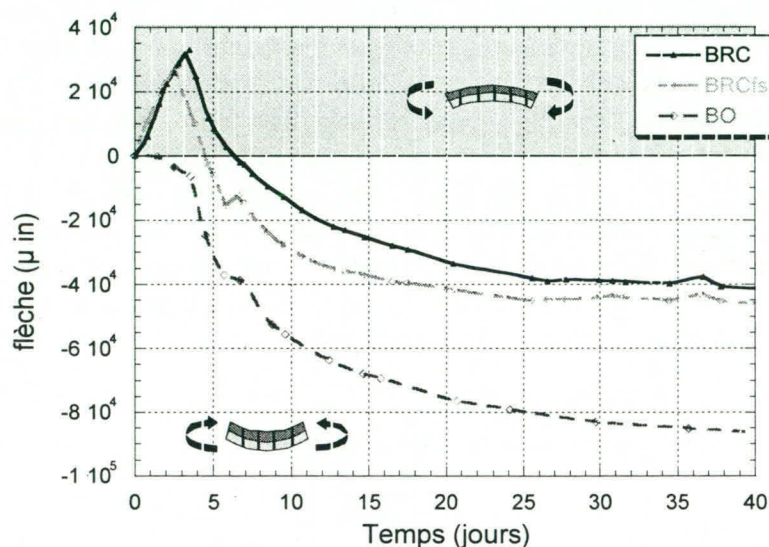


Figure 7: Résultats des essais de retrait flexionnel pour les trois type de bétons

En tout état de cause, l'essai de retrait flexionnel développé fournit des résultats fort intéressants qui montrent une très bonne reproductibilité. Qu'il s'agisse d'essais sur des éprouvettes monolithiques ou sur des éprouvettes bi-couche, la technique apporte une information complémentaire à ce qu'on obtient avec l'essai de retrait axial usuel (ASTM-C157) et dont la signification est importante. En effet, des résultats de simulations sur modèle [Bissonnette, 1996] démontrent que dans un élément exposé au séchage sur une seule face, une part très significative, voire déterminante, est attribuable au gradient de retrait et au tuilage gêné. Dans l'optique selon laquelle des critères de performance des matériaux de réparation devront être établis à plus ou moins long terme, un essai de cette nature apparaît a priori incontournable.

Durabilité de l'adhérence

Sans une adhérence durable, l'effet essentiel de précontrainte ne pourrait être mobilisé et le ciment expansif n'aurait pas d'utilité pour le type d'applications concerné par cette étude. Les résultats des essais de traction directe ne sont pas encore tous dépouillés, mais il apparaît d'ores et déjà que l'expansion n'a pas causé de perte d'adhérence dans le temps. L'évolution relative de la résistance en traction du joint dans les dalles réparées avec les deux mélanges de BRC est sensiblement la même que celle des dalles réparées avec le béton témoin et les valeurs mesurées à 28 jours sont de l'ordre de 3 MPa et plus, ce qui est excellent.

Autres essais

Des essais dont le but est de caractériser le comportement des éprouvettes lors de cycles de mouillage/séchage sont en cours. Il s'agit d'essais de retrait uniaxial (ASTM C157) avec des conditions d'exposition alternées. Il semblerait que lors des phases de saturation, on observe un gonflement en surface exposée à l'eau d'amplitude similaire pour les trois bétons. Les gonflements sont de l'ordre de 200×10^{-6} , soit environ la moitié du retrait ultime d'un BO. Des valeurs semblables ont été obtenues dans des études préalables [Domone, 1974]. Elles ne mettent pas en évidence une reprise de l'expansion causée par la production d'ettringite, mais plutôt un gonflement dû à la saturation de la porosité des couches superficielles.

CONCLUSION

L'utilisation de ciment expansif type K dans la formulation des bétons de réparation semble prometteuse, dans la mesure où les tendances tirées des résultats préliminaires se verront confirmées. Les principaux points qui se dégagent de l'étude, pour l'instant, sont les suivants:

- Outre les précautions fondamentales relatives au mûrissement, la mise en œuvre des BRC n'entraînent pas de difficultés particulières, du moins sur la base de l'expérience en laboratoire.
- Du fait de la précontrainte générée pendant l'expansion initiale, l'utilisation de BRC comme matériau de réparation permet de réduire de manière importante la tendance au tuilage et, implicitement, les efforts de traction qui en résultent dans le resurfaçage.
- Les résultats complets ne sont pas encore disponibles, mais il apparaît que l'adhérence du BRC sur un support de béton ancien n'est pas affectée par l'expansion initiale.
- L'utilisation de la fumée de silice en remplacement dans le ciment type K n'a pas montré l'effet attendu sur la cinétique initiale d'expansion, mais elle semble limiter l'expansion maximale en conditions de mûrissement continu et atténuer les variations volumiques sous l'effet de cycles répétés de mouillage-séchage.

Pour valider le potentiel des BRC comme matériaux de réparation, différents aspects demeurent évidemment à préciser ou encore à étudier. Notamment, au cours des prochains mois, on disposera des résultats complets des essais d'adhérence et des essais de résistance au gel/dégel et à l'écaillage, ainsi que des mesures à long terme d'expansion totale et de stabilité volumétrique en conditions de mouillage-séchage.

Outre les questions de durabilité intrinsèque et de stabilité pour lesquelles on trouvera réponse au cours des mois à venir, il faudra se pencher plus sérieusement sur l'aspect mûrissement. Il est évidemment souhaitable de compenser entièrement le retrait et le mûrissement en est la clé. Le mûrissement à l'eau et des approches alternatives seront considérés.

RÉFÉRENCES

- Bayasi, Z. et Abifaher, R, «Properties of shrinkage-compensating silica fume concrete made with type K cement ». *Concrete International*, V 14, 4, pp 35-37, 1992.
- Bissonnette, B., (1997), « Le fluage en traction: un aspect important de la problématique des réparations minces en béton », *Ph.D. Thesis, Laval University, Québec, Canada*, 290 p.
- Cohen M.D., « Modelling hydration of expansive cement », *Cement and Concrete Research Vol 13*, pp 519-528, 1983,
- Cohen M.D. « Theory of expansion in sulfoaluminate type expansive cements : schools of thought », *Cement and Concrete Research*, V13, pp 809-818, 1983,
- Cohen, M.D., Olek Jan et Mather, B., « Silica fume improves expansive-cement concrete », *Concrete International*, march 1991,
- Domone, P.L., « Uniaxial tensile creep and failure of concrete », *Magazine of Concrete Research*, V26, N°88, pp 144-152, 1974
- Folliard, K.J, Ohta, M., Rathje, H. et Collins, P. « Influence of mineral admixtures on expansive cement mortars », *Cement and Concrete Research*, V 24, 3, pp 424-432, 1994,
- Gulyas, R., «Standard practice for use of shrinkage-compensating concrete », *Report N°ACI 223.1R*, 1983,
- Hoff, G.C. et Mather, K., « A look at type K Shrinkage-Compensating Cement : Introduction and Specifications. », *SP-64*, pp 153-180, 1980,
- Lobo, C. et Cohen, M.D., « Hydration of type K expansive cement paste and the effect of silica fume: I. Expansion and solid phase analysis. » *Cement and Concrete Research*, Vol 22, pp 961-969, 1992,
- Lobo, C. et Cohen, M.D., « Hydration of type K expansive cement paste and the effect of silica fume: II. Pore solution analysis and proposed hydration mechanism. » *Cement and Concrete Research*, Vol 23, pp 104-114, 1993,
- Metha, P.K., «Mechanism of expansion associated with ettringite formation», *Cement and Concrete Research*, V3, pp 1-6, 1973,
- Neville, A.,M., «Wither expansive cement», *Concrete international*, Volume 16, I 9, pp 34-35, 1994.
- Panchenko, A.I., «Control of expansion and structure formation of expansive cement», *Cement and Concrete Research*, vol 20, pp 602-609, 1990.

Pigeon, M., « La durabilité au gel du béton », *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, V22, pp 3-14, 1989.

Ribeiro, M.S.S., « Expansive cement blend for use in shrinkage-compensating mortars », *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* v 31 n 210, 1998.

COMPORTEMENT DES RÉPARATIONS STRUCTURALES EN BÉTON.

Laurent Molez
Étudiant au doctorat

Denis Beaupré
Professeur agrégé

Benoît Bissonette
Attaché de recherche

Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton
Université Laval – Département de Génie Civil
Sainte-Foy (Québec), G1K 7P4

Résumé :

La compréhension du comportement mécanique et de la durabilité des réparations structurales en béton est très complexe. Dans le cadre de la chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations, le CRIB a engagé une vaste étude expérimentale et théorique. 36 poutres en béton armé sont réparées avec des techniques (mise en place conventionnelle, béton projeté) et des compositions (béton ordinaire, béton autonivelant) différentes. Une étude approfondie des propriétés mécaniques (élastique et viscolélastique - fluage) et hydriques (retrait endogène et de séchage) des matériaux est nécessaire. Le suivi de la fissuration, le renforcement obtenu lors de la réparation et la résistance aux environnements agressifs permettront d'évaluer les « capacités » des réparations structurales mises en œuvre. Enfin un outil d'analyse, nécessitant le développement de modèles numériques, permettra l'élaboration de véritables règles de conception.

INTRODUCTION

L'après-guerre fut, tant en Europe qu'en Amérique du Nord, une intense période de croissance économique et technologique. Nous nous sommes dotés d'un vaste réseau d'infrastructures en béton, ainsi que d'un grand nombre d'immeubles administratifs et d'habitation. Ces ouvrages ont une durée de vie limitée, et plusieurs d'entre eux nécessitent aujourd'hui des réparations, voire une reconstruction partielle. Ainsi le créneau des réparations connaît aujourd'hui un essor important dans le secteur du bâtiment et des travaux publics. Alors que les recherches sur le béton sont déjà bien avancées dans le domaine de la construction, celui de la réparation reste peu exploré, les bonnes et mauvaises expériences de chantier constituant l'essentiel de nos connaissances en la matière. On comprend donc l'importance que prend la recherche sur le thème des réparations dans le contexte économique actuel.

PROBLÉMATIQUE

On associe souvent la durabilité des réparations superficielles en béton à la seule qualité de l'adhérence entre le substrat et le matériau de réparation. Cette interprétation ne tient toutefois pas compte de la fissuration qui peut affecter le recouvrement et réduire considérablement son efficacité à protéger les armatures. Le retrait de séchage, des propriétés thermiques et/ou élastiques différentes de celles du béton d'origine et l'application de surcharges sont autant de

facteurs qui risquent d'entraîner la fissuration du béton de réparation, facilitant ainsi la pénétration d'agents agressifs et réduisant de ce fait la durée de vie de la réparation.

Très peu de travaux concernant l'influence de la fissuration sur la durabilité et la capacité structurale d'une réparation ont été publiés à ce jour, même si cette question revêt une importance technique et économique significative. Il apparaît donc prioritaire d'accélérer les recherches en ce sens de façon à développer les outils de conception et de prédiction nécessaires à la mise en œuvre de réparations durables.

Depuis une dizaine d'années, différentes études ont été entreprises au CRIB de l'Université Laval. Saucier (1990) a travaillé sur la durabilité de l'adhérence d'une réparation en béton, Bissonnette (1996) sur le fluage en traction et la compatibilité déformationnelle des réparations minces, et enfin, Laurence (1998) poursuit actuellement ses travaux de thèse sur le séchage des réparations adhérentes.

OBJECTIFS

Le projet de recherche se divise en trois volets. Dans le premier volet, on étudiera la fissuration causée par le retrait sur des éléments réparés de taille réelle. Un deuxième volet s'intéressera à la fissuration causée par les charges d'utilisation et la capacité structurale d'éléments réparés. Le troisième volet, parallèle aux deux premiers, consistera en la modélisation numérique du comportement des éléments réparés sous les sollicitations couplées de retrait et des charges d'utilisation.

L'objectif principal du premier volet est de caractériser la fissuration qui se développe dans le béton de réparation à cause du retrait empêché. Cette caractérisation sera non destructive afin de suivre l'évolution des dommages en fonction du degré de séchage et, lors du second volet, en fonction de l'intensité de la sollicitation à laquelle seront soumis les éléments réparés. Ce type d'information n'est actuellement pas disponible dans la littérature. On sait cependant que si la fissuration demeure assez fine (largeur inférieure à environ 0,2 à 0,4 mm) le processus de corrosion n'est pas favorisé (Neville, 1996). Les matériaux et techniques de réparation seront choisis de façon à obtenir des réparations "peu sujettes" et "très sujettes" à la fissuration, cela dans le but de couvrir un spectre de possibilités suffisamment large.

L'objectif du deuxième volet est de générer des données sur la fissuration causée par les charges d'utilisation et sur la capacité structurale d'éléments réparés. On souhaite ainsi déterminer la contribution effective d'une réparation à caractère structural en fonction du matériau préconisé et/ou de la technique de réparation. Cette question est importante dans une optique éventuelle de renforcement des ouvrages.

Réalisée en parallèle, la modélisation numérique d'un élément réparé permettra la compréhension de l'importance relative et de l'interaction des différents phénomènes physiques mis en jeux, tout en aidant à mieux cibler l'action expérimentale. Finalement, cette modélisation conduira, d'une part, à l'établissement de règles de conception véritablement adaptées à la problématique des réparations et, d'autre part, à l'optimisation des matériaux de réparation (formulation versus compatibilité).

MÉTHODOLOGIE

Corps d'épreuve

Pour ce projet de recherche, les corps d'épreuve sont des poutres de taille réelle réparées dans la partie tendue afin de représenter le cas le plus critique pour le développement de la fissuration: les déformations causées par les charges s'additionnent à celles causées par le retrait empêché. Cette configuration représente très bien les conditions d'utilisation auxquelles sont soumises les réparations d'ouvrages tels les tabliers de ponts, les dalles de stationnement, etc.

Les poutres en béton armé testées ont des dimensions de 200 mm x 300 mm x 4000 mm afin de s'affranchir des effets d'échelle. Elles sont constituées d'un béton ordinaire dont le rapport eau/ciment est de 0,40. Elles ont été fabriquées en août 96 et ont été exposées au séchage en conditions extérieures pendant 30 mois et en conditions intérieures depuis les 6 derniers mois. Les armatures ont été dégagées au marteau pneumatique de 7 kg sur une longueur de 2 m et une profondeur de 75 mm. La surface a finalement été abrasée au moyen d'un jet de afin d'éliminer les granulats déchaussés et les traces de rouille à la surface des aciers d'armatures (figure 1).

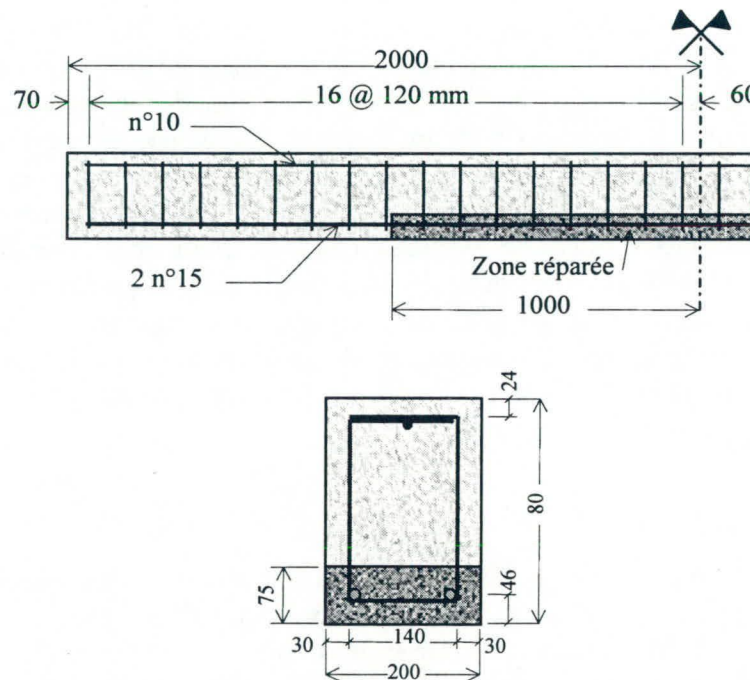


Figure 1 : corps d'épreuve

Matériaux et techniques de réparation

Les variables étudiées sont la technique de mise en place (moulage conventionnel, projection pneumatique), et la composition du matériau de réparation (béton ordinaire, béton autonivelant, béton renforcé avec des fibres). Les paramètres sous-jacents sont, dans ces conditions, les retraits endogène et de séchage, le fluage, l'adhérence du matériau de réparation. A ces paramètres s'ajoutent ceux du niveau de chargement mécanique et de l'environnement (climatique, chimique,

etc.). Les formulations ont été choisies afin de couvrir l'ensemble du spectre de ces différents paramètres.

Tableau 1 : Matériaux et techniques de réparation

Matériaux	Technique de mise en place
Béton ordinaire	Coulé, surface réparée vers le haut
Béton projeté par voie sèche	Projeté, surface réparée verticale
Béton projeté par voie humide	Projeté, surface réparée verticale
Béton projeté par voie humide avec fibre de polyoléfine	Projeté, surface réparée verticale
Béton autonivelant	Coulé, surface réparée vers le haut
Béton autonivelant à faible teneur en ciment	Coulé, surface réparée vers le haut

Chargement hydrique et chargement mécanique

Les poutres réparées resteront sous observation à l'intérieur du laboratoire pendant plusieurs mois. Elles subiront différents types de chargement hydriques et mécaniques. Les poutres seront chargées en flexion quatre points. Pour chaque formulation, 5 poutres seront réparées. Toutes ces poutres subiront une cure humide pendant 3 jours. Deux poutres seront ensuite exposées au séchage, sans aucun chargement mécanique. Deux poutres seront chargées mécaniquement, après 10 jours de séchage, à 33% de leur résistance ultime - sollicitation correspondant au moment résistant calculé au états limites d'ouverture de fissure pour une fissuration considérée comme très préjudiciable¹ (BAEL, 1991) - et après 30 jours le niveau de charge sera augmenté à 66%. Enfin, une poutre subira, après 40 jours de séchage, un chargement à 66% de sa résistance. À chaque palier de chargement, la progression de la fissuration sera mesurée. La majorité des poutres seront enfin chargées jusqu'à la rupture, ce qui fournira des renseignements sur la capacité structurale des sections réparées.

Appareillage d'essai

Deux poutres seront placées dos à dos et chargées selon une flexion quatre points (figure 2). Le chargement est appliqué à chaque extrémité par un dispositif à ressort permettant de compenser en partie les effets du fluage (figure 3). Ce type d'appareillage permet d'appliquer une charge à long terme sans monopoliser une presse ou des vérins. Il peut être utilisé en laboratoire ou en

¹ Le BAEL (Béton armé aux états limites) distingue 3 cas selon les degré de nocivité :

- la fissuration est considérée peu préjudiciable dans la plupart des cas où les ouvrages sont de formes simples, en milieu peu agressif.
- la fissuration est considérée comme préjudiciable en milieu moyennement agressif, avec des ouvrages minces ou de nombreuses surfaces de reprise, ou encore des pièces soumises à traction peu excentrée (tirants).
- très préjudiciable en milieu fortement agressif.

Le BAEL ne fixe pas une largeur de fissure à respecter. Dans notre cas (fissuration très préjudiciable) on limite la contrainte de traction des armatures à la plus basse des valeurs $0,5f_c$ et $90\sqrt{\eta \cdot f_{ty}}$ (en MPa) soit 190 MPa avec $\eta=1,6$ (armatures à hautes adhérence) et $f_{ty}=2,5$ à 3 MPa (résistance à la traction du béton au moment du chargement)

extérieur afin d'exposer les éléments réparés à des conditions environnementales sévères. L'appareil de charge est étalonné sur une presse. Ainsi la mesure déformation de l'appareil de flexion lors du chargement des poutres permet de connaître la charge appliquée.

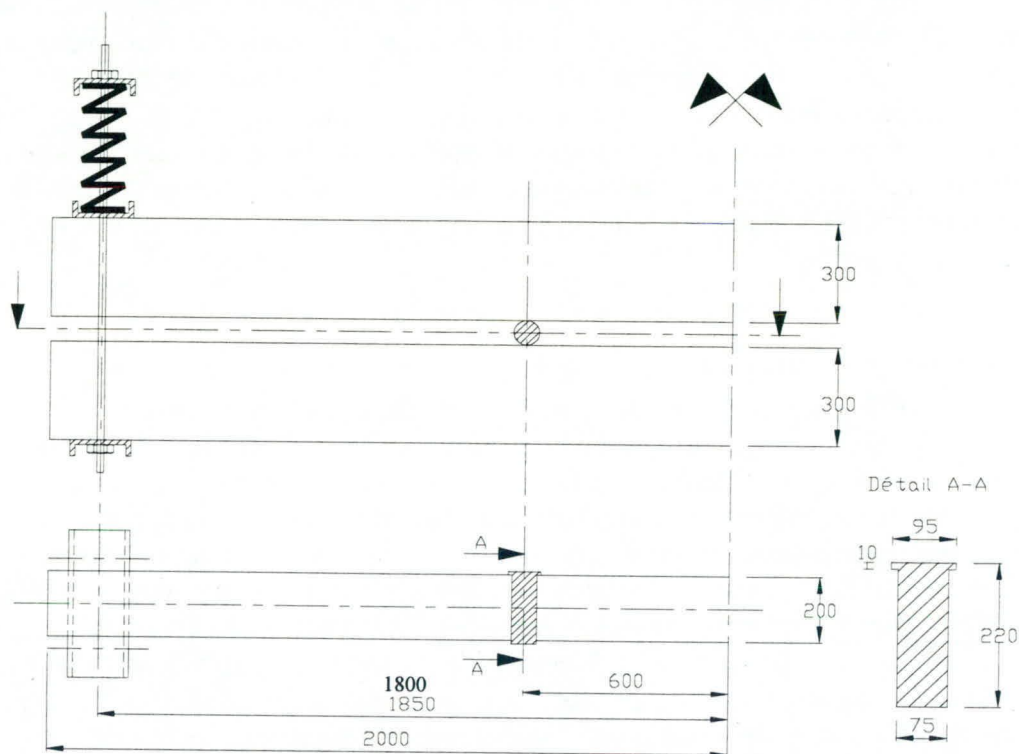


Figure 2 : Système de flexion 4 points à long terme
(d'après O'Brien et coll., 1997)

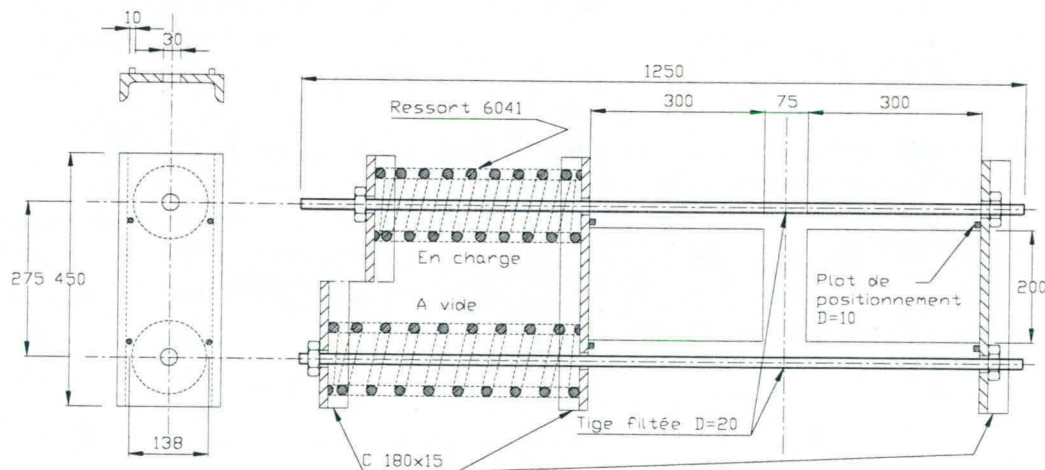


Figure 3 : Appareil de mise en charge

Suivi de la fissuration

Afin de suivre dans le temps l'évolution de la fissuration, deux types d'observations seront effectués. La fissuration de surface sera relevée au cours du temps en utilisant une loupe de grossissement 20X équipée d'un vernier permettant de mesurer des fissures de l'ordre de 25 μm d'ouverture. Le comportement des réparations seront ainsi quantifié par une série de paramètres de fissuration incluant l'espacement, l'ouverture et la longueur des fissures. La perte de protection assurée par le béton de recouvrement dépend non seulement de la largeur des fissures, mais aussi de leur profondeur. Des mesures de profondeur de fissures seront donc réalisées sur des carottes prélevées dans les zones moins sollicitées mécaniquement après la rupture des poutres. On pourra alors établir la relation pouvant exister entre la largeur des fissures de retrait en surface et leur profondeur de pénétration.

Caractérisation des matériaux

Les propriétés hydriques et mécaniques des matériaux seront caractérisées. Un suivi du retrait endogène et de séchage sera effectué. Des essais de compression, de module élastique, de fendage seront réalisés à différentes échéances. Des essais de traction directe et d'ouverture permettront de caractériser le comportement en traction des matériaux. Afin d'évaluer l'adhérence des matériaux au substrat, des essais d'arrachement en traction directe seront réalisés sur des carottes prélevées sur les poutres non sollicitées mécaniquement. Parallèlement à ces essais, une étude du fluage en traction des matériaux de réparation étudiés sera conduite. En effet, très peu d'auteurs se sont intéressés à ce jour au comportement viscoélastique du béton en traction. Dans le cas qui nous occupe, le fluage peut être un paramètre déterminant quant à la fissuration de la couche de réparation. Une étude calorimétrique permettra de quantifier les dégagement de chaleur du matériau lors de la prise et de caractériser l'évolution temporelle des propriétés mécaniques.

Outil d'analyse

Analyser le comportement à long terme de structures composites constituées de béton « vieux » et de béton « neuf » de manière strictement expérimentale est insuffisant compte tenu de l'interaction complexe et du caractère évolutif des phénomènes impliqués. Dans le but de contourner cette difficulté, le développement d'un outil d'analyse devient nécessaire. La prédiction du comportement d'une réparation nécessitera l'élaboration de modèles permettant la description des comportements thermique, hydrique et mécanique du béton au jeune âge. Une comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux issus de simulations devra permettre la validation de l'outil d'analyse. Après validation, cette modélisation pourra servir à l'élaboration de véritables règles de conception adaptées aux exigences spécifiques des réparations et au développement de matériaux de réparation durables.

CONCLUSION

Ce projet de recherche permettra d'évaluer et de comprendre le fonctionnement mécanique d'une réparation structurale en béton. La démarche expérimentale et le développement d'un modèle numérique prédictif du comportement des réparations structurale en béton constituent une étape essentielle en vue du développement de matériaux de réparation mieux adaptés et l'établissement de règles de conception scientifiquement fondées.

BIBLIOGRAPHIE

- BAEL, 1991, Ministère de l'équipement, du logement, et des transports, France.
- Bissonnette, B., 1996, Le fluage en traction : un aspect important de la problématique des réparations minces en béton, thèse de doctorat, Université Laval, Québec, Canada.
- Laurence, O., 1998, Étude expérimentale sur la durabilité des réparations minces en béton, 5^{ème} colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, 27 et 28 avril 1998, Québec, Canada.
- Neville, 1996, A. M., Properties of concrete, John Wiley and Sons, Inc.
- O'Brien K. J., Bischoff P. H. et Bremner T. W., 1997, Preliminary study of freeze-thaw effects on reinforced concrete beams under load, Congrès annuel de la société canadienne de génie civil, Sherbrooke, Québec.
- Saucier, F., 1990, La durabilité de l'adhérence des réparations en béton, thèse de doctorat, Université Laval, Québec, Canada.

PROTECTION CATHODIQUE DE POUTRES EN BÉTON PRÉCONTRAIT

Nathalie Chagnon et (Gordon) Ping Gu
Institut de recherche en construction
Conseil national de recherches du Canada

RÉSUMÉ : Dans le but d'avoir une meilleure compréhension de la protection cathodique galvanique et de mettre au point une anode sacrificielle capable d'enrayer de façon économique la corrosion du béton armé, le CNRC et le MTQ ont mis sur pied un projet de trois ans. À cet effet, trois anodes sacrificielles (zinc, aluminium-zinc-indium et zinc-magnésium) ont été métallisées sur deux viaducs enjambant l'autoroute 15 à la jonction de l'autoroute 640. Les travaux de métallisation ont été terminés en septembre 1998 et la surveillance des systèmes de protection a débuté en novembre 1998. L'évaluation de la performance des trois anodes sacrificielles est effectuée d'une part à l'aide de diverses techniques d'auscultation non destructive et d'autre part au moyen de mesures électrochimiques. Cet article décrit l'installation des systèmes de protection cathodique galvanique et présente les résultats préliminaires de la performance des anodes.

INTRODUCTION

La protection cathodique est de plus en plus utilisée comme technique de réhabilitation pour contrôler la corrosion des structures en béton armé. Depuis la mise en service du premier système de protection cathodique à courant imposé en Californie, en 1973, cette technique s'est beaucoup développée. Durant les vingt dernières années plus de 300 systèmes de protection cathodique à courant imposé ont été installés aux États-Unis et au Canada.¹ Toutefois, peu de travaux ont été faits concernant la protection cathodique galvanique puisque longtemps il a été présumé que la résistivité élevée du béton empêcherait les anodes sacrificielles de protéger adéquatement les structures en béton armé.

Les premiers résultats encourageants dans le domaine de la protection cathodique galvanique ont été obtenus avec l'anode sacrificielle de zinc métallisé. Cette anode a été utilisée pour la première fois en 1991 sur un pont de la Floride. Elle a par la suite été appliquée sur d'autres structures, dont le Viaduc Yves Prévost, situé à Montréal. De façon générale, ces projets ont démontré que le zinc métallisé pouvait assurer une protection acceptable aux armatures, mais que sa performance variait considérablement en fonction de l'humidité du béton. Ainsi, dans le cas du Viaduc Yves Prévost, le système de protection cathodique semblait fonctionner mieux durant les mois d'hiver et du printemps, période pendant laquelle les piliers sont plus en contact avec l'eau.² De même, dans le cas de la Floride, il a été observé que les anodes situées dans les zones de marées assuraient un niveau de protection adéquat alors que le courant de protection diminuait avec le temps dans les endroits où le béton était plus sec.³

Dans le but d'avoir une meilleure compréhension de la protection cathodique galvanique et de mettre au point une anode sacrificielle capable d'enrayer de façon économique la corrosion du béton armé, le CNRC et le MTQ ont entrepris un projet de trois ans. À cet effet, trois anodes sacrificielles, le zinc, l'aluminium-zinc-indium et le zinc-magnésium, ont été métallisées sur des poutres en béton précontraint.

DESCRIPTION DU SITE ET DE LA CONDITION DES POUTRES

Deux viaducs enjambant l'autoroute 15 à la jonction de l'autoroute 640, à Boisbriand, ont été choisis pour cette étude. Neuf sections de poutres, de 2 m de longueur chacune, ont été métallisées dans l'îlot central des viaducs ainsi que deux sections de 10 m en direction sud de l'autoroute 15, comme le montre la figure 1.

Afin de connaître l'état actuel des sections métallisées et des sections témoins, différentes techniques d'auscultation ont été utilisées préalablement à l'application des anodes. L'évaluation des dégradations actuelles du béton a été effectuée à l'aide d'un relevé de délaminations, de mesures de résistivité électrique du béton, d'essais ultrasoniques et d'échos d'impacts. Le niveau de la corrosion des armatures a pour sa part été évalué à l'aide de relevés de potentiel par demi-pile et de mesures de concentration d'ions chlorure dans le béton. Étant donné que ces évaluations sont davantage utilisées comme références pour ce projet, seule une analyse préliminaire a été effectuée jusqu'à présent. Il est ressorti de cette analyse que les poutres sous étude étaient sensiblement toutes dans les mêmes conditions et que les signes de détérioration due à la corrosion des armatures étaient surtout visibles dans la partie inclinée de la semelle inférieure. L'âme des poutres semblait quant à elle en bon état, comme le montre la figure 2.

INSTALLATION DES SYSTÈMES DE PROTECTION CATHODIQUE

La première étape a consisté à enlever les sections de béton fortement délaminé. Par la suite, la surface du béton et les armatures exposées ont été nettoyées au jet de sable pour rendre la surface du béton plus rugueuse et enlever la couche de rouille qui recouvrait les armatures. Cette étape est très importante car elle permet d'améliorer l'adhérence de l'anode au béton ou à l'acier exposé.

La métallisation des trois différentes anodes a été effectuée au pistolet à flamme, comme le montre la figure 3. Les tests d'adhérence et d'épaisseur des anodes effectués quelques jours après la métallisation ont démontré que les trois anodes métallisées avaient une épaisseur d'environ 0,4 mm et qu'elles adhéraient bien à la surface du béton.

La dernière étape dans l'installation des systèmes de protection cathodique a consisté à établir des connexions entre les armatures et les anodes. Puisque plusieurs torons étaient isolés électriquement des étriers, il a été nécessaire d'exposer une section des torons à protéger et d'établir des connexions directes sur chacun d'eux. À cause de la configuration des poutres, les efforts ont été concentrés sur les torons périphériques et les torons relevés.

ÉVALUATION DE LA PERFORMANCE DES ANODES

Afin de permettre des mesures de densité de courant et de potentiel, chaque section d'anode de l'îlot central a été subdivisée en trois zones et des électrodes de référence au dioxyde de manganèse ont été encastrées dans les poutres, comme le montre la figure 4.

Le système de protection cathodique a été connecté le 1^{er} novembre 1998 et à partir de cette date des mesures ont été effectuées sur une base mensuelle. Tout au long du projet, le degré de protection des armatures sera évalué au moyen de mesures de dépolarisation, conformément à la norme RP0290 de la NACE. Selon cette norme, un potentiel de dépolarisation de 100 mV, sur

une période de quatre heures, est nécessaire pour assurer une protection adéquate aux armatures. À la fin du projet, une évaluation détaillée de l'état des poutres sera effectuée afin de comparer les sections métallisées et les sections témoins.

Les résultats obtenus jusqu'à présent avec les anodes de zinc, d'aluminium-zinc-indium et de zinc-magnésium sont encourageants. On observe, comme le montre la figure 5, qu'à la suite de la connexion du système de protection cathodique galvanique, les armatures ont été polarisées négativement à des potentiels variant entre -400 et -800 mV. De même, on remarque, comme le montre la figure 6, que malgré la fluctuation des lectures de densité de courant et de dépolarisation, la majorité des valeurs sont supérieures au critère de protection de la NACE. En se basant sur les études antérieures on peut supposer que la fluctuation des mesures de densité de courant et de dépolarisation est due à la variation de la teneur en chlorure et en humidité du béton. Ainsi, bien que les résultats préliminaires indiquent que les anodes sacrificielles peuvent assurer un courant de protection adéquat durant les mois d'hiver, une évaluation à long terme est nécessaire afin d'établir si les anodes sont en mesure de protéger les armatures des poutres en béton précontraint dans diverses conditions climatiques.

CONCLUSION

Afin d'évaluer la possibilité d'utiliser des anodes sacrificielles pour protéger cathodiquement des poutres en béton précontraint, des anodes de zinc, d'aluminium-zinc-indium et de zinc-magnésium ont été métallisées sur deux viaducs situés à Boisbriand. Les systèmes ont été connectés en novembre 1998 et à partir de cette date des lectures électrochimiques ont été effectuées sur une base mensuelle. Au cours des 5 premiers mois de service, les courants galvaniques ont varié entre 0,5 et 9 mA/m² et les mesures de dépolarisation entre 50 et 450 mV. Plusieurs mesures de dépolarisation excédaient le critère de 100 mV de la NACE, ce qui témoigne d'une bonne protection cathodique. Cette évaluation se poursuivra durant les deux prochaines années et, à partir des résultats obtenus, des recommandations pourront être faites quant à l'utilisation de cette technique pour réhabiliter les ouvrages d'art.

REMERCIEMENTS

Les auteurs souhaitent remercier Denis Bérubé, du MTQ, de même que Bruce Baldock, Rock Glazer, Jihad Daoud et Gerry Pernica, du CNRC/IRC, pour leurs contributions à ce projet.

RÉFÉRENCES

1. Bennett, J., « Galvanic cathodic protection of reinforced concrete using surface-applied zinc anodes », International Conference on Corrosion and Rehabilitation of Reinforced Concrete Structures, Floride, décembre 1998.
2. Baldock, B., Chagnon, N., Gu, P., « La protection galvanique du Viaduc Yves Prévost par la métallisation au zinc », rapport client A-2077.2, septembre 1997.
3. Sagues, A.A., Powers, R.G., « Sprayed-zinc sacrificial anodes for reinforced concrete in marine service », Corrosion 95, article 515.

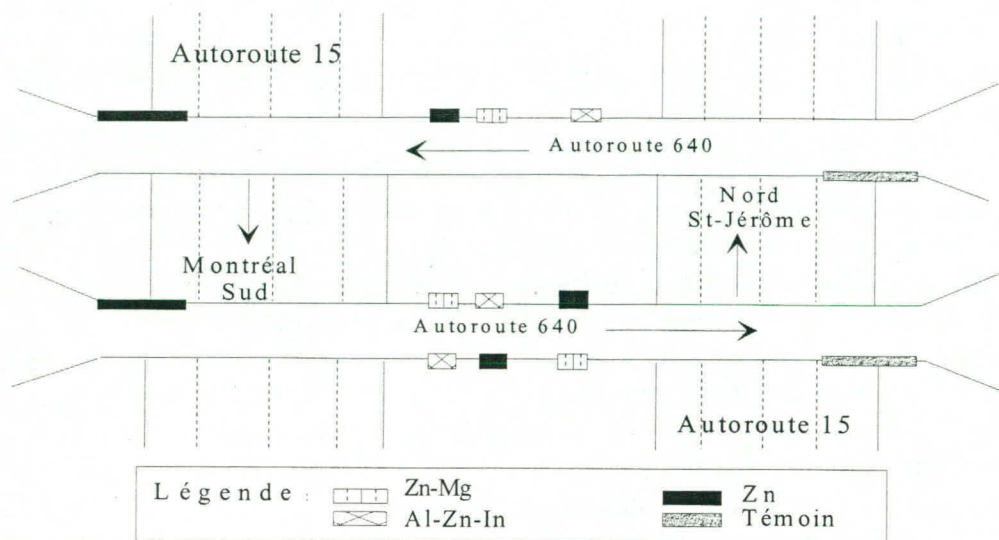


Figure 1: Schéma montrant l'emplacement des anodes sacrificielles et des sections témoins

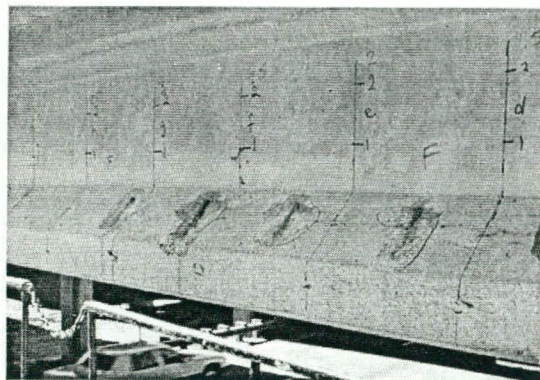


Figure 2: Dommages typiques observés sur les poutres



Figure 3: Métallisation au pistolet à flamme

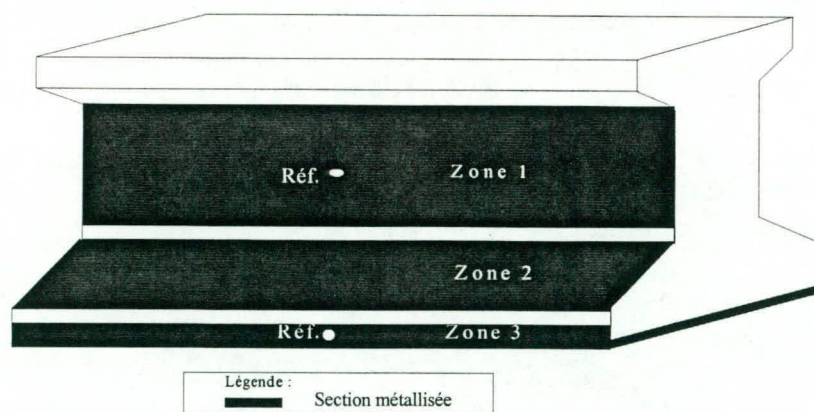


Figure 4: Schéma typique d'une anode sacrificielle de 2 mètres

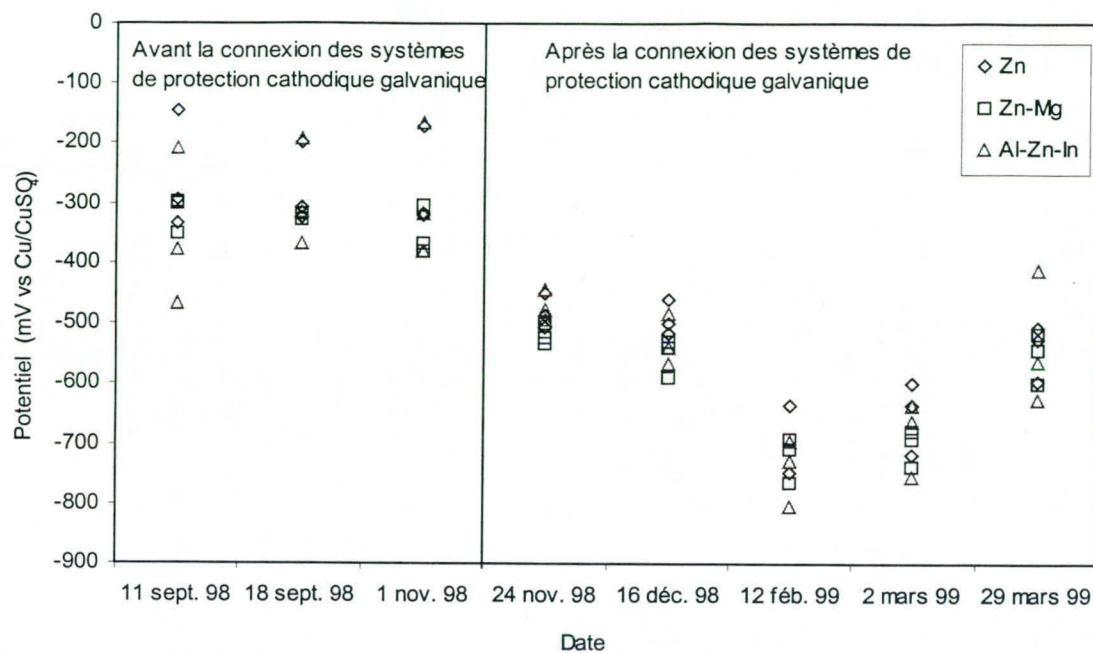


Figure 5: Mesures de potentiel au moyen des électrodes de référence encastrées

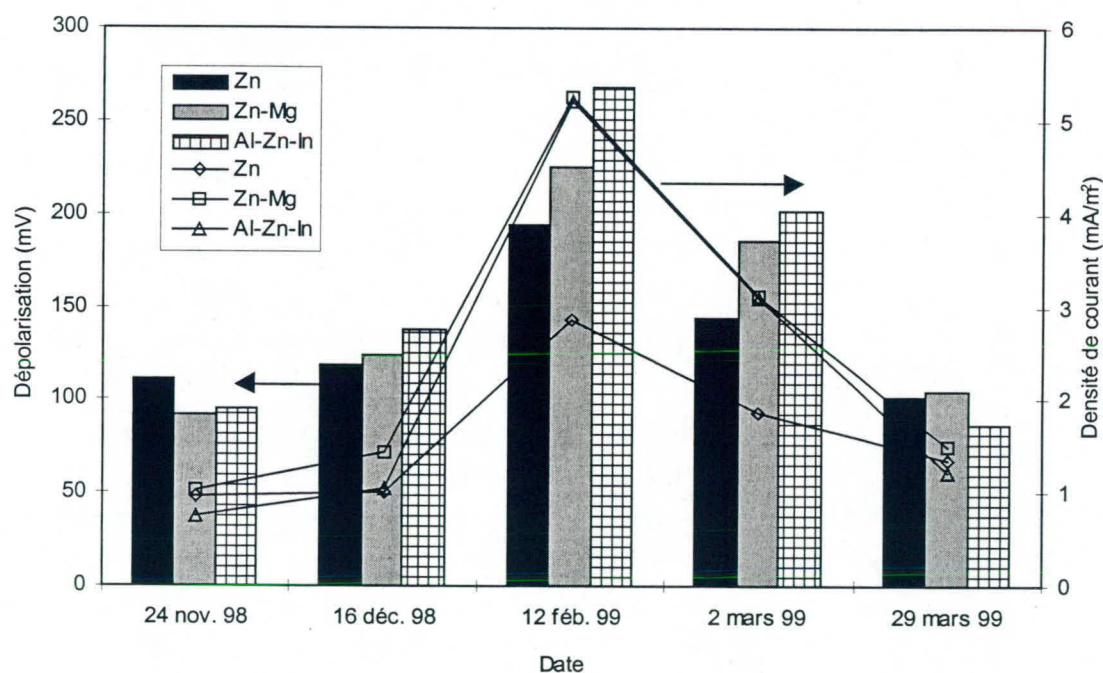


Figure 6: Mesures de dépolarisation et de densité de courant galvanique

LA FISSURATION PRÉMATURÉE DES PARAPETS DE PONTS EN BÉTON

Daniel Cusson, Ph.D., ing.

Wellington Repette, Ph.D., ing.

Institut de recherche en construction
Conseil national de recherches Canada
Ottawa, Ontario K1A 0R6

Résumé : Une évaluation des parapets en béton armé nouvellement reconstruits sur un pont d'autoroute à Laval a mis à jour une fissuration intense des parapets quelques jours seulement après le bétonnage. Une inspection ultérieure d'autres ponts en béton a confirmé qu'une telle fissuration n'était pas exceptionnelle chez les ponts réhabilités. L'importance et le rôle des facteurs qui ont probablement causés cette fissuration ont été étudiés à l'aide de modèles analytiques et de données in situ. Les résultats indiquent que des contraintes dues à une combinaison de facteurs tels le retrait différentiel, les gradients de température et peut-être la vibration causée par la circulation routière ont dépassé la faible résistance en tension du jeune béton.

INTRODUCTION

Un sondage (TRB 1996) envoyé à 52 départements des transports aux États-Unis et au Canada a révélé que plus de 100 000 ponts aux États-Unis – environ la moitié des ponts inspectés par les répondants – ont développé de la fissuration transversale après construction. Or, on sait que ces fissures mènent éventuellement à la corrosion de l'armature et à l'éclatement du couvercle de béton protecteur et, par conséquent, résultent en des coûts d'entretien supérieurs et une durée de vie en service réduite de la structure.

Cet article présente les résultats d'une étude des principales causes sous-jacentes de la fissuration prématurée qui a été observée peu de temps après la reconstruction des parapets en béton armé du pont Vachon à Laval.

Réhabilitation du pont Vachon

En 1996, le Ministère des transports du Québec (MTQ) procédait à une réhabilitation majeure du pont Vachon, situé au nord de Laval à l'intersection de l'autoroute 13 et de la rivière des Mille-Îles. Ces travaux consistaient à rapiécer la dalle de béton et à remplacer les parapets, la membrane imperméabilisante et la couche de roulement en asphalte. Le tablier du pont – long de 714 m – offre 6 voies de circulation et se compose d'une dalle en béton armé supportée par 21 portées simples de poutres en béton précontraint.

Un groupe de 10 portées (34 m de long chacune) du parapet, côté est, a été sélectionné comme banc d'essais pour l'application d'inhibiteurs de corrosion durant leur reconstruction. Une description détaillée de cette étude de la performance in-situ de différents systèmes inhibiteurs de corrosion est présentée dans Cusson et Mailvaganam (1999).

Le bétonnage de ces 10 portées de parapet a débuté le 11 octobre 1996 et a été réalisé selon les techniques de construction familières à l'entrepreneur. Le béton utilisé avait une quantité de ciment type 10 de 450 kg/m^3 et un rapport eau-ciment de 0,36. Le coffrage était composé de panneaux en bois sur la surface arrière du parapet et de panneaux en acier sur la surface avant. Le mûrissement du béton consistait en la pose de jutes humides sur la surface supérieure du parapet jusqu'à l'enlèvement des coffrages seulement un jour après la mise en place du béton. La résistance en compression du béton, mesurée à 28 jours sur des carottes $100 \times 200 \text{ mm}$, était de 45 MPa.



Figure 1 : Fissuration transversale du parapet observée après reconstruction

Observation de la fissuration transversale des parapets après reconstruction

Une inspection des parapets au pont Vachon a mis en évidence la présence de fissures rapprochées coupant la section transversale en entier, seulement 1,5 jour après la mise en place du nouveau béton. L'espacement moyen des fissures était de 0,8 m, comparable à la hauteur du parapet de 0,9 m. La Figure 1 montre clairement que les fissures sont assez larges pour laisser pénétrer l'humidité – et les chlorures en solution – à l'intérieur du parapet.

ANALYSE DES FACTEURS RESPONSABLES DE LA FISSURATION

Les principaux facteurs probablement responsables de la fissuration prématurée des parapets sont d'abord présentés individuellement dans la présente section, et ensuite, intégrés dans un modèle structural global (section suivante) pour le calcul de la contrainte totale. Les déflexions élastiques causées par les charges mortes n'ont pas été considérées dans cette analyse puisqu'elles apparaissent normalement avant la prise du béton, n'introduisant ainsi aucune contrainte dans le béton des parapets.

Développement de la résistance en tension et du module d'élasticité du béton

Le béton est connu pour son excellente capacité à résister aux charges de compression. Par contre, sa faible résistance en tension le rend très vulnérable à la fissuration, surtout au jeune âge.

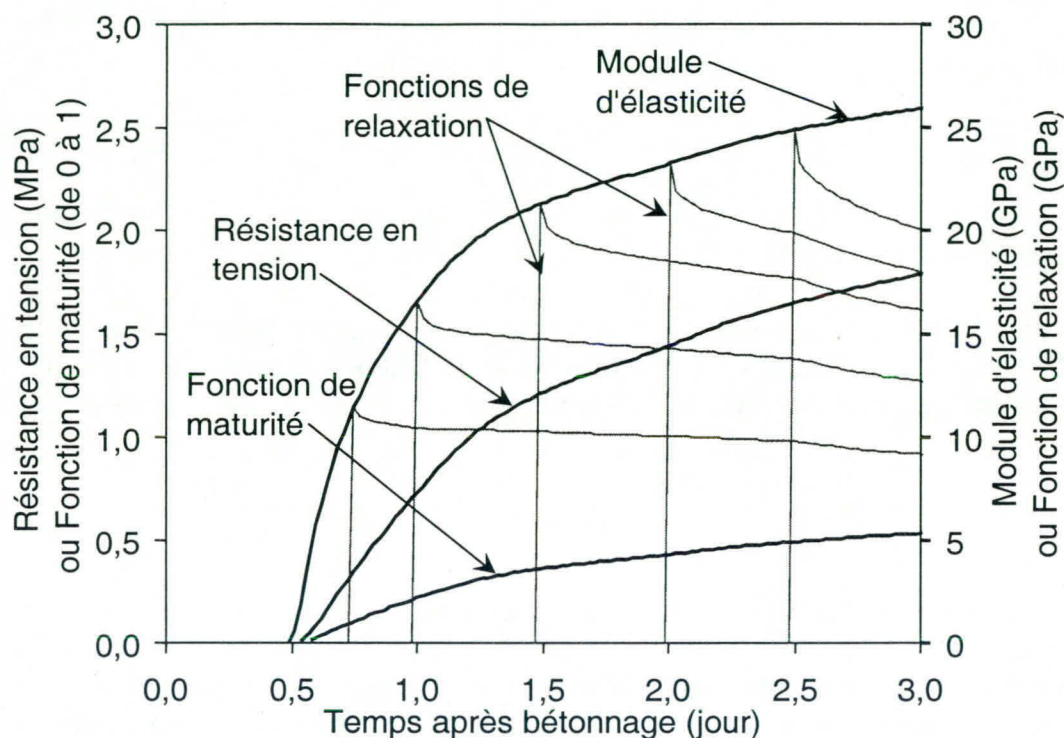


Figure 2 : Résistance en tension et module d'élasticité calculés pour le béton du parapet

Le développement de la résistance en tension du béton avec le temps et celui du module d'élasticité ont été calculés d'après les équations suggérées dans le code de calcul CEB (1993b). D'après les observations in-situ, la prise du béton a été fixée à 12 heures après le bétonnage. L'effet de la maturité du béton sur le développement de sa résistance a été calculé en fonction de la température estimée dans le béton qui, à son tour, a été obtenue par calculs basés sur la température ambiante mesurée durant la construction.

La Figure 2 montre que la résistance en tension au moment où la fissuration avait été remarquée (à 1,5 jour) n'était que de 1,2 MPa, seulement 35 % de la résistance en tension à 28 jours. De plus, le module d'élasticité au même moment était assez élevé, soit de 21 300 MPa. Ces chiffres indiquent qu'une déformation totale de seulement 56 $\mu\epsilon$ était suffisante pour provoquer la fissuration du parapet à 1,5 jour.

Restreintes

Un béton mature peut se déformer significativement (jusqu'à 100 $\mu\epsilon$ environ) sans toutefois développer de contraintes, si son mouvement n'est pas empêché. Par contre, le même béton, lorsque restreint, peut développer des contraintes importantes et se fissurer. Or, très peu d'éléments dans un pont en béton armé sont libres de se déformer librement.

Restreinte externe

Dans le cas d'un nouveau parapet coulé sur une dalle existante, une importante restrainte externe – résultant en la formation de contraintes – peut être générée par le mouvement du parapet empêché par la dalle dont le béton est plus mature et plus stable (rigidité supérieure, retrait et fluage négligeables, dilatation thermique plus faible) que le jeune béton du parapet.

La déformation empêchée (celle qui résulte en contrainte) dans le parapet a été calculée de la façon suivante :

$$[1] \quad \varepsilon_R = K_R \cdot \varepsilon_f$$

où K_R est le degré de restrainte qui varie de 0 (mouvement libre) à 1 (mouvement entièrement empêché), et ε_f est la déformation libre.

Le degré de restrainte dépend principalement de la distance verticale d mesurée à partir de l'interface ($K_R = 1$ à l'interface) et le rapport longueur-hauteur L/H de l'élément restreint ($K_R = 1$ quand L/H tend vers l'infini). Dans les éléments de béton non armés, le degré de restrainte se calcule avec l'équation suivante (ACI 1995) :

$$[2] \quad K_R = \left(\frac{L/H - 1}{L/H + 10} \right)^{d/H} \quad \text{pour } L/H < 2,5 \quad \text{ou} \quad K_R = \left(\frac{L/H - 2}{L/H + 1} \right)^{d/H} \quad \text{pour } L/H \geq 2,5$$

Cette équation empirique a été développée pour des murs de béton sans armature et elle peut cependant sous-estimer le degré de restrainte dans le béton lorsqu'elle est utilisée pour des murs en béton armé. Cependant, des calculs par éléments finis ont démontré que cette différence n'est pas très grande et même petite lorsque d est petit ou L/H est grand. L'emploi de l'équation [2] dans l'analyse d'un parapet en béton armé se justifie aussi par le fait que lorsqu'une fissure se forme à l'interface ($K_R = 1$ avec ou sans armature), le transfert des contraintes vers la partie non fissurée de la section transversale du parapet force la fissure à se propager rapidement vers le haut, qu'il y ait armature ou pas.

Restreinte interne

Des restraints internes résultant en contraintes sont générées dans un élément de béton suite à des mouvements (contractions ou gonflements) non uniformes dans sa section transversale. L'effet des restraints internes a été considéré seulement dans le calcul de contrainte thermique. Les restraints internes causées par la variation de l'humidité (supposée uniforme dans la section) et la présence des barres d'armature dans le béton ont été négligées.

La déformation empêchée produite par une restrainte interne dans le parapet a été calculée en utilisant les équations 1 et 2 avec la modification suivante dans l'équation 2 : la variable H a été remplacée par la demi-épaisseur du parapet, et la variable d , remplacée par la distance horizontale à partir du centre de la section transversale du parapet. Cette adaptation traduit bien le fait que la restrainte interne soit maximum au centre du mur et diminue en se rapprochant des surfaces, surtout lorsque la longueur du parapet est relativement courte.

Vibration dynamique

Deux sources différentes de vibration dynamique au pont Vachon peuvent avoir généré des contraintes dans le béton du parapet durant la construction : (i) le passage des véhicules de construction lourds sur les 2 voies adjacentes au parapet et (ii) la circulation routière dans les autres voies laissées ouvertes à la circulation régulière.

Les déformations dynamiques ont été mesurées avec des jauges de déformation logées dans le béton du parapet à l'étude. Une analyse préliminaire des déformations mesurées à plusieurs endroits dans le parapet a confirmé que les valeurs maximales avaient lieu dans le haut du parapet, au centre des portées suivant un joint d'expansion et en dehors des heures de pointe.

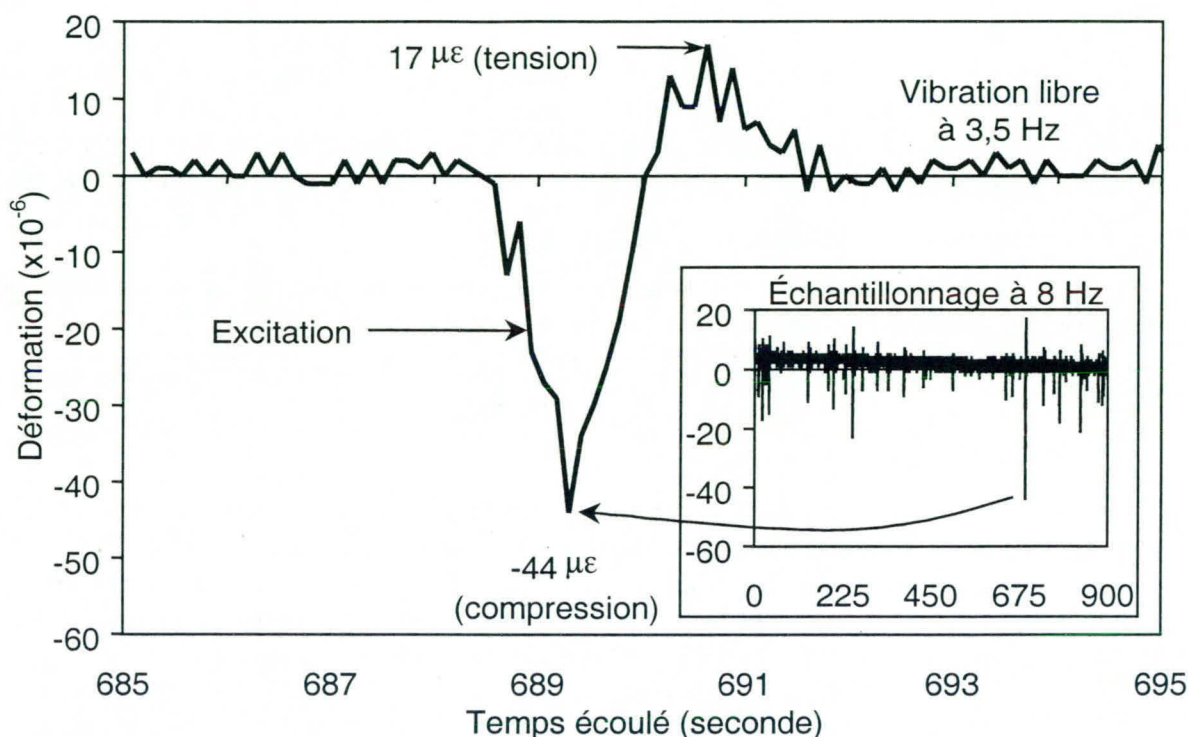


Figure 3 : Déformation dynamique causée par la circulation mesurée dans le haut du parapet

La Figure 3 présente les données d'un des essais d'une durée de 900 secondes et d'une fréquence de lecture de 8 Hertz provenant d'une jauge horizontale située à 100 mm du haut du parapet à mi-portée. La réponse du parapet à cet endroit pour une période de 10 secondes y est détaillée. L'excitation, probablement causée par le passage rapide d'un camion lourd, a produit une déflexion vers le bas de $48 \mu\epsilon$ (compression) suivie d'un rebondissement amorti du tablier vers le haut de $17 \mu\epsilon$ (tension). Or, une déformation maximale de $20 \mu\epsilon$ à mi-portée a été estimée dans le haut du parapet.

Un calcul basé sur la courbe de développement du module d'élasticité du béton (Figure 2) indique qu'une telle déformation aurait pu générer une contrainte ayant atteint la résistance en tension (Figure 2) lorsque le béton était âgé de 0,5 à 0,6 jour. Cependant, cette conclusion reste incertaine, puisque très peu d'information n'est disponible à heure actuelle sur le développement de la fissuration durant la période immédiate suivant la prise du béton.

Température

Chaleur interne due à l'hydratation du ciment

La chaleur produite par l'hydratation du ciment peut générer des gradients de température importants résultant en contraintes dans la section (restreinte interne), si la réaction d'hydratation n'est pas contrôlée (Lachemi et Aïtcin 1997). La chaleur d'hydratation peut aussi résulter en contraintes additionnelles causées par la différence entre les températures moyennes du parapet et de la dalle existante (restreinte externe). Dans cette analyse, la chaleur d'hydratation a été évaluée à l'aide de courbes adiabatiques (ACI 1995) exprimant le gain de température en fonction du temps pour différents ciments et différentes températures de bétonnage.

Transfert de chaleur par convection et radiation

La chaleur provenant de différentes sources est échangée entre le béton et son environnement immédiat. La chaleur perdue à cause de la convection entre le parapet et l'air ambiant a été déterminée à l'aide de la loi de refroidissement de Newton (CEB 1985). La chaleur absorbée ou perdue par radiation a été calculée avec la règle de Stefan-Boltzmann (CEB 1985).

Détermination de la distribution de température

Le profile de température dans la section transversale du parapet et sa variation dans le temps ont été calculés avec l'équation différentielle suivante :

$$[3] \quad D \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + q = \frac{\partial T}{\partial t}$$

où D est le coefficient de diffusion thermique du béton, q est le flux de chaleur, T est la température, t est le temps et x est la distance dans l'épaisseur du parapet.

La solution numérique de l'équation [3] a été obtenue en utilisant un modèle unidimensionnel de la distribution de température considérant m segments égaux (illustré à la Figure 4) et la méthode des différences finies avec l'opérateur central suivant :

$$[4] \quad T_{i,\Delta t} = \frac{1}{4}(T_{i-1} + 2T_i + T_{i+1}) \quad \text{avec} \quad \Delta t = \frac{\Delta x^2}{4D}$$

où $T_{i,\Delta t}$ est la température du segment i (de 1 à $m-1$) pour un incrément de temps donné Δt , et Δx est l'épaisseur du segment.

La température ambiante enregistrée pendant la construction a été ajustée selon la procédure suggérée dans CEB (1985) pour tenir compte des effets combinés des différentes sources de chaleur mentionnées plus haut. Afin de simuler la présence du coffrage en bois à l'arrière du parapet durant la première journée de vie du béton, aucun n'échange de chaleur n'a été permis entre la surface arrière et l'environnement ambiant durant cette période (supposant que le bois est un parfait isolant). Par contre, l'effet sur le transfert de chaleur de la présence du coffrage en acier sur la surface avant a été négligé (supposant que l'acier est un parfait conducteur).

La Figure 5 illustre les variations de température estimées dans le parapet durant les 3 jours qui ont suivi son bétonnage. Un important gradient de température de plus de 25°C entre les surfaces avant et arrière s'est formé quelque temps avant l'enlèvement des coffrages. La cause principale de ce gradient a probablement été l'utilisation de matériaux différents pour le coffrage arrière en bois qui retient la chaleur d'hydratation et le coffrage avant en acier qui laisse la chaleur se dissiper. Après l'enlèvement des coffrages à $t = 1$ jour, le gradient s'est largement affaibli avec des températures environ 5°C supérieures à la surface arrière, qui bénéficiait d'un peu plus de temps d'ensoleillement.

Détermination de la déformation thermique

La distribution des déformations thermiques dans la section du parapet a été calculée à partir du produit de la température calculée à l'endroit donné et du coefficient de dilatation thermique existant dans le béton considéré. Un coefficient de 15µε/°C a été utilisé pour le jeune béton du parapet et un coefficient de 12µε/°C pour le béton mature de la dalle existante (RILEM 1981).

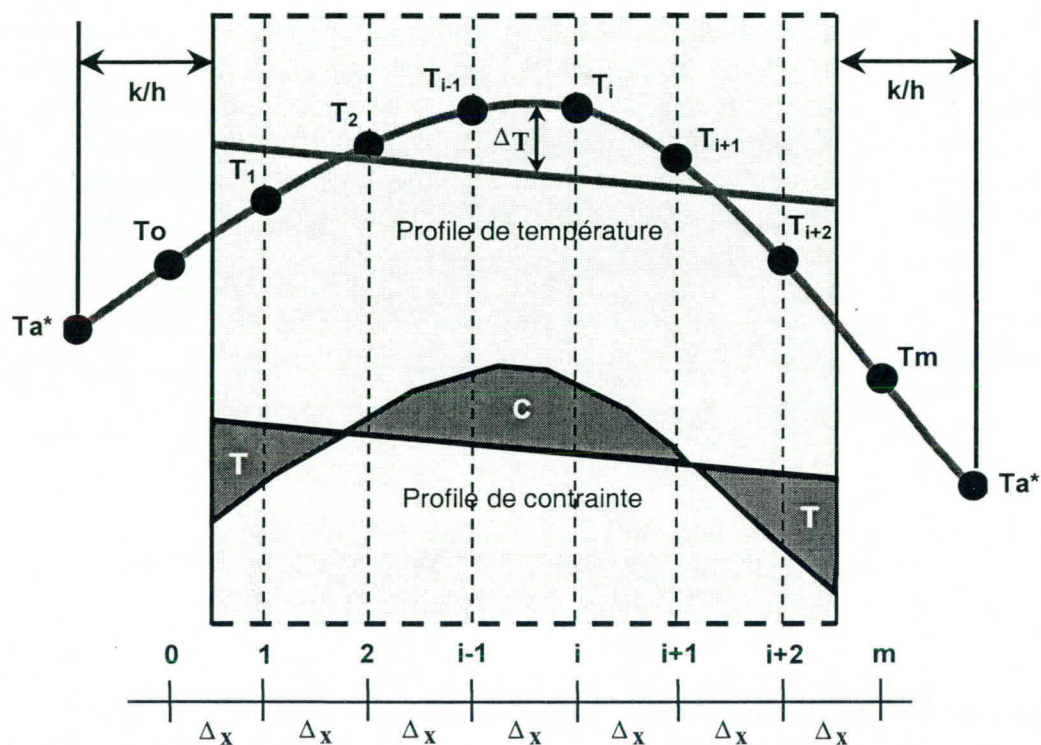


Figure 4 : Modèle 1D pour la distribution de température dans la section transversale du parapet

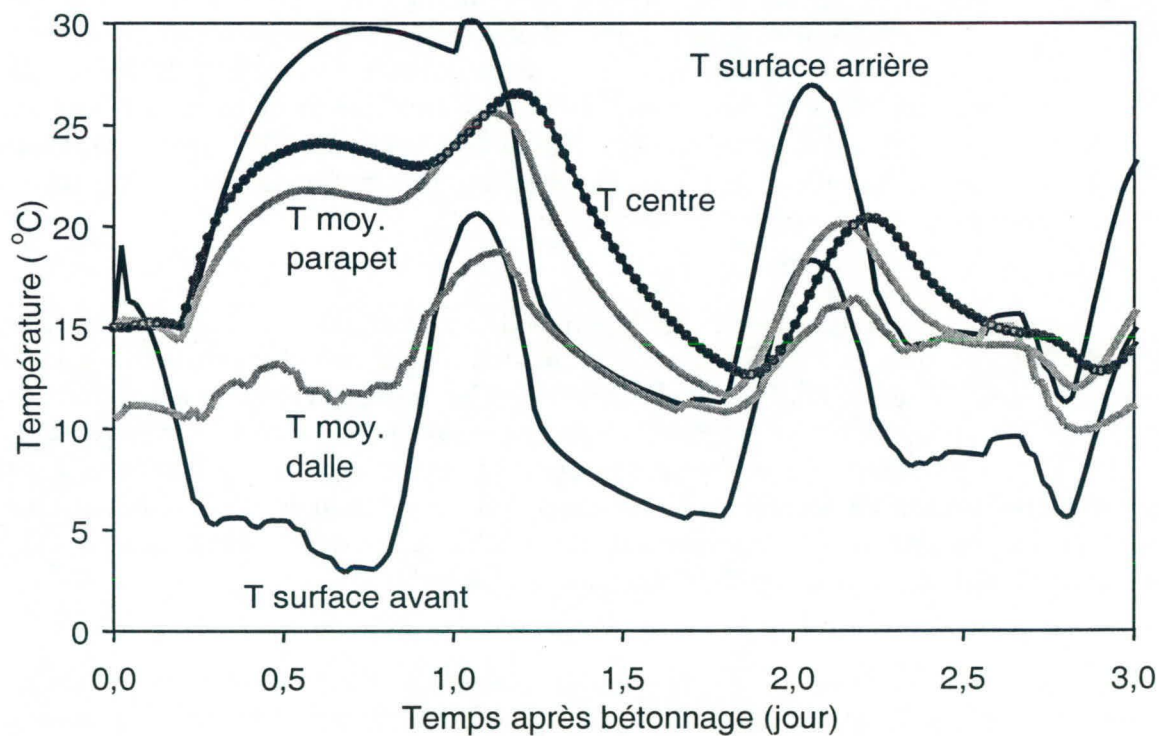


Figure 5 : Variations de température calculées dans le parapet de béton

La Figure 6 montre, entre autres, les déformations thermiques dues aux restraints internes et externes estimées dans le parapet. L'effet de l'important gradient thermique vers $t = 0,5$ jour est bien mis en évidence par les déformations significatives causées par la restrainte interne. L'effet du différentiel des températures moyennes entre le parapet et la dalle est illustré par la courbe des déformations causées par la restrainte externe. Ce différentiel a eu un effet bénéfique au début durant la montée de température (hydratation) du parapet qui s'est dilaté en produisant de la compression. Cependant, l'effet inverse s'est produit lors de son refroidissement rapide et a résulté en contractions néfastes dans la deuxième journée de vie du béton. Ce problème aurait pu être amoindri si un contenu en ciment inférieur ou un ciment à faible chaleur d'hydratation avait été utilisé et si les coffrages n'avaient pas été enlevés aussi tôt.

Retrait

Retrait plastique

Le retrait plastique est produit par l'évaporation rapide de l'eau de ressuage sur les surfaces exposées à l'air ambiant. Ce type de retrait a été négligé puisque qu'il apparaît normalement avant la prise finale du béton, ne causant pas de déformations significatives.

Retrait endogène

Le retrait endogène, qui est causé par la réduction uniforme de l'humidité dans les pores pendant la réaction d'hydratation du ciment, est non négligeable pour les bétons de rapports eau-ciment inférieurs à 0,4 (Tazawa et Miyazawa 1993). Le modèle empirique proposé par Tazawa and Miyazawa (1997) a été utilisé pour estimer le retrait endogène dans le parapet. Ce modèle – applicable aux bétons de rapports eau-ciment entre 0,2 et 0,5 – tient compte du rapport eau-ciment, du type de ciment utilisé, de la maturité et de la présence d'adjuvants dans le béton.

La Figure 6 présente les déformations dues au retrait endogène calculées à partir du moment correspondant à la prise du béton ($t = 0,5$ jour). Des valeurs de $62 \mu\epsilon$ à 1,5 jour et $90 \mu\epsilon$ à 3 jours – comparables à la capacité de déformation du béton – ont été estimées. Dans ce cas-ci, un béton ayant un rapport eau-ciment plus élevé ou une plus faible quantité de ciment aurait pu être utilisé pour éviter cet important retrait endogène.

Retrait de séchage

Contrairement au retrait endogène, le retrait de séchage, qui est causé par le séchage non uniforme du béton après décoffrage, est moins important pour les bétons de faibles rapports eau-ciment. Le retrait de séchage a été calculé en utilisant les équations empiriques du code de calcul CEB (1993b), donnant un estimé du retrait de séchage moyen dans la section transversale.

La Figure 6 montre les déformations dues au retrait de séchage calculées à partir du moment correspondant au décoffrage ($t = 1$ jour). Pour le béton considéré, le retrait de séchage est presque négligeable dans les premiers jours. Ce faible retrait de séchage était dû à un béton de bonne qualité initiale et à une humidité ambiante élevée ($> 80 \%$).

Relaxation

La relaxation du béton en tension peut être bénéfique dans certains cas, puisqu'elle peut réduire les contraintes de tension causées par les restraints internes et externes (Saucier et al. 1997). Étant donné le manque d'équations pour décrire le comportement viscoélastique en tension du béton, les équations originalement développées pour prédire la relaxation du béton en compression ont été utilisées, tel que permis par le code CEB (1993b).

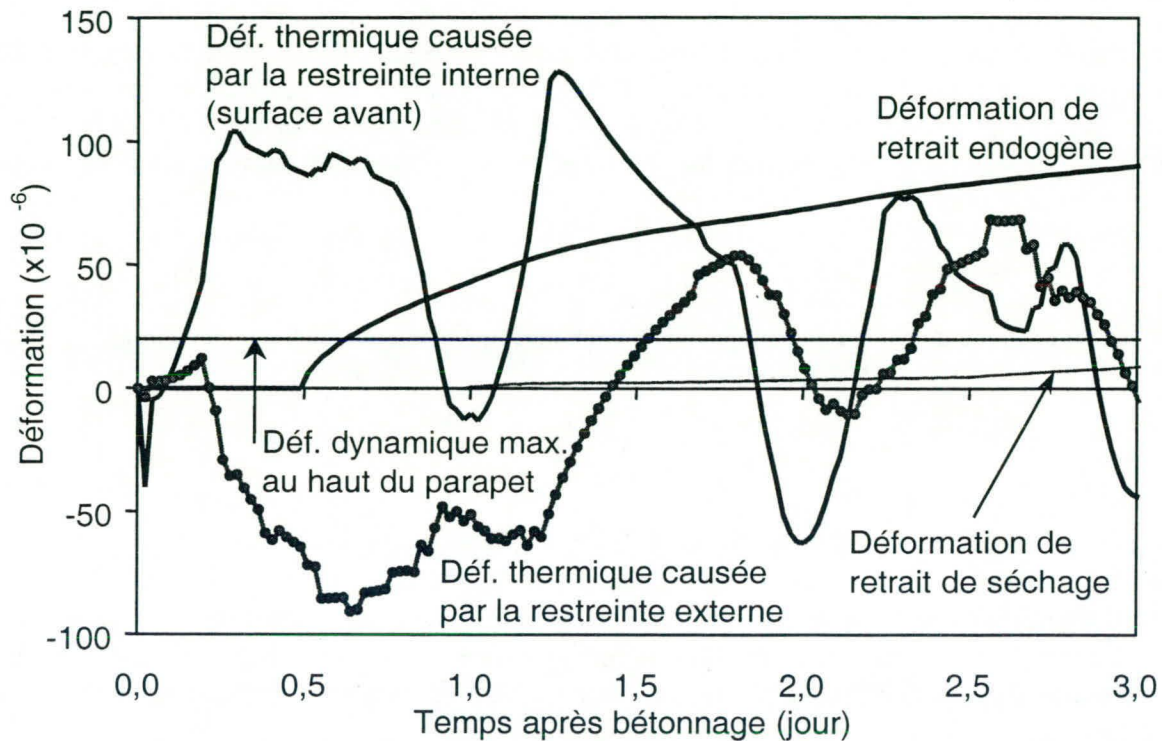


Figure 6 : Estimation des déformations maximales dans le parapet de béton

Dans le parapet à l'étude, des déformations provenant de différentes sources étaient imposées de façon graduelle, résultant en contraintes via le mécanisme de relaxation. La fonction de relaxation suivante a été utilisée (CEB 1993a) :

$$[5] \quad R(t, \tau) = E(\tau) \left[1 - \frac{\phi(t, \tau)}{E / E(\tau) + \chi(\tau) \cdot \phi(t, \tau)} \right]$$

où $R(t, \tau)$ équivaut à la contrainte produite au temps t par une déformation unitaire constante appliquée au temps τ , $\phi(t, \tau)$ est le coefficient de fluage au temps t pour une charge appliquée au temps τ , $E(\tau)$ est le module d'élasticité du béton au temps τ , E est le module d'élasticité du béton à 28 jours, et $\chi(\tau) = 0,8$ est le coefficient de vieillissement du béton. Quelques courbes de fonctions de relaxation sont illustrées à la Figure 2 pour les temps $\tau = 0,5 ; 1,0 ; 1,5 ; 2,0$ et $2,5$.

MODÉLISATION STRUCTURALE DE LA CONTRAINTE TOTALE

Les effets des différents facteurs et leurs déformations, responsables de la fissuration prématurée observée des parapets au pont Vachon, ont été intégrés dans un modèle structural global afin de prédire l'évolution avec le temps de la contrainte totale dans le béton du parapet.

Le modèle structural repose sur l'équation différentielle suivante pour le calcul de la contrainte σ au temps t causée par une déformation empêchée ε_R (équ. [1]) appliquée au temps τ :

$$[6] \quad \sigma(t, \tau) = \int_{\tau}^t R(t, \tau) d\varepsilon_R(\tau)$$

La solution de l'équation [6] a été obtenue en utilisant un algorithme incrémental avec des incréments de temps de 0,02 jour. Le principe de superposition des contraintes a été utilisé pour (i) permettre l'addition des contraintes individuelles causées par les différentes sources et (ii) tenir compte de l'effet cumulatif de chaque nouvel incrément de déformation dans le temps sur la relaxation de la contrainte produite. La contrainte totale en fonction du temps a donc été calculée avec le modèle suivant :

$$[7] \begin{bmatrix} R_{i,i} & R_{i,i+1} & \cdots & R_{i,n} \\ R_{i+1,i} & R_{i+1,i+1} & \cdots & R_{i+1,n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ R_{n,i} & R_{n,i+1} & \cdots & R_{n,n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \varepsilon_{th,i} & \Delta \varepsilon_{th,i+1} & \cdots & \Delta \varepsilon_{th,n} \\ \Delta \varepsilon_{te,i} & \Delta \varepsilon_{te,i+1} & \cdots & \Delta \varepsilon_{te,n} \\ \Delta \varepsilon_{re,i} & \Delta \varepsilon_{re,i+1} & \cdots & \Delta \varepsilon_{re,n} \\ \Delta \varepsilon_{rs,i} & \Delta \varepsilon_{rs,i+1} & \cdots & \Delta \varepsilon_{rs,n} \\ \Delta \varepsilon_{d,i} & \Delta \varepsilon_{d,i+1} & \cdots & \Delta \varepsilon_{d,n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{T,i} \\ \sigma_{T,i+1} \\ \vdots \\ \sigma_{T,n} \end{bmatrix}$$

où l'indice i représente un incrément de 1 à n , R est la valeur de la fonction de relaxation, $\Delta \varepsilon_{th}$ est l'incrément de déformation thermique causée par la restrainte interne, $\Delta \varepsilon_{te}$ est l'incrément de déformation thermique causée par la restrainte externe, $\Delta \varepsilon_{re}$ est l'incrément de déformation de retrait endogène, $\Delta \varepsilon_{rs}$ est l'incrément de déformation de retrait de séchage, $\Delta \varepsilon_d$ est l'incrément de déformation dynamique causée par la circulation routière, et σ_T est la contrainte totale.

Détermination de la fissuration

Pour tenir compte de l'effet progressif de la fissuration sur le degré de restrainte en tension, la valeur de l'espacement moyen calculé entre les fissures a été utilisée à la place de la variable L dans l'équation [2]. Avant fissuration, la longueur L était initialement fixée à 34 m (distance entre les joints d'expansion). Ensuite, à chaque fois que la contrainte totale dépassait la résistance en tension du béton à l'endroit et au moment considérés, la distance L de l'incrément précédent était divisée par 2, simulant l'effet d'une nouvelle fissure sur la restrainte et la contrainte de tension résiduelle. Après formation de plusieurs fissures transversales, le modèle montre que l'espacement devient assez petit pour rendre négligeable les contraintes résiduelles dans le béton entre deux fissures.

Détermination de la contrainte totale

La Figure 7 présente la contrainte totale dans le béton calculée à la base, à mi-hauteur et au sommet de la surface avant du parapet durant les 3 jours qui ont suivi le bétonnage. Comme l'illustre la figure, la contrainte totale a d'abord été influencée d'une façon bénéfique par le réchauffement du parapet qui s'est dilaté lors de la réaction d'hydratation en produisant dans le parapet une contrainte maximale de compression d'environ 1 MPa à 1 jour. Six heures plus tard (à $t = 1,25$ jour), le béton du parapet s'est fissuré intensivement de la base au sommet, selon le modèle. Ce résultat concorde bien avec l'observation in-situ où des fissures transversales pleine hauteur ont été notées à 1,5 jour. D'après les calculs, cette fissuration serait principalement due à l'effet combiné des déformations thermiques causées par la restrainte externe (refroidissement du béton du parapet après la réaction d'hydratation) et par la restrainte interne, et de la déformation de retrait endogène. Pour sa part, le retrait de séchage semble ne pas avoir contribué significativement à la fissuration. Après fissuration, la courbe de la contrainte totale affiche surtout des valeurs de compression et est influencée principalement par la déformation thermique causée par la restrainte interne (effet de la température ambiante).

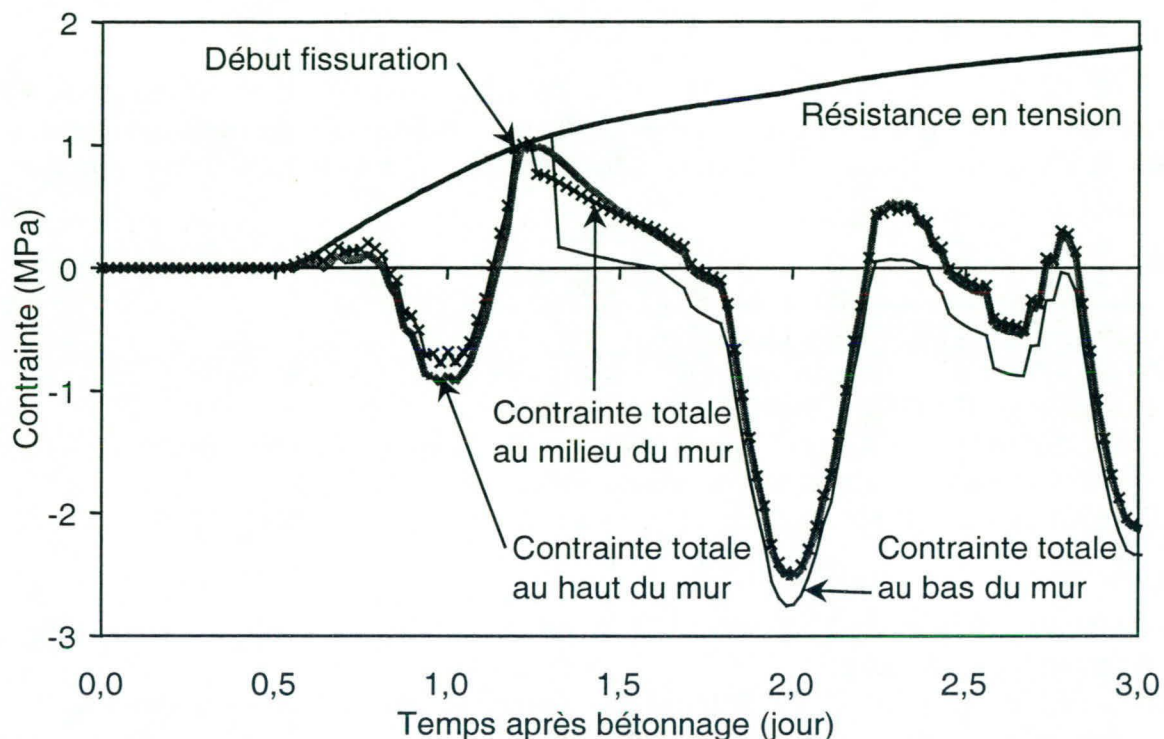


Figure 7 : Estimation des contraintes maximales à la surface avant du béton à mi-portée

CONCLUSIONS

L'utilisation de modèles analytiques et empiriques aidés de données expérimentales in-situ ont permis de confirmer et de mieux comprendre le problème de la fissuration prématurée observée au pont Vachon. Voici les principales conclusions :

- La contrainte thermique causée par (i) la chaleur d'hydratation du ciment et par (ii) les forts gradients de température a été identifiée comme le principal facteur responsable de la fissuration prématurée des parapets. Les causes possibles pourraient avoir été l'emploi d'un béton à teneur élevée en ciment, l'utilisation de coffrages ayant des propriétés thermiques différentes (bois sur un côté et acier sur l'autre) et l'enlèvement précoce des coffrages.
- Le retrait endogène semble aussi avoir contribué de façon significative au problème de fissuration. Un béton de rapport eau-ciment légèrement supérieur à celui utilisé aurait été préférable pour la construction des parapets au pont Vachon.
- Le retrait de séchage a été trouvé négligeable par rapport au retrait endogène durant les premiers jours. Ceci était dû au béton de bonne qualité initiale et à un taux élevé de l'humidité relative ambiante.
- Il est possible que la vibration causée par la circulation ait pu générer quelques fissures au centre des portées de parapet seulement quelques heures après la prise du béton, lorsqu'il était encore très vulnérable aux déformations. D'autres travaux de recherche sont nécessaires pour confirmer cette conclusion.
- Cette analyse confirme qu'un béton de résistance supérieure ne peut garantir à lui seul la durabilité de l'ouvrage. Ce potentiel d'amélioration de la durabilité d'un tel béton peut être utilisé seulement si les techniques de construction actuelles sont employées adéquatement.

REMERCIEMENTS

Le CNRC tient à remercier la contribution du Ministère des transports du Québec, propriétaire du pont, qui a permis l'accès au pont et offert une protection routière durant les essais. L'assistance technique de Rock Glazer et Ted Hoogeveen est grandement appréciée.

RÉFÉRENCES

- ACI 1995. Effect of restraint, volume change and reinforcement on cracking of mass concrete. Rapport ACI 207.2R-95, Détroit, 26 p.
- CEB 1985. Thermal effects in concrete structures. Bulletin d'information # 167. Comité Euro-International du Béton, Lausanne, 122 p.
- CEB 1993a. Structural Effects of Time-Dependent Behaviour of Concrete, Bulletin d'information # 215, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, 297 p.
- CEB 1993b. CEB-FIP Model Code 1990, Bulletin d'information No. 213/214, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, 437 p.
- Cusson, D. et Mailvaganam, N. 1999. Monitoring Techniques for Evaluation of Corrosion Inhibiting Systems in Reconstructed Concrete Bridge Barrier Walls, Concrete International, septembre (accepté).
- Lachemi, M. et Aïtcin, P.-C. 1997. Influence of ambient and fresh concrete temperature on the maximum temperature and thermal gradient in a high-performance concrete structure. ACI Materials Journal, **94**(2), mars-avril, 102-110.
- RILEM 1981. Properties of set concrete at early-ages – State of the art Report, Matériaux et Constructions, **14**(84), 399-450.
- Saucier, F., Claireaux, F., Cusson, D. et Pigeon, M. 1997. The challenge of numerical modelling of strains and stresses in concrete repairs. Cement and Concrete Research, **27**(8), 1261-1270.
- Tazawa, E. et Miyazawa, S. 1993. Autogenous shrinkage of concrete and its importance in concrete technology. Dans Creep and Shrinkage of Concrete, Édité par Bazant et Carol, RILEM, 159-168.
- Tazawa, E. et Miyazawa, S. 1997. Influence of curing conditions on autogenous shrinkage of concrete. International Conference on Engineering Materials, Ottawa, Vol. 1, 373-384.
- TRB 1996. Transverse cracking in newly constructed bridge decks. National Co-operative Highway Research Program Report 380, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington, 126 p.

Use of Ground Penetrating Radar for Estimating Deterioration Repair Quantities on Reinforced Concrete Bridge Decks

Christopher L. Barnes

MASc. Candidate

Jean-François Trottier

Associate Professor

Dalhousie University, DalTech
Department of Civil Engineering
Halifax, Nova Scotia

RÉSUMÉ:

Le département des Transports de la Nouvelle-Écosse en collaboration avec le groupe de recherche en essais non-destructifs de l'Université de Dalhousie en Nouvelle-Écosse, sont présentement dans la troisième année d'un programme de cinq ans ayant pour but d'évaluer l'utilisation de radar comme méthode de prédiction de détérioration des tabliers de ponts de béton recouverts d'enrobe bitumineux. Au cours de l'année 1998, une attention plus particulière a été portée à la comparaison d'essais conventionnels tels que l'essai de potentiel de corrosion ainsi que la méthode de sondage manuel avec les résultats obtenus avec la technique de radar. En 1998, un total de 9 structures ayant été sondées par radar ont été sélectionnées par le département des Transport pour être réparées. Une fois l'enrobe bitumineux enlevé, chacune des 9 structures a été sondée par essais de potentiel de corrosion et sondage manuel. Les résultats ont été ensuite comparés avec la prédiction obtenue de l'essai de radar.

Il a été conclu que la méthode de radar a démontré une précision et une variabilité des résultats comparables à celles obtenues à partir des méthodes conventionnelles. À une échelle de réseau, il a été démontré que l'utilisation du radar a mené à une estimation plus juste que celle obtenue à partir des inspection visuelles traditionnelles et que la différence entre les résultats obtenus à partir d'essais de sondage manuel et ceux du radar était négligeable.

Introduction

One of the most pressing problems facing bridge management is the lack of accuracy and the variability between traditional deck deterioration estimations and the actual quantities of repair work that is required on a given bridge. Deck deterioration is composed of surficial scaling and damage resulting from freezing and thawing cycles and corrosion induced delamination of the concrete cover from the top mat of reinforcement. Traditionally, bridge inspectors have estimated repair quantities for producing tenders using visual observation of cracks, efflorescence, and staining of the deck underside and curbs to formulate an judicious guess of the location and extent of the deck deterioration. Significant differences between the predicted and actual deterioration quantities can result because no measurement of the deterioration symptoms is employed in the visual estimate. An accurate method of quantifying the extent of deterioration in a deck would allow bridge management to make better decisions regarding repair methods and to spend the available repair budget more efficiently. Furthermore, improved control on the variability between predicted and actual repair quantities would tend to reduce the long-term unit price of repair work as contractors adapt to less instances of work shortfalls.

Ground Penetrating Radar (GPR) was selected over a number of potential nondestructive methods of detecting deterioration in bridge decks that included ultrasonic testing, infrared thermography, and impact echo testing. Of particular significance was the ability to use GPR at traffic speeds and its effectiveness through asphalt pavement layers. The Penetradar Integrated Radar Inspection System (IRIS), shown in Figure 1, was selected by Dalhousie University in 1996 based on the findings reported in by Alongi et al (1993) where the accuracy of estimated was found to be 11.2 percent of the actual repair quantities. The system uses an air-coupled horn antenna with a center frequency of approximately 1 GHz and collects radar waveforms at



100 Hz.

Figure 1 - Penetradar IRIS GPR mounted to research van

A research program was designed to evaluate the effectiveness of using the GPR system for preparing repair estimates by comparing the location and extent of predicted deterioration to actual deterioration found using the conventional chain drag and half-cell potential survey methods. Seventy-two bridge decks were surveyed using the GPR system from 1996 to 1999. The data were analyzed manually to detect excessive signal attenuation and excessive reflectivity at the asphalt/concrete interface as indicators of probable deterioration. Of these bridges, chain drag and half-cell potential surveys were conducted on nine structures that were selected for repair. Results from these two ground-truth surveys were compared quantitatively and spatially to the predicted deteriorations to assess the accuracy and variability of the GPR estimates.

Background

GPR is used to collect information from a bridge deck by recording the reflections of a single energy pulse from the interfaces of the different material layers and the reinforcement within the deck over time. The magnitude and phase of interfacial reflections are governed by the ratio of the relative dielectric constant of each material. The relative dielectric constant is the

ratio of the dielectric permittivity of the material to the dielectric permittivity of free space, but is essentially inversely related to the squared velocity of the transmitted energy through the material. Knowing the relative dielectric constant of the previous material, ϵ_{m-1} , and the magnitude of the transmitted energy, E_i , the relative dielectric constant can be computed for a given layer, ϵ_m , by measuring the amplitude of the interfacial reflection, E_r , as follows:

$$\epsilon_m = \left[\frac{(E_i - E_r)\sqrt{\epsilon_{m-1}}}{E_r + E_i} \right]^2 \quad [1]$$

The proportion of incident energy that is reflected from an interface, R , and transmitted through an interface, T , are related to the relative impedance of the materials and are given by Bungey and Millard (1993) as follows:

$$R = \frac{z_{r2} - z_{r1}}{z_{r2} + z_{r1}} = \frac{\sqrt{\epsilon_{r1}} - \sqrt{\epsilon_{r2}}}{\sqrt{\epsilon_{r1}} + \sqrt{\epsilon_{r2}}} \quad [2]$$

$$T = \frac{2z_{r2}}{z_{r1} + z_{r2}} = \frac{2\sqrt{\epsilon_{r1}}}{\sqrt{\epsilon_{r2}} + \sqrt{\epsilon_{r1}}} = 1 - R \quad [3]$$

A slab-on-girder bridge deck is simplified to a four-layer system of air, asphalt, concrete, and air that results in three distinctive interfacial reflections. Reflections also occur from the top and bottom grids of steel reinforcement which tend to reflect a portion of the energy transmitted through the slab. A typical waveform constructed of these basic reflections is shown in Figure 2 below. Waveforms obtained from areas of concrete that are in sound condition exhibit strong and well-developed reflections.

Shaw and Xu (1998) refer to what they call the "humidity paradox" in describing the role of water in the life of concrete after it has been placed. Moisture is necessary to develop strength, to establish a proper hardened air void system in the concrete, to prevent plastic and drying shrinkage cracking in its early stages, and is essential for basically ensuring the highest quality of the concrete when it is placed. On the other hand, water is known to be the prime factor in most of the physical and chemical processes that cause deterioration of concrete after its initial curing.

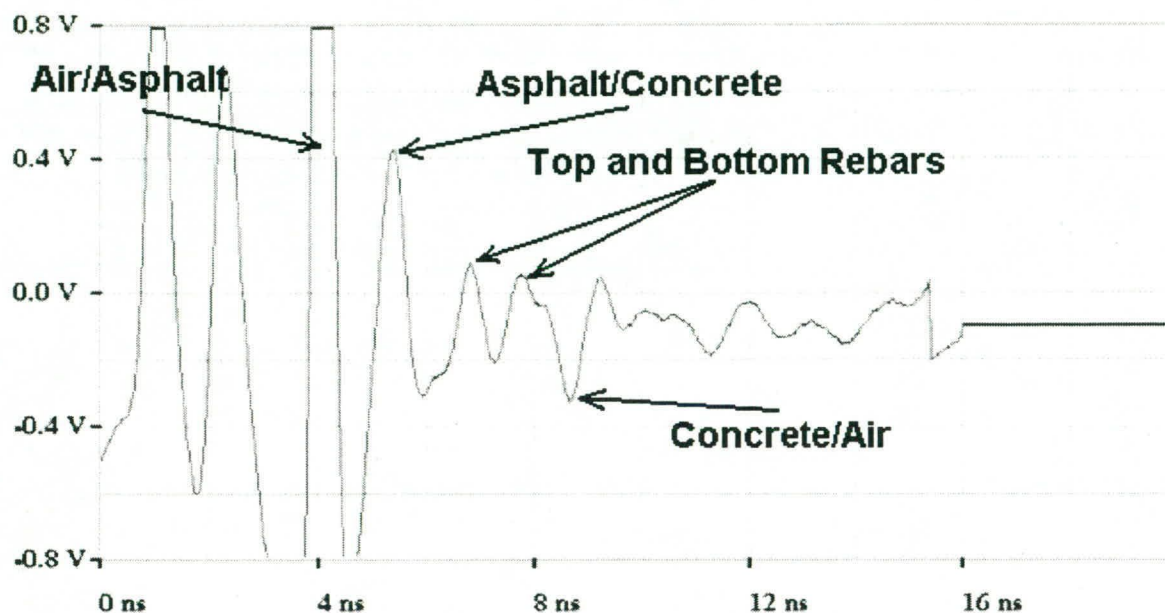


Figure 2 - Typical GPR waveform reflection from a bridge deck

Delaminations are the result of internal stresses resulting from the expansive products of reinforcement corrosion. Corrosion is the result of carbonation, moisture and chloride ion ingress to the reinforcement through micro and macro-cracks in the concrete cover. According to Neville and Brooks (1987) concrete carbonation and the chloride ions in solution destroy the normally alkaline environment in which a passive oxide layer exists. This passive layer normally protects steel reinforcement from further oxidation. Furthermore, the chloride ions cause anodic and cathodic areas to form on the reinforcement resulting in oxidation of the steel at the anode and a transfer of electrons at the cathode forming hydroxyl cations. As ferric oxide forms, there is a net increase in volume, increasing internal stresses that lead to debonding of the concrete cover from the reinforcement layer.

Alongi et al. (1993) reported that an interactive effect between excess moisture and chloride content in the deck significantly attenuated the amplitude of the interfacial and reinforcement reflections in the radar waveform. This effect was found to be the best characteristic in the data for detecting probable delaminations because of the relationship between excess moisture and chloride and the reinforcement corrosion process. Maser (1989), (1990) found a strong correlation between high values of the relative dielectric constant of concrete and the existence of deck delaminations. Higher relative moisture contents of the near-surface concrete will result in a higher relative dielectric constant and hence a larger reflection from the asphalt/concrete interface. These phenomena can both be observed in Figure 3 that shows a gray-scale intensity plot of a series of waveforms along the length of a bridge deck. Lighter intensity represents more positive voltage while darker intensity represents more negative voltage. Time is shown in nanoseconds along the ordinate axis while distance in meters is shown as the abscissae. Areas underscored in yellow demonstrate excessive signal attenuation

and also relatively larger reflections from the asphalt/concrete interface, approximately located at 5.1 ns. Steel joints can be observed in Figure 3 at the 22.7, 40.8, and 58.8 meter locations.

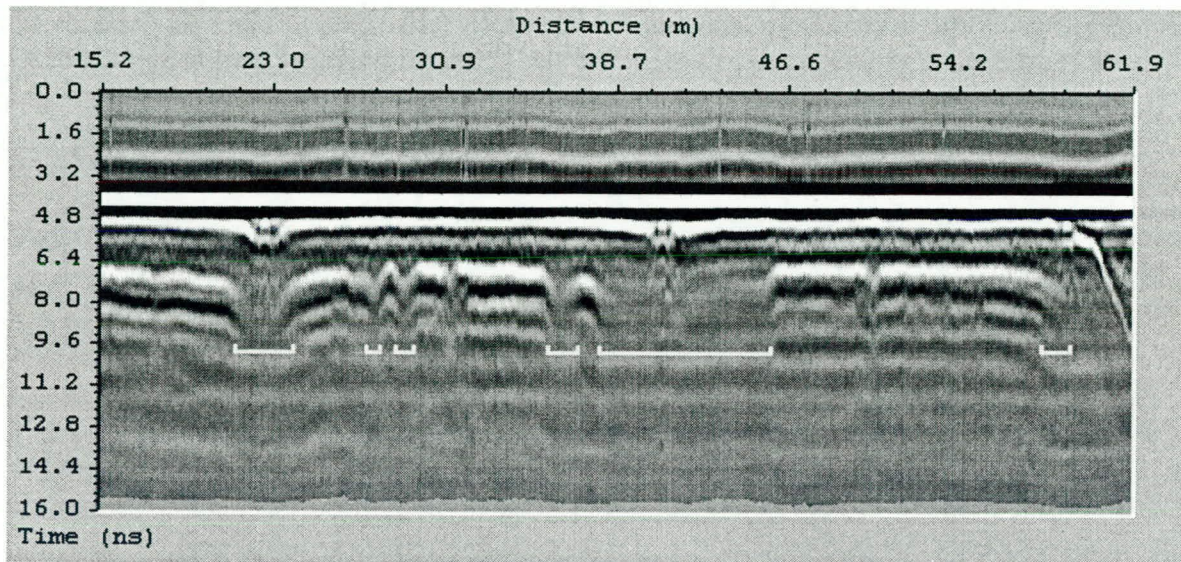


Figure 3 - Grey-scale intensity plot of GPR data indicating areas of signal attenuation and high concrete relative dielectric constant

Data Collection and Interpretation

Each bridge was surveyed at traffic speed using the Penetradar IRIS GPR system in longitudinal strips of data collected along the deck length. Each strip was subdivided into unit prediction areas of 0.75-meter width by 0.25-meter length. The waveforms within each strip of data were evaluated visually for excessive attenuation and reflectivity due to high concrete relative dielectric constant by comparing reflection amplitudes within each waveform to the average reflection amplitudes observed in the data that corresponded to sound concrete. Significant deviations from the normal shape and amplitudes of the “sound concrete” waveform were flagged as probable deteriorations. The results of this manual GPR data processing were transferred to a scaled plan map of the deck surface and quantified to produce a deterioration estimate.

Prior to repairing the actual deterioration, each bridge was subjected to a chain drag and a half-cell potential survey. The chain drag survey consists simply of dragging a six foot length of $\frac{3}{4}$ ” steel chain across the exposed concrete deck surface and listening for the hollow sounds that result from delaminated concrete. Areas of delamination are delineated using spray paint and are further grouped into parallelograms for simplicity of repair. The resulting areas were sketched using 0.05-meter precision onto gridded and scaled plan maps of the deck surface. The half-cell potential survey consists of measuring the potential between the top reinforcement grid and the deck surface by applying a copper-copper sulfate electrode to pre-wetted test points on the exposed concrete deck surface. The electrode is connected to a voltmeter that is in turn

grounded to a piece of exposed reinforcement. Voltages that are more negative than -0.35 volts are interpreted to represent a 90% probability of active corrosion at that test location. Test points were recorded at 0.05 meters from each joint and at 1-meter longitudinal intervals along each deck span, using 0.5-meter transverse spacing. Contours were generated using the test data and the -0.36 volt contour line was superimposed with the chain drag results onto the scaled plan maps of the deck surface showing the GPR predictions.

Results

Statistics were generated to compare the predicted deterioration quantity to the ground-truth and actual repair quantities and to compare the spatial correlation of the predicted to ground-truth locations, with respect to each method. Actual repair quantities were based on the chain drag survey results, but were slightly larger because workers sometimes find that the reinforcement corrosion will extend outside of the designated repair areas. Agreement was established between a predicted deterioration location and an actual deterioration if a minimum of 1/3 of the unit prediction area contained actual deterioration. Four scenarios resulted from these predictions: confirmation or disproof of a predicted deterioration or sound deck area. By counting the occurrences of these scenarios, statistics were generated to describe the spatial correlation of the predicted deterioration to the ground-truth observation. Table 1 lists the accuracy and false alarm rates of the GPR predictions for the nine bridges observed in this research.

Table 1 - Network level spatial correlation of GPR results to ground-truth results

Network Level Spatial Correlation of GPR Results to Ground-Truth Results	Relative to Chain Drag Results	Relative to Half-cell Results
Total Predicted Locations	20799	12056
Total Deterioration/True	5065	2254
Total Deterioration/False	2588	939
Total Sound/True	9574	7393
Total Sound/False	3572	1470
Overall % Correct Deterioration Predictions	66.2%	70.6%
Overall % Correct Sound Predictions	72.8%	83.4%
Overall % Total Correct Predictions	70.4%	80.0%
Overall % Total Incorrect Predictions	29.6%	20.0%
Overall Prob. of correctly detecting deterioration	58.6%	60.5%
Overall Prob. of correctly detecting sound concrete	78.7%	88.7%
Overall False alarm rate of detecting deterioration	21.3%	11.3%
Overall False alarm rate of detecting sound concrete	41.4%	39.5%

It was observed that GPR could be used to correctly predict 66.2% and 70.6% of the observed deterioration as found using the chain drag and half-cell potential surveys, respectively.

The locations of sound concrete were correctly predicted using GPR 72.8% and 83.4% of the time, compared to the results of the chain drag and half-cell potential surveys, respectively. The probability of correctly predicting a deteriorated unit area was 58.6% and 60.5% relative to the chain drag and half-cell potential surveys, respectively. These margins of error are due in part to differences in the symptoms each test is identifying. GPR was used to detect excess moisture and chloride, which represents phases of the entire deck deterioration process that are not observable using the chain drag and half-cell potential surveys. In general, there was good correlation observed between the GPR-predicted deterioration locations and those found using the ground-truth methods.

On a network level, the deterioration estimates resulted in very good accuracy with respect to the ground-truth and actual deterioration quantities as shown in Table 2.

Table 2 - Comparison of GPR predicted deterioration quantities to ground-truth and actual repair quantities as percentages of the deck surface area

Comparison	Average (%)	Standard Deviation (%)	Upper 95% Confidence Limit (%)	Lower 95% Confidence Limit (%)
Chain Drag - Manual GPR	-1.7%	8.6%	4.8%	-8.1%
Half-cell - Manual GPR	-2.2%	8.5%	5.6%	-7.3%
Actual Repair - Manual GPR	1.5%	9.0%	8.3%	-4.6%
Chain- Visual Estimation	3.0%	14.9%	16.6%	-10.7%

GPR was used to predict the actual removal quantities with the most accuracy and least variability at a 95% confidence level, with an average underestimate of 1.5% 6.7% of the deck surface area. It is also observed that these results indicate an improvement in accuracy and variability from traditional visual estimation where an underestimate of 3.0% 13.6% of the deck area was observed at 95% confidence.

Conclusions

From this research it has been shown that GPR presents a viable option for bridge management by estimating deterioration repair quantities with improved accuracy and less variability than traditional visual estimation methods. This nondestructive technique offers valuable information to bridge management enabling efficient spending and decision-making regarding the nature and timing of deck repairs with the added savings from lack of traffic control and reductions in long-term prices of repair work.

References

Alongi, A.J., Clemeña, G.G., and Cady, P.D., Condition Evaluation of Concrete Bridges Relative to Reinforcement Corrosion, Volume 3: Method of Evaluating the Condition of Asphalt-Covered Decks. Strategic Highways Research Program, Report SHRP-S-325, National Research Council, Washington DC, 1993

Bungey, J.H., and Millard, S.G., Radar Inspection of Structures. Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs, vol. 99, May, 1993, pp. 173-186

Neville, A.M., and Brooks, J. J., Concrete Technology. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1987, pp. 275-278

Shaw, P., and Xu, A., Assessment of the Deterioration of Concrete in NPP – Causes, Effects and Investigative Methods, /www.ndt.net/article/0298/shaw/shaw.htm, February, 1998

Maser, K.R., New Technology for Bridge Deck Assessment, Phase II Report. Report No. FHWA-NETC-90-01, Massachusetts Institute of Technology, Center for Transportation Studies, Federal Highways Administration, McLean, VA., 1990

Maser, K.R., New Technology for Bridge Deck Assessment, Phase I Report. Report No. FHWA-NETC-89-01, Massachusetts Institute of Technology, Center for Transportation Studies, Federal Highways Administration, McLean, VA., 1989

TECHNIQUES D'AUSCULTATION DÉDIÉES À LA PRÉVENTION DE CHUTE DE MORCEAUX DE BÉTON

Simon Grenier, ing.
Laboratoire
Ville de Montréal

Gérald R. Pelletier, ing.
Laboratoire
Ville de Montréal

Jamal Rhazi, D. Sc. A.
Département de génie civil
Université de Sherbrooke

RÉSUMÉ : Le détachement de morceaux de béton est un problème observé sur les structures et peut compromettre la sécurité des usagers. Afin de déterminer les techniques d'auscultation les plus prometteuses pour localiser les zones de béton altérées, une étude comparative des techniques d'auscultation des structures a été menée par la Ville de Montréal dans le cadre du programme Travaux d'infrastructures Canada-Québec – volet 2.3. Quatre techniques ont été retenues pour répondre à la problématique : le géoradar, le marteau instrumenté, la microsismique et la thermographie infrarouge. La comparaison des résultats obtenus à l'aide de ces techniques avec ceux obtenus par des méthodes traditionnelles indique que la thermographie infrarouge semble être l'une des techniques les plus prometteuses.

INTRODUCTION

La Ville de Montréal qui gère 280 structures généralement construites en béton de ciment, fait face à un réseau vieillissant. En effet, une grande partie des structures ont été construites durant les années cinquante et soixante et nécessitent donc de plus en plus de travaux d'entretien et de réparation.

L'une des problématiques particulières à la Ville consiste à intervenir de manière préventive pour provoquer la chute de morceaux de béton instables sur les structures. En moyenne, le Service des travaux publics doit intervenir sur plus d'une dizaine de structures chaque année pour provoquer la chute de fragments de béton instables menaçant la sécurité des automobilistes, des cyclistes ou des piétons.

La Ville de Montréal souhaite rendre systématique la détection précoce des zones de béton susceptibles de se détacher des structures. C'est la raison pour laquelle la Ville a initié un projet d'évaluation et de validation de nouvelles techniques d'auscultation non destructives des structures et ce, dans le cadre du programme Travaux d'infrastructures Canada-Québec – volet 2.3 géré par le ministère de Affaires municipales.

L'identification des techniques a été obtenue par un appel d'offres sur invitation. Chaque proposition soumise a fait l'objet d'une évaluation technique et financière. Finalement quatre propositions ont été retenues compte tenu, en particulier, de leur aspect innovateur.

Suite aux travaux d'auscultation réalisés par les firmes mandatées, la Ville réalise présentement une comparaison des résultats de ces nouvelles techniques avec ceux des techniques traditionnelles comme le relevé de potentiel, le relevé des défauts de surface, le sondage au marteau et le carottage. Les relevés d'auscultation ont été réalisés sur quatre structures selon un pas de mesure de un mètre. Ces structures sont : (1) le tunnel Berri, (2) le mur de soutènement Berri côté Nord, tous deux construits en 1959, (3) le viaduc Bonaventure construit en 1966 et

dont la dalle en surface a fait l'objet d'une réfection en 1988, ainsi que (4) le chevêtre n° 22 du Bonaventure qui a fait l'objet d'une réparation par béton projeté en 1987.

PRÉSENTATION DES TECHNIQUES

La première technique retenue est le **géoradar** avec une antenne SIR-10 de GSSI couplée au sol et d'une fréquence de 1 GHz. Cette technique a été proposée par la **firme Dessau avec comme sous-traitant Géophysique GPR International**. Quoique l'usage du radar ne soit pas nouveau en génie civil, l'intérêt de la technique repose sur la quantification de l'atténuation des ondes électromagnétiques. L'approche proposée par le consultant pour le traitement des données est la détermination de la distribution spatiale de la concentration d'ions chlorures au sein du béton. Sa pertinence réside dans le fait que la présence excessive d'ions chlorures dans le béton armé favorise la corrosion de l'armature et donc la naissance et le développement de la délamination pouvant engendrer la chute de fragments. La présence des ions chlorure augmente la conductivité électrique du béton. L'augmentation de la conductivité électrique est détectable par le radar car elle se traduit par une atténuation de l'intensité des relevés.

La seconde technique retenue est l'**essai acoustique** qui consiste en un marteau instrumenté d'un capteur de force. Cette technique est proposée par la **firme Géniplus avec comme sous-traitant Géophysique GPR International**. L'utilisation de cette technique pour la détection de la délamination dans le béton constitue l'originalité de la proposition. La technique repose sur l'interaction marteau-béton et sur la capacité de cette interaction à détecter les faiblesses dans le béton. En effet, le signal recueilli par le capteur de force a la forme d'une cloche. La largeur de cette cloche renseigne sur la rigidité locale au point d'impact (plus la largeur est importante, plus mauvaise est la qualité du béton). La quantification de cette largeur est effectuée à l'aide d'un paramètre mesurable sur les signaux appelé le temps de montée. Les faibles valeurs du temps de montée correspondent au béton de bonne qualité. Notons que le consultant a aussi proposé de mesurer à l'aide d'un géophone le temps de montée de l'onde générée par l'impact du marteau.

La troisième technique retenue est la **microsismique**. Cette technique est proposée par la **firme Soprin ADS avec comme sous-traitant Géophysique GPR International**. L'approche consiste à mesurer la vitesse de propagation moyenne des ondes acoustiques de compression afin d'évaluer la qualité du béton. Les variations de vitesse de propagation permettent de détecter la présence de matériaux de qualité variable. La mesure de la vitesse de propagation est effectuée à l'aide d'une série de six géophones distants de 500 mm et alignés, soit sur une structure métallique spécialement développée par le sous-traitant pour les surfaces de roulement ou soit sur un support modifié en bois pour les surfaces verticales et l'intrados. L'émission des ondes est réalisée grâce à l'impact d'un marteau manuel des deux côtés de la ligne de mesure.

La dernière technique retenue est la **thermographie infrarouge** proposée par la **firme Soprin ADS**. L'originalité de ce projet réside dans l'utilisation d'un jet d'eau chaude comme source thermique pour la mise en évidence des défauts localisés tout particulièrement dans les zones à l'ombre. La thermographie infrarouge appliquée au béton, qui est un matériau de faible conductivité thermique, permet de détecter les différences de températures entre une zone saine et une zone détériorée ayant été excitée par une source de chaleur. La précision des équipements de détection infrarouge utilisés est de 0,1 °C.

RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

Géoradar – quantification de l'atténuation de l'onde électromagnétique

En raison de certains problèmes techniques pour déterminer la conductivité du béton, la quantification de l'atténuation du signal a été calculée en décibels par le ratio de l'amplitude de l'énergie réfléchie à une profondeur donnée sur l'amplitude maximale de l'onde émise. Les résultats de l'atténuation à différentes profondeurs sont présentés par des plans isocontours. Plusieurs facteurs affectent l'onde réfléchie à une profondeur donnée dont par exemple la présence de barres d'armature.

L'interprétation des résultats, pour identifier les zones pouvant présenter des concentrations élevées en ions chlorures ou des délaminations, est délicate ; il faut comparer manuellement des courbes isocontours à différentes profondeurs. De plus, l'interprétation des résultats semble relativement difficile en raison de l'absence de repères objectifs sur les niveaux d'atténuation correspondant à un béton sain et à un béton à forte concentration en ions chlorures. Finalement, la méthode du géoradar montre de façon générale une certaine difficulté à identifier les régions délaminées.

Plusieurs développements, entre autres des outils de traitement, devront être effectués pour faciliter l'analyse de l'atténuation des ondes électromagnétiques.

Marteau instrumenté – mesure du temps de montée

Les résultats ponctuels obtenus à l'aide de la technique indique une certaine discordance avec les résultats obtenus par l'essai classique du sondage au marteau ou les carottes de validation prélevées. En effet, on a remarqué que dans plusieurs cas, le temps de montée est faible même s'il y a présence de délamination au point d'essai et que dans d'autres cas, c'est le contraire qui se produit, on obtient des temps de montée plus élevés alors qu'il n'y a pas de défauts de surface. En définitive, les valeurs du temps de montée ne sont pas consistantes. L'essai apparaît être sensible à la présence des granulats de surface.

Microsismique – mesure de la vitesse de l'onde de compression

Les résultats fournis par la technique sont des vitesses moyennes de l'onde de compression sur une distance de parcourt d'environ deux mètres (entre cinq géophones) qui sont influencées par l'état du milieu. On remarque que la technique a une certaine aptitude à localiser les macrodéfauts sur les surfaces de béton. En raison des surfaces à ausculter qui pouvaient être verticales (structure 2) ou étaient accessibles par l'intrados (structure 1), le système porteur des capteurs a été modifié. Toutefois, une difficulté occasionnelle était d'assurer un bon couplage des capteurs avec la surface.

L'analyse préliminaire des résultats (structures 1 et 2) nous indique que la technique a permis de localiser des zones détériorées que l'inspection visuelle n'avait pas identifiées. Toutefois, la comparaison des résultats avec les relevés classiques au marteau donne des résultats qui peuvent s'avérer moins satisfaisants. En ce sens, la technique pourrait être envisagée dans le cadre de relevés préliminaires.

Thermographie infrarouge – utilisation d'un jet d'eau chaude

Les résultats rendus par la technique sont présentés sous la forme de thermogramme où les températures de surface sont identifiées par une échelle de couleurs. Les écarts relatifs de températures permettent de localiser les macrodéfauts. De manière générale, la technique relève des zones affectées par la délamination qui s'apparentent fortement de celles identifiées par le sondage au marteau. Toutefois, la localisation précise de défauts est problématique à l'aide des thermogrammes en raison de l'absence de repères thermiques sur la structure.

Plusieurs facteurs doivent être pris en compte lors de l'utilisation de l'eau chaude comme source thermique. D'une part, il faut considérer la température de l'eau ; dans le cadre du projet, une différence de 5 à 10 °C de l'eau avec la surface (température à la surface d'environ 12 °C) a été suffisante pour réchauffer rapidement le béton. D'autre part, le temps d'arrosage est important pour obtenir un apport d'énergie uniforme sur la surface.

CONCLUSION

Le projet présenté s'est consacrée à mettre à l'essai et à évaluer quatre techniques d'auscultation non destructives pouvant être utilisées pour la localisation sur les structures des zones dégradées susceptibles d'entraîner la chute de fragments de béton.

Les conclusions émises sont préliminaires compte tenu du fait que l'analyse des rapports présentés par les différents intervenants n'est pas encore terminée. Il n'est donc pas raisonnable de tirer des conclusions définitives et fondées à ce stade de l'étude. Toutefois, certaines techniques paraissent être d'ores et déjà plus appropriées pour la localisation des zones délaminées : il s'agit de la thermographie infrarouge qui a démontré une certaine rapidité d'exécution et qui semble donner des résultats encourageants. Néanmoins certaines améliorations devraient être apportées à la technique pour faciliter l'exploitation des résultats. La technique microsismique présente également un certain potentiel mais qui semble être plus limité en raison de la méthode de relevé et du traitement des données.

Dans le cas des autres techniques, qu'il s'agisse du géoradar ou du marteau instrumenté, une analyse plus poussée devra être entreprise pour mieux comprendre les facteurs qui affectent la fiabilité des résultats.

Le rapport de l'étude comparative des techniques d'auscultation des structures réalisé par la Ville de Montréal devrait être terminé au courant de l'été 1999.

Les auteurs désirent remercier les firmes de consultants impliquées dans ce projet ainsi que tous les autres participants, dont particulièrement ceux du Comité "aviseur", qui ont contribué grandement, jusqu'à maintenant, à cette étude.

CONSTRUCTION DE DALLES DE PONT EN BHP AVEC FIBRES D'ACIER

Anne Bélanger
Étudiante à la maîtrise

Bruno Massicotte
Professeur titulaire

Département des génies civil, géologique et des mines
École Polytechnique de Montréal
Montréal (Québec) H3C 3A7

RÉSUMÉ : Deux dalles de pont en béton haute performance avec fibres d'acier (BHPFA) ont été construites en novembre 1998: une première pour le pont des Cascades à St-Jérôme et une seconde pour le pont de la rivière Maskinongé sur la route 138. Le béton utilisé dans les deux cas est un BHPFA ayant une résistance nominale de 50 MPa et contenant 80 kg/m³ de fibres d'acier. Le but du projet est d'étudier le rôle des fibres d'acier sur la durabilité du béton.

L'article présente les deux projets et relate les succès obtenus de même que les problèmes rencontrés lors de la construction de ces deux ponts. Les précautions et efforts devant être pris avant la coulée de la dalle sont mis en évidence. Les mesures sur le béton frais rattachées à l'utilisation des fibres sont décrites.

INTRODUCTION

En 1996, le ministère des Transports du Québec a initié un projet de recherche mené par l'École Polytechnique de Montréal dans lequel le rôle que jouent les fibres d'acier sur la durabilité du béton des dalles de tablier est étudié. Dans le cadre de ce projet, deux dalles de pont en béton haute performance avec fibres d'acier ont été construites à l'automne 1998. L'objectif de ces constructions était de s'assurer de la faisabilité de la mise en place de bétons à haut dosage en fibres d'acier dans des conditions industrielles. Un béton haute performance fibré (BHPFA) a donc été utilisé pour la dalle du pont des Cascades à St-Jérôme ainsi que pour la partie centrale de la dalle du nouveau pont de la rivière Maskinongé sur la route 138, à Maskinongé.

Le présent article décrit d'abord les mélanges utilisés, ainsi que les mesures et précautions devant être prises préalablement à la coulée de dalles en BHPFA. Les projets de ponts construits en 1998, les succès obtenus et les problèmes rencontrés sont ensuite décrits.

MÉLANGES DE BÉTON

Le béton de fibres utilisé pour la construction des dalles devait répondre aux exigences du ministère des Transports du Québec dictées au CCDG (1997) pour les dalles de tablier, soit un BHP de 50 MPa de type XIII-A. Le dosage en fibres a été fixé à 80 kg/m³ de béton, soit le dosage intermédiaire utilisé dans l'étude réalisée à l'été 1997 (Dzeletovic et Massicotte, 1998). Ce dosage représente un compromis acceptable entre les performances mécaniques, la distribution des fibres dans le mélange et l'utilisation des BHP fibrés en chantier. De plus il est suffisamment exigeant en terme de mise en place pour nécessiter des soins particuliers et

permettre de mettre en évidence les difficultés que l'on peut anticiper en chantier. Deux types de fibres ont été employés : la fibre Dramix ZC60/.80 de Bekaert pour le pont de Maskinongé et la fibre Novotex 1050 de Novocon pour le pont de St-Jérôme. La fibre Dramix est de type à crochet avec une longueur de 60 mm et un diamètre de 0.80 mm alors que la fibre Novotex est droite avec des extrémités aplaties et mesure 50 mm de longueur et 1.0 mm de diamètre. Dans les deux cas, il s'agit de fibres tréfilées à haute résistance. Pour ces deux projets, la présence des fibres n'a pas été prise en compte directement dans la conception de la dalle. En effet, bien que l'objectif final du programme de recherche soit la réduction des aciers d'armature, il a été décidé, dans un premier temps, de ne pas réduire l'armature mais de concentrer plutôt les efforts sur la qualité du béton et sa mise en place.

EXIGENCES ET MÉTHODES D'ESSAIS POUR LA CONSTRUCTION DE DALLES EN BHPFA

Le béton de fibres, avec ou sans fumée de silice, doit être considéré comme un béton haute performance et requiert par conséquent des soins additionnels. Plus particulièrement, des mesures spécifiques au béton de fibres doivent être réalisées au chantier afin d'assurer une maniabilité adéquate et une bonne répartition des fibres dans le mélange. La méthodologie et les types de mesures décrits dans ce qui suit ont été utilisés lors des deux projets de ponts de l'été 1998 à quelques variantes près.

Coulées de convenance

Au moins deux semaines avant la construction d'une dalle en BHP, le CCDG exige une coulée de convenance afin de vérifier la qualité du béton livré. Ces coulées permettent d'ajuster le mélange ou la méthode de mise en place et doivent être répétées si les exigences du devis ne sont pas rencontrées. Dans le cas du béton fibré, on suit les exigences du CCDG applicables aux BHP auxquelles s'ajoutent des spécifications propres à l'utilisation des fibres à haut dosage. Par exemple, le délai fixé pour les projets de l'été 1998 a été augmenté à trois semaines. De plus, trois items peuvent poser un problème en chantier et nécessitent de ce fait une attention particulière: la maniabilité du mélange, l'introduction des fibres à haut dosage pour un grand volume de béton et la dispersion des fibres dans le mélange.

Comme il sera mentionné plus loin, la période de trois semaines allouée pour les essais de convenance avant la coulée de la dalle s'est avérée insuffisante dans le cas du pont de Maskinongé. Pour les projets futurs, il est envisagé d'exiger un minimum de quatre semaines avant la coulée de la dalle et d'être plus restrictif au niveau des délais des coulées de reprises.

Maniabilité

Les fibres altèrent la maniabilité du mélange et celui-ci doit être modifié afin d'obtenir une maniabilité comparable à celle d'un béton non fibré. Des mesures de la maniabilité du mélange de béton fibré sont donc faites lors des coulées de convenance. Un des appareils le mieux adapté pour mesurer la maniabilité est le maniabilimètre. Le maniabilimètre conçu par l'École Polytechnique, qui s'inspire d'un appareil semblable développé en France par le LCPC (Rossi, 1998), est fait d'une boîte de bois à deux compartiments séparés par une cloison amovible et placée sur une table vibrante. Lors d'un essai, on remplit de béton un seul côté du maniabilimètre, on soulève ensuite la cloison amovible en activant simultanément la table

vibrante. L'indice de maniabilité mesuré est le temps que prend le béton pour atteindre un repère tracé dans le compartiment initialement vide. En France, cet instrument est calibré et permet une mesure absolue. Le maniabilimètre de l'École Polytechnique est plutôt utilisé pour réaliser une mesure relative. Les classes de maniabilité obtenues avec le Maniabilimètre EPM-II sont données au Tableau 1.

Tableau 1: Classes de maniabilité du maniabilimètre EPM-II

Temps d'écoulement (s)	Consistance	Applicabilité
1 à 4	Fluide	Ségrégabilité possible
5 à 11	Très plastique	Maniabilité optimale des bétons de fibres
12 à 20	Plastique	
21 à 30	Raide	Non applicable pour le béton de fibres
≥ 30	Très raide	

Idéalement, la maniabilité doit être optimisée en laboratoire en fonction du mélange proposé par le fournisseur de béton. Selon l'expérience en la matière et les ressources disponibles, cette phase peut être relativement simple mais peut devenir laborieuse si une méthodologie adéquate n'est pas utilisée. Les exigences reliées à la résistance et à la qualité du réseau d'air entraîné du béton fibré sont les mêmes que celles requises pour les dalles faites d'un béton non fibré de résistance nominale comparable. Il est donc recommandé, lors de la mise au point de la maniabilité du mélange, d'ajuster les autres paramètres, et ce, avant la coulée de convenance.

Introduction des fibres et mise en place

L'introduction des fibres peut constituer un problème important. Il est donc requis que le volume de béton fabriqué et transporté dans les bétonnières soit le même lors des coulées de convenance que lors de la coulée du pont. Les méthodes de mise en place (grue et godet) de même que la finition doivent être les mêmes lors de la coulée de convenance d'un béton fibré que celles prévues pour la construction de la dalle.

Autres essais sur le béton frais

En plus des tests normalement effectués sur le béton frais, le béton de fibres demande un contrôle de la quantité de fibres présentes dans le béton. Un comptage des fibres est donc requis. Idéalement il faut retirer les fibres du béton en chantier. Le volume idéal pour le comptage des fibres est celui du air-mètre (7 litres). La méthode employée en 1998 consistait à délayer le volume de béton en question et de le passer à proximité d'un aimant afin de séparer les fibres du béton pour faire un comptage ultérieurement. Cette méthode a été employée avec succès sous deux versions différentes aux ponts de St-Jérôme et de Maskinongé.

PONT DE ST-JÉRÔME

Description du pont

Le pont des Cascades à St-Jérôme est situé au-dessus de la rivière du Nord, sur le boulevard J.-B. Rolland. Le tablier du pont, d'une portée simple de 39 m, est fait de sept poutres préfabriquées

en béton précontraint supportant une dalle de 220 mm d'épaisseur. Le volume de BHPFA mis en place est de 155 m³. L'ouvrage a été conçu par la firme Dessau-Soprin. Comme le projet comportait un certain risque technologique et qu'il faisait appel à une technologie nouvelle, le financement des coûts de construction de la dalle a été assuré par le biais du *Programme d'infrastructures fédéral-provincial-municipal*. Le béton de fibres de la dalle a été fourni par l'entreprise Demix alors que l'entreprise Simard et Beaudry a agi à titre d'entrepreneur général.

Coulées de convenance et coulée de la dalle

Pour le pont des Cascades, deux coulées de convenance ont été requises. La première coulée a été faite en utilisant la fibre Dramix de Bekaert. Le béton livré n'était pas satisfaisant: il présentait des oursins et l'utilisation du godet était parfois laborieuse, les fibres gênant l'écoulement du béton. Une deuxième coulée de convenance était donc requise. Cette fois, le fournisseur de béton a préféré utiliser la fibre Novotex de Novocon et cette coulée fut acceptée. Le changement de fibres a été accepté malgré que les données techniques sur le béton fibré obtenues avec la nouvelle fibre ne soient pas disponibles, car les fibres n'étaient pas utilisées pour des fins structurales. La construction de la dalle du pont a donc été autorisée avec un BHP contenant un dosage de 80 kg/m³ de fibres Novotex 1050.

La coulée de la dalle s'est déroulée au début novembre 1998. Les fibres étaient introduites dans le béton à l'usine avant le départ du camion vers le chantier. La mise en place du béton s'est faite au moyen d'un godet et sa finition à la truelle comme pour un béton sans fibres.

Le pont a été instrumenté au moyen de six cordes vibrantes et de quatre thermocouples noyés dans la dalle. Ces instruments ont permis de prendre des mesures de retrait et de température durant le premier mois suivant les travaux. Ces mesures permettront de déterminer les efforts provoqués par le retrait et les effets thermiques pour un béton de fibres au jeune âge.

Résultats préliminaires

Dans l'ensemble, la construction de la dalle en BHPFA du pont de St-Jérôme s'est très bien déroulée. La mise en place du béton s'est effectuée rapidement et sans contretemps. La qualité du béton durci rencontrait les exigences spécifiées au devis. Les difficultés rencontrées par le fournisseur de béton avec les fibres mentionnées au devis n'ont pu être expliquées. Bien que les fibres choisies par le fournisseur ait été mises selon le même dosage que celles initialement exigées, les performances mécaniques du béton mis en place se sont avérées inférieures à celles obtenues avec le béton fibré initialement exigé (Bélanger, 1999). Ces résultats démontrent clairement qu'à dosage égal, des fibres différentes peuvent présenter des performances éloignées.

PONT DE MASKINONGÉ

Description

Le Pont de Maskinongé est situé sur la route 138 au-dessus de la rivière Maskinongé dans la municipalité du même nom. Il s'agit d'un nouvel ouvrage qui remplace entièrement un pont existant devenu désuet. Le pont possède un tablier continu sur trois lignes d'appui avec deux portées de 31.4 m chacune. Le tablier est constitué de cinq poutres d'acier et d'une dalle en BHP de 220 mm d'épaisseur. Seule la portion de la dalle au-dessus de la pile centrale est faite de

BHPFA, pour un volume total d'environ 40 m³. La conception de la structure a été réalisée par la direction des Structures du ministère des Transports du Québec. Le fournisseur de béton était l'entreprise Béton Central alors que l'entreprise Grandmont et Fils agissait à titre d'entrepreneur général.

Coulées de convenance et coulée de la dalle

Lors de la coulée de convenance, la teneur en air du béton excédait largement les limites permises par le CCDG et le fournisseur de béton a dû ajuster son mélange. De nombreuses coulées de convenances additionnelles ont ensuite été réalisées. Lors de ces coulées, plusieurs des constituants ont été modifiés: les fibres, le superplastifiant, l'agent entraîneur d'air, le gros granulat. Le contenu en air du béton frais était souvent trop élevé ou trop faible et le mélange optimal s'est avéré difficile à réaliser. De plus, le réseau d'air sur le béton durci était plus ou moins acceptable. À cause d'un échéancier serré, le mélange le plus performant a tout de même été accepté sans que le fournisseur puisse identifier précisément la cause des problèmes. La fibre utilisée fut la Dramix ZC60/.80 de Bekaert.

La coulée de la dalle a eu lieu à la fin novembre 1998. Le mélange de béton a été fait dans la bétonnière et l'ajout des fibres a eu lieu à l'usine avant le départ du camion vers le chantier. La mise en place du béton de fibres a également été faite au moyen d'un godet. Pour la finition, l'usage d'un finisseur automoteur de type *Gomaco* a permis de bien lisser le béton en surface et de s'assurer d'une épaisseur adéquate de la dalle. Une finition à la truelle a été utilisée par la suite, selon la même méthode qui avait été utilisée pour les autres portions de la dalle faite en BHP non fibré.

Le Pont de Maskinongé a été instrumenté à l'aide de jauges électriques d'extensométrie collées sur des barres d'armature dans la partie centrale de la dalle afin de pouvoir mesurer les déformations sous chargement de camions. Des essais sont prévus à la fin du printemps 1999. Ces mesures permettront de déterminer les efforts réels retrouvés dans les dalles de pont et de corroborer les analyses numériques.

Résultats préliminaires

La mise en place et la finition de la dalle du pont se sont bien déroulées. Le béton avait une grande maniabilité et aucune formation d'oursins n'a été observée lors de la première coulée de convenance ou lors de la mise en place de la dalle. Cependant, le béton mis en place présentait un facteur d'espacement des bulles d'air excédant les limites imposées par la norme. Cet aspect nécessitera donc des efforts de recherche additionnels afin de bien maîtriser ce paramètre important.

SPÉCIMENS DE CONTRÔLE

Certains spécimens ont été fabriqués lors des coulées de convenance et des coulées des dalles de pont pour permettre la caractérisation des matériaux. Des essais de flexion sur prismes entaillés faits selon la norme RILEM TC-162 (1998) ont été réalisés sur des spécimens provenant des première et deuxième coulées de convenance du pont de St-Jérôme, de même que lors de la coulée des dalles des ponts de St-Jérôme et Maskinongé. Ces essais ont permis de connaître le comportement post-fissuration du matériau. Des essais de traction directe seront également

effectués sur des cylindres carottés d'un spécimen coulé lors de la deuxième coulée de convenance de St-Jérôme. Les résultats seront présentés dans Bélanger (1999).

CONCLUSIONS

✓ La construction de deux ponts avec dalle en béton haute performance et fibres d'acier a démontré qu'il est relativement aisé de mettre en place un BHPFA à haut dosage en fibres. Cependant, une attention particulière devra être apportée lors de la confection du mélange. Le squelette granulaire du béton, en particulier le rapport sable sur pierre (S/P), doit d'abord être optimisé. De plus, le choix des ciments et adjuvants devra être fait de façon judicieuse en fonction des granulats utilisés. Ces conditions remplies, l'obtention d'un BHPFA présentant une maniabilité comparable à celle d'un béton normal ayant un affaissement d'environ 120 à 150 mm est facilement réalisable. Toutefois, certains problèmes reliés à la qualité du réseau de bulles d'air dans le béton persistent encore et sont présentement à l'étude. Ces problèmes devraient être réglés prochainement.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient, pour leur support financier, leur assistance technique et leur collaboration, le ministère des Transports du Québec, la Ville de St-Jérôme, le ministère des Affaires municipales, le CRSNG, le Fonds FCAR, les entreprises Bekaert, Novocon, Lafarge, Industries AL13, Demix, Béton Central, Simard et Beaudry, Grandmont et Fils, Grace et Master Builders, les firmes Dessau-Soprin, les Laboratoires Bétonsol et le Laboratoire de Béton, de même que le personnel technique et les étudiants du Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal.

RÉFÉRENCES

- Bélanger, A. 1999. Conception de dalles de pont avec armature réduite et béton de fibres d'acier. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal (en rédaction).
- CCDG 1997. Cahier des charges et devis généraux - Infrastructures routières, Construction et réparation. Les publications du Québec.
- Dzeletovic, N. et Massicotte, B. 1998. Propriétés des dalles de ponts avec béton fibré. Rapport EPM/GCS-1998-03, École Polytechnique de Montréal.
- RILEM, 1998. Recommandations du comité TC-162 pour les essais de flexion sur prismes entaillés. Recommandation en développement.
- Rossi, P. 1998. Les bétons de fibres métalliques. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 309p.

MISE AU POINT DE MÉLANGES POUR LA CONSTRUCTION DE TABLIERS DE PONT EN BÉTON AVEC FIBRES D'ACIER

Bruno Massicotte
Professeur titulaire

Gérard Degrange
Chef de laboratoire

Lina Fragapane
Associée de recherche

Mariana Salas
Étudiante au
baccalauréat

Département des génies civil, géologique et des mines
École Polytechnique de Montréal
Montréal (Québec) H3C 3A7

RÉSUMÉ : Les fibres d'acier incorporées au béton des dalles de tablier peuvent accroître la durabilité du béton grâce à l'amélioration qu'elles apportent au comportement mécanique de celui-ci. Cependant, pour tirer pleinement profit de l'effet bénéfique apporté par les fibres, il importe que le matériau puisse être aisément mis en place en chantier et qu'il rencontre les critères de qualité exigés aujourd'hui.

L'article présente l'expérience acquise sur la mise en place des bétons de fibres à travers un projet de recherche initié par le ministère des Transports du Québec et réalisé à l'École Polytechnique. La durabilité des bétons de fibres d'acier est également abordée, en particulier en ce qui a trait à la corrosion des fibres dans le béton et à la qualité du réseau de bulles d'air. L'article s'inspire des expériences de coulées industrielles avec bétonnières utilisant des dosages en fibres atteignant 100 kg/m^3 , de même que de la construction des deux dalles de pont en novembre 1998. Les recherches en cours sont également présentées.

INTRODUCTION

Le béton est un matériau omniprésent dans les infrastructures civiles tels les ponts, les barrages, les routes, les tunnels, les murs, etc. Malheureusement, la pérennité du béton dans des milieux agressifs ou corrosifs n'a pas été à la hauteur des attentes de la société. Les développements réalisés lors des dernières décennies laissent croire qu'il est possible de concevoir et fabriquer des bétons dont la durée de vie sera nettement supérieure à celle des bétons du passé. Cependant, la durabilité des bétons nouveaux ne doit pas se limiter uniquement à des considérations rattachées au seul matériau mais doit prendre en compte l'utilisation du matériau dans une structure soumise à des contraintes et sollicitations qui peuvent venir altérer la durabilité du matériau. C'est dans cet esprit qu'un programme de recherche a été entrepris à l'École Polytechnique avec pour objectif d'étudier l'effet bénéfique que peuvent offrir les fibres sur le comportement mécanique du béton afin d'en accroître la durabilité.

La moitié des coûts de réparation des est reliée aux dommages subis par les dalles de tablier. Cette situation n'est pas surprenante car les dalles sont à la fois exposées aux agents corrosifs répandus sur les routes tout en étant de surcroît sollicitées par l'action des charges routières, du retrait différentiel et des gradients thermiques. Dans ce contexte, il s'est avéré logique d'étudier d'abord l'applicabilité des bétons fibrés pour la fabrication des nouvelles dalles de pont. C'est ainsi qu'en 1996 le ministère des Transports du Québec a initié un projet de recherche en collaboration avec l'École Polytechnique de Montréal dans lequel on a étudié le rôle que jouent

les fibres d'acier sur la durabilité du béton des dalles de tablier. L'étude portait principalement sur les causes mécaniques affectant la durabilité des bétons.

Dans le cadre de ce projet, des spécimens de dalles ont été fabriqués suivant un procédé industriel en 1997 et 1998 alors que deux dalles de pont en béton haute performance avec fibres d'acier (BHPFA) ont été construites à l'automne 1998: pour le pont des Cascades à St-Jérôme ainsi que pour la partie centrale de la dalle du nouveau pont de la rivière Maskinongé sur la route 138. Les études sur les spécimens structuraux réalisées en laboratoire (Dzeletovic et Massicotte, 1998; Bélanger, 1999) avaient pour but de mettre en évidence les caractéristiques mécaniques des bétons de fibres alors que l'objectif visé lors de la construction des dalles de pont était de s'assurer de la faisabilité de la mise en place de bétons à haut dosage en fibres d'acier dans un contexte de chantier.

Cet article s'intéresse aux problèmes de mise au point des mélanges de bétons à dosage élevé en fibres d'acier. Deux aspects particuliers seront abordés: la mise en place des bétons fibrés en chantier et la fabrication de bétons avec un réseau d'air conforme aux exigences actuelles. Les projets réalisés en 1997 et 1998 serviront à illustrer les problèmes rencontrés et les solutions proposées. L'article abordera également les études en cours.

MANIABILITÉ DES BÉTONS FIBRÉS

Origine des problèmes de maniabilité

La maniabilité des bétons fibrés suscite généralement de la part des gens une première réaction négative lorsqu'une utilisation à dosage élevé en chantier est abordée. Cette réaction est tout à fait justifiée car on ne peut penser ajouter des fibres au béton sans en altérer la maniabilité. On peut démontrer que la maniabilité d'un mélange de béton donné décroît avec l'augmentation du volume en fibres de même qu'avec l'augmentation de l'élancement de celles-ci. Or, d'un point de vue structural, on a plutôt intérêt à augmenter le dosage des fibres, sans excéder le volume de saturation, et, à un dosage donné, augmenter leur élancement, et ce, afin d'accroître les performances structurales des bétons fibrés (Rossi, 1998). La maniabilité et les performances structurales semblent donc conduire à des conclusions opposées. La solution à ce dilemme réside principalement dans la modification du squelette granulaire du béton qui doit être effectuée lorsqu'on désire utiliser des fibres à un dosage leur permettant de jouer un rôle structural. Pour les fibres métalliques une telle modification doit être faite pour des volumes en fibres excédant 0.5% ou environ 40 kg/m³.

Méthode Baron-Lesage

Il a été démontré que pour un rapport eau/liant donné, le béton le plus maniable est celui qui a le squelette granulaire le plus compact (Rossi, 1998). Ainsi, pour une application donnée, les paramètres de base sont généralement spécifiés: le rapport eau/liant, le diamètre du plus gros granulat, la géométrie et le pourcentage de fibres. Selon la méthode Baron-Lesage développée au LCPC, la maniabilité désirée est obtenue de manière optimale en variant d'abord le rapport sable sur pierre (S/P), ce qui conduit au squelette granulaire le plus compact. Il a été prouvé que le rapport S/P était indépendant du volume du liant et qu'il n'est fonction que des paramètres indiqués plus haut. Ainsi, une fois le rapport S/P déterminé, la maniabilité désirée est obtenue en jouant uniquement sur les volumes de liant et de superplastifiant.

Maniabilimètres LCL et de l'École Polytechnique de Montréal

La mesure de maniabilité peut être faite de différentes manières. Lorsqu'il s'agit de mettre au point un mélange de béton fibré, il importe que la méthode utilisée soit sensible aux modifications apportées au mélange. À cet égard le cône d'Abrams est un outil mal adapté à la mesure de la maniabilité des bétons de fibres, à tout le moins lors de la formulation du mélange. Le *maniabilimètre LCL* est un appareil développé en France permettant la mesure de la maniabilité des bétons. Une adaptation de cet appareil a été faite à l'École Polytechnique (Dzeletovic et Massicotte, 1998). Cet appareil, baptisé *maniabilimètre EPM*, est fait d'une boîte en bois placée sur une table vibrante ayant deux compartiments séparés par une cloison amovible, comme montré sur la Figure 1. Lors d'un essai, on remplit de béton un seul côté du maniabilimètre, on soulève ensuite la cloison amovible en activant simultanément la table vibrante. L'indice de maniabilité mesuré est le temps que prend le béton pour atteindre un repère tracé dans le compartiment vide adjacent. L'appareil français et celui développé au Québec utilisent un volume de 30 litres de béton. Cependant le maniabilimètre LCL est un appareil calibré permettant de faire une mesure absolue alors que le maniabilimètre de l'École Polytechnique est plutôt utilisé pour réaliser une mesure relative.

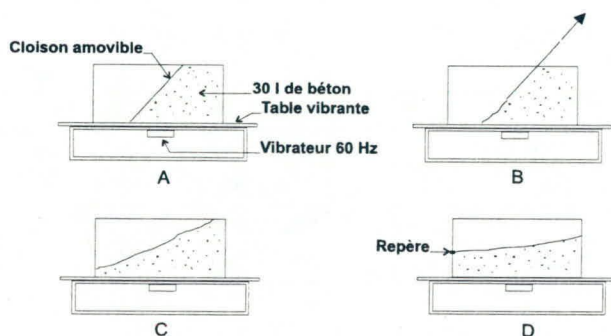


Figure 1: Maniabilimètre de Polytechnique

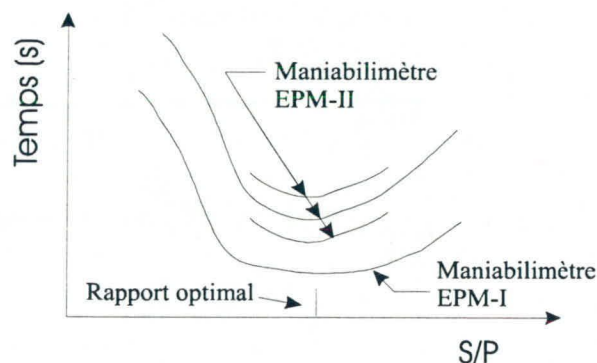


Figure 2: Optimisation du rapport S/P

Utilisation du maniabilimètre

Les projets de recherche réalisés à l'École Polytechnique depuis 1997 ont permis d'apprécier l'efficacité de cet appareil pour optimiser les mélanges de bétons fibrés. La Figure 2 montre schématiquement le type de résultats obtenus avec les maniabilimètres EPM-I et II. Les deux appareils possèdent des boîtes identiques mais le maniabilimètre EPM-II utilise une table vibrante de puissance moindre que le modèle initial. Cette modification a conduit à un appareil moins puissant (les temps d'écoulement étant plus longs) mais également plus sensible à la variation du rapport S/P, et donc, plus efficace pour déterminer la valeur optimale. Des essais comparatifs (Fragapane, 1998) ont permis de confirmer que le rapport optimal obtenu des deux appareils était le même. Une fois cette valeur déterminée, la variation du volume de liant et des adjuvants permet d'obtenir une maniabilité adéquate comme l'indique la Figure 2. Les classes de maniabilité obtenues avec les maniabilimètres de l'École Polytechnique sont données au Tableau 1. Bien que l'essai du cône d'Abrams ne permet pas une mesure juste de la maniabilité, l'expérience acquise (Salas, 1999) montre qu'un béton rencontrant les critères de maniabilité spécifiées au Tableau 1 présentera un affaissement comparable à un béton sans fibres.

Mise au point des mélanges

Idéalement, la maniabilité doit être optimisée en laboratoire en fonction du mélange proposé par le fournisseur de béton. Selon l'expérience en la matière et les ressources disponibles, cette phase peut être relativement simple mais peut devenir laborieuse si la méthodologie utilisée est inadéquate. Dans le cadre du projet de recherche sur les dalles en BHPFA fait conjointement avec le ministère des Transports, plusieurs mélanges ont été mis au point avec l'aide du maniabilimètre. Ces mélanges étaient destinés à être fabriqués en usine pour des applications en chantier. Dans tous les cas, les mélanges mis au point en laboratoire et respectant les limites établies au Tableau 1 ont présenté une maniabilité adéquate comparable à celle des bétons sans fibres et ne nécessitant aucun soin particulier pour la mise en place. Le Tableau 2 résume les types de mélanges mis en cause de même que les volumes de fibres impliqués. Dans tous les cas les fibres étaient ajoutées après l'eau et le superplastifiant était ajouté progressivement (50 à 75% avant l'ajout des fibres et le reste après les fibres) afin d'éviter d'avoir un mélange trop fluide au départ.

Tableau 1: Classes de maniabilité des maniabilimètres EPM-I et II

Temps d'écoulement (s)		Consistance	Applicabilité
M. EPM-I	M. EPM-II		
1 à 4	1 à 4	Fluide	Ségrégabilité possible
5 à 9	5 à 11	Très plastique	Maniabilité optimale des Bétons de fibres
10 à 15	12 à 20	Plastique	
16 à 30	21 à 30	Raide	Non applicable pour les bétons de fibres
≥ 30	≥ 30	Très raide	

Tableau 2: Mélanges industriels optimisés selon la méthode Baron-Lesage

Mélange	Volume de fibres (kg/m ³)	Types de béton et de ciment	Rapport eau/liant	Procédé de malaxage du béton
B40-F60	60 kg	40 MPa - 10	0.45	Bétonnière
B40-F80	80 kg	40 MPa - 10	0.45	Bétonnière
B40-F100	100 kg	40 MPa - 10	0.45	Bétonnière
BHP50-F80	80 kg	50 MPa - 10SF	0.37	Bétonnière
BHP50-F80	80 kg	50 MPa - 10SF	0.37	Malaxeur

Sommaire sur la maniabilité

L'expérience acquise au cours des deux dernières années à l'École Polytechnique en collaboration avec les fournisseurs de béton a permis bien maîtriser l'optimisation des bétons fibrés à haut dosage en vue d'une utilisation industrielle en chantier. L'expérience a démontré cependant qu'il était essentiel de faire un travail en laboratoire avant de passer la phase en usine. De plus, une optimisation est requise dès que l'on change une des composantes du mélange. Même si la technique est bien maîtrisée, cette étape n'en demeure pas moins délicate.

DURABILITÉ DES BÉTONS DE FIBRES D'ACIER

Les fibres d'acier et la corrosion

Tout comme la maniabilité suscitait un certain nombre d'appréhensions, il en va de même pour l'utilisation des fibres d'acier dans le béton, particulièrement lorsque l'on traite de durabilité. À priori, il semblerait plus logique d'opter pour des fibres synthétiques compte tenu du fait qu'un des problèmes majeurs de la durabilité des bétons soit la corrosion de l'acier qu'ils contiennent.

D'un point de vue structural pour des applications où le contrôle de la fissuration est important, les fibres synthétiques n'apportent pas une rigidité suffisante et sont donc écartées, du moins avec les produits actuellement disponibles (Massicotte et Moffatt, 1999). La problématique entourant la corrosion des fibres dans le béton demeure entière. Deux cas sont à distinguer: celui des bétons non fissurés et celui des bétons avec fissures ouvertes. Dans le premier cas, les recherches ont démontré que le béton protégeait bien les fibres contre la corrosion et que cette protection était fonction de la compacité de la matrice (Rossi, 1998; Cantin, 1997). Comme les fibres restreignent l'ouverture des fissures, elles contribuent également à diminuer la corrosion des aciers d'armature. Le cas de la corrosion des fibres dans le béton en présence de fissures ouvertes ou partiellement refermées n'a pas encore trouvé de réponses claires, les études sur le sujet arrivant souvent à des conclusions contradictoires. L'effet de paramètres importants comme l'ouverture des fissures et la présence de charges soutenues, n'ont pas fait l'objet de recherches approfondies. Une étude sur ce sujet est présentement en cours à l'École Polytechnique (Dakpo, 2000).

Facteurs affectant la durabilité des bétons fibrés

Une des recherches les plus exhaustive sur les différents paramètres affectant la durabilité des bétons de fibres d'acier a été réalisée à l'université Laval par Cantin (1997), sous la direction du professeur Pigeon. Dans cette recherche on a étudié les effets du gel-dégel, le l'écaillage, de la corrosion, de la pénétration des ions chlorures et de l'entraînement de l'air. Les conclusions de leur étude indiquent que la résistance à l'écaillage n'est pas affectée par la présence de fibres et que la pénétration des ions chlorures est dans certains cas réduite en présence de fibres. La corrosion pour des spécimens où la fissuration est réduite n'a pas affectée les propriétés mécaniques. Enfin, leur étude a démontré que l'on peut obtenir un réseau de bulles d'air adéquat en présence de fibres. Cependant, ils notent une grande sensibilité du réseau de bulles d'air au dosage des adjuvants et à l'énergie de malaxage disponible.

On peut donc conclure, suite à leurs travaux, que les fibres ont un effet positif sur la durabilité du béton lui-même. Ajouté aux gains obtenus du point de vue des propriétés mécaniques mises à contribution lorsque le béton fait parti d'un élément soumis à des sollicitations externes, il y a lieu de penser que l'ajout des fibres amène des conditions favorables à la durabilité du béton.

Réseau de bulles d'air des bétons des projets de l'année 1998

Dans le cadre des projets réalisés durant l'année 1998, les spécifications du CCDG (1997) concernant les performances requises pour les BHP devaient être rencontrées. Or, dans aucun des projets, le réseau de bulles d'air n'a respecté les exigences du CCDG en ce qui a trait au facteur d'espacement fixé à 230 microns. Cependant, le ministère des Transports a augmenté pour les BHP pompés la limite maximale à 325 microns. Dans une telle situation, deux des trois bétons fabriqués en 1998 auraient été acceptables, avec des facteurs d'espacement variant entre

270 et 305 microns. Cependant, dans le cas du projet du pont de Maskinongé, les mesures ont indiqué un facteur d'espacement de l'ordre de 400 μm , jugé inacceptable. Une telle mesure n'a pas lieu de surprendre car le contrôle de l'air sur le béton frais est apparu problématique lors des coulées de convenance (Bélanger et Massicotte, 1999). La difficulté rencontrée lors de ce projet, combinée à la sensibilité dans le dosage des adjuvants observée par Cantin (1997), ont incité à démarrer à l'École Polytechnique un projet de recherche sur la question du réseau de bulles d'air des bétons de fibres métalliques.

Projet de recherche sur le réseau de bulles d'air des BHPFA

Vu le succès mitigé de la construction du pont de Maskinongé dû à un réseau de bulles d'air inadéquat, il a été convenu de tenter de cerner les causes expliquant l'entraînement de l'air dans les bétons fibrés. Un projet de recherche préliminaire sur le sujet a été réalisé à l'hiver 1999 dans le cadre d'un projet de fin d'études (Salas, 1999). Ce projet doit permettre de mettre en évidence les causes des problèmes rencontrés en 1998 et d'identifier les conditions devant permettre d'obtenir un béton adéquat. Le programme en laboratoire devrait être complété par la fabrication de bétons en usine afin de comparer les résultats entre eux.

Les paramètres étudiés dans le projet sont indiqués au Tableau 3. Pour chacun des paramètres, deux constituants ont été considérés. Dans tous les cas le dosage en fibres a été fixé à 80 kg/m^3 , un ciment 10SF a été utilisé, alors que le rapport eau/liant est demeuré constant à 0.37, soit les valeurs utilisées lors des projets de 1998.

Tableau 3: Paramètres considérés dans le l'étude sur la qualité du réseau d'air

Paramètre	Constituant 1	Constituant 2
Ciment	Lafarge	Ciment St-Laurent
Sable	Lafarge	Béton Central
Granulat 5-14	Lafarge	Béton Central
Fibres	Dramix ZC60/.80 ¹	Twintex ²
Superplastifiant	Adva ³	Rheobuild 1000 ⁴
Agent entraîneur d'air	Micro-Air 1 ⁴	Darex EH ³

1: Bekaert; 2: Novocon; 3: Grace; 4: Master Builders

Pour cette étude on a choisi de prendre les constituants d'un BHPFA fait par Lafarge et de les comparer à ceux utilisés par Béton Central. Il faut noter que les mêmes adjuvants et les mêmes fibres avaient été utilisés par ces deux fabricants. Les granulats et le sable de Lafarge proviennent de la carrière de St-Gabriel alors que les granulats et le sable de Béton Central proviennent de la carrière de Charette.

La procédure de malaxage a été établie en fonction de celle suivie par les fournisseurs de béton Lafarge et Béton Central lors de la fabrication de bétons fibrés en 1998, de même que selon les travaux de Beaulieu (1995). Les mélanges d'un volume de 50 litres ont été faits dans un malaxeur à axe incliné considéré comme étant plus représentatif des conditions d'usine.

Les mesures prises sur le béton blanc, avant l'ajout de fibres, de même que sur le béton avec les fibres étaient: l'affaissement, l'air entraîné, la température du béton, la masse volumique. Les

lectures sur le béton de fibres étaient réalisées dans le temps afin de mesurer la stabilité de ces paramètres.

Sommaires de travaux sur la qualité du réseau de bulles d'air

Les résultats des travaux de recherche (Salas, 1999) ne sont pas encore compilés et n'ont pas été analysés en détails. Cependant, les mêmes conclusions qu'obtenues par Cantin (1997) sont confirmées. Certains des mélanges ont présenté des réseaux d'air satisfaisants alors que d'autres sont apparus instables, le contenu en air variant de manière importante avec le temps. Ces résultats peuvent être attribués aux fibres, aux adjuvants, au ciment et aux granulats.

CONCLUSIONS

Il a été démontré à travers les projets de recherche réalisés ces dernières années que l'on peut fabriquer en usine et mettre en place en chantier des bétons à haut dosage en fibres métalliques, et ce, en ayant une maniabilité comparable et une durabilité équivalente, voire supérieure, à celles des bétons non fibrés de même type. En ajoutant à ceci les avantages additionnels mesurés au niveau du comportement structural, il y a lieu de penser que les BHPFA pourront avoir un impact notable sur la durabilité des structures en béton.

Deux aspects demeurent toutefois problématiques: la corrosion sous flexion d'éléments en béton fibré et la qualité du réseau de bulles d'air. Ces deux aspects sont présentement à l'étude à l'École Polytechnique.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient, pour leur support financier, leur assistance technique et leur collaboration, le ministère des Transports du Québec, la Ville de St-Jérôme, le ministère des Affaires municipales du Québec, le CRSNG, le Fonds FCAR, les entreprises Bekaert, Novocon, Lafarge, Industries AL13, Demix, Béton Central, Simard et Beaudry, Grandmont et Fils, Grace et Master Builders, les firmes Dessau-Soprin, les Laboratoires Bétonsol et le Laboratoire de Béton.

RÉFÉRENCES

- Beaulieu, J. 1995. Étude de caractérisation de bétons contenant du ciment type 20 avec et sans fumée de silice. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke.
- Bélanger, A. 1999. Conception de dalles de pont avec armature réduite et béton de fibres d'acier. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal (en rédaction).
- Bélanger, A. et Massicotte, B. 1999. Construction de dalles de pont en BHP avec fibres d'acier. 6^e colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec, 4-5 mai 1999.
- CCDG 1997. Cahier des charges et devis généraux - Infrastructures routières, Construction et réparation. Les publications du Québec.
- Cantin, R. 1997. Étude des propriétés à basse température et de la durabilité du béton armé de fibres d'acier. Thèse de doctorat, Université Laval, Québec.

- Dakpo, J. 2000. Corrosion des fibres dans les éléments de béton fléchis. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal (en rédaction).
- Dzeletovic, N. et Massicotte, B. 1998. Propriétés des dalles de ponts avec béton fibré. Rapport EPM/GCS-1998-03, École Polytechnique de Montréal.
- Fragapane, L. 1998. Méthodes d'essais des bétons renforcés de fibres métalliques. Projet de fin d'études, École Polytechnique de Montréal .
- Massicotte, B. et Moffatt, K. 1999. Utilisation structurale des bétons fibrés. 6^e colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec, 4-5 mai 1999.
- Rossi, P. 1998. Les bétons de fibres métalliques. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 309p.
- Salas, M. 1999. Entraînement de l'air dans les bétons de fibres métalliques. Projet de fin d'études, École Polytechnique de Montréal.

ÉTUDE DE LA FATIGUE DES STRUCTURES DE SUPPORT D'ÉQUIPEMENTS ROUTIERS

Application aux tours d'éclairage

Marcel Vallières, ing. M. Sc.

Direction des structures
Ministère des Transports du Québec

Résumé : Pour assurer la sécurité routière, les organismes publics doivent installer toute une panoplie d'équipements routiers aux abords des routes ou au-dessus de celles-ci. Les structures supportant les équipements de signalisation, d'éclairage et de signaux lumineux sont indispensables pour assurer la sécurité routière. L'espérance de vie de ces structures doit être maximisée. Lorsqu'un problème structural survient de façon précoce, les organismes publics ont une double contrainte. Ils doivent prendre en compte à la fois la sécurité de la structure et les conditions de sécurité routière en l'absence des équipements ne pouvant plus être supportés par la structure défaillante.

Bien que les structures précitées soient de nature fort variable, elles sont généralement fort élancées et elles ont en commun d'avoir à subir les affres de la fatigue structurale générée par le vent. Les tours d'éclairage sont sujettes aux pires conditions en regard de la fatigue générée par les effets des tourbillons alternés. Le présent article présente dans ses grandes lignes, l'étude réalisée suite à de nombreuses ruptures par fatigue constatées sur les tours d'éclairage.

INTRODUCTION

Face à la panoplie de structures disponibles en Amérique du Nord pour supporter les équipements routiers, chaque organisme doit s'efforcer de faire usage de systèmes normalisés, ce qui facilite autant la conception que la fabrication et l'entretien. Les structures de support d'équipements routiers font l'objet de la norme présentée au chapitre 6 « Structures signalisation, d'éclairage et de signaux lumineux » du Tome III - *Ouvrages d'art* des normes du Ministère. Le tableau 6.4-1 « Caractéristiques des structures » présente les différents types de structures regroupées selon leur fonction principale : les structures de signalisation latérale de type L, les structures de signalisation aérienne de type A, les structures d'éclairage de type E, et les structures de type F supportant les feux de circulation et les feux clignotants.

Parmi ces structures, celles d'éclairage sont les plus nombreuses. Au Québec, le Ministère compte près de 62000 luminaires installés sur plus de 40000 structures. En Amérique du Nord, plusieurs organismes publics utilisent des devis de performance par lesquels les chargés de projet spécifient les équipements et la géométrie de base.

Dans ces cas, la conception et la fabrication de ces structures incombent donc aux fabricants spécialisés dans le domaine. Ce faisant, le choix final des épaisseurs des pièces relève du fabricant. Les structures sont conçues de la façon la plus optimale possible.

Depuis quelques années, le Ministère a amorcé une vague de changements pour réviser l'ensemble de ses normes et pour modifier en profondeur les pratiques dans le domaine des structures supportant les équipements routiers. Il s'est doté d'un système de gestion des structures de signalisation et a procédé à une vaste campagne d'inspection des structures de signalisation latérale et aérienne.

Dans le domaine des structures d'éclairage et de signaux lumineux, encore beaucoup de travail restait alors à faire pour en arriver à normaliser la conception de ces structures et pour éventuellement éliminer tout recours aux devis de performance. Le problème s'est accru davantage lorsque des fissures de fatigue sont apparues à la base de plusieurs structures d'une conception parfois fort récente. Ceci a incité le Ministère à procéder à une inspection générale des tours d'éclairage et à instaurer un programme de surveillance pour les tours de 38 m sur lesquelles des fissures avaient été décelées. Compte tenu de l'étendue des dommages constatés, douze structures ont dû être démontées.

Le Ministère a examiné l'ensemble des critères de conception des tours d'éclairage afin d'en améliorer la résistance à la fatigue structurale. Ceci a entraîné plusieurs modifications des détails de fabrication. Certaines conclusions de l'étude s'appliquent évidemment à d'autres structures. Cette étude a mené à la normalisation de tours d'éclairage plus robustes afin de résister adéquatement à la fatigue structurale.

PROBLÉMATIQUE

Pour plusieurs structures de support d'équipements routiers, les problèmes de fatigue se traduisent par une fissuration à la base des fûts ou au pourtour des ouvertures d'accès requises pour les équipements électriques.

Pour d'autres structures, telles que les portiques de signalisation aérienne de type A1, les fissures se produisent aux extrémités des membrures secondaires dont les assemblages sont faits par soudures d'angle.

Dans certains cas, quelques modifications aux procédures de soudage s'imposent d'emblée. Ainsi, les membrures secondaires des structures de type A1 sont maintenant soudées en évitant de faire des départs ou des arrêts là où la paroi fait un angle de 135° . L'analyse des concentrations de contraintes sur le pourtour de la pièce révèle que c'est à cet endroit que les contraintes sont les plus élevées. Comme les points d'arrêt et de départ constituent un endroit où les défauts de soudage sont fréquents, il faut éviter cette zone névralgique. De plus, les nouveaux plans types indiquent qu'une préparation de surface est nécessaire pour exécuter la soudure entre des parois dont l'angle excède 120° .

Afin d'améliorer la résistance à la fatigue des assemblages utilisés dans la construction des portiques de signalisation aérienne, un programme de recherche sur la fatigue de ce type d'assemblage débute cette année : des essais en laboratoire auront lieu à l'Ecole Polytechnique de Montréal.

Plusieurs fissures se produisent au pourtour des ouvertures d'accès embouties des anciens fûts des structures de type E1 et F1. Les procédures de fabrications doivent maintenant inclure un meulage des bords afin d'enlever les parties potentiellement affectées par des micro-fissures. Le Ministère révisé présentement la conception de ces structures.

DESCRIPTION DES TOURS D'ÉCLAIRAGE

Les structures utilisées pour l'éclairage haut-mât sont de type E2. Il s'agit de tours d'éclairage en acier galvanisé constituées d'un fût tronconique de grande hauteur supportant une couronne mobile sur laquelle sont normalement fixés quatre tenons servant à encastrer les luminaires. Parfois, certaines couronnes supporteront jusqu'à huit luminaires.

Les autres équipements d'une tour d'éclairage incluent un système de levage qui permet de faire l'entretien à la base puis de hisser la couronne mobile jusqu'au sommet. Un treuil amovible est inséré à travers une ouverture d'accès de 280 mm de largeur par 900 mm de hauteur afin de mettre en marche le système de levage.

Le fût est généralement constitué de trois segments s'emboîtant par chevauchement. La section du fût est circulaire ou polygonale. Une plaque soudée sur le pourtour de l'ouverture d'accès sert de cadre de renfort. Au sommet du fût, une plaque de couronnement permet d'y boulonner le système de levage.

Avant de réviser la conception, la base du fût était assemblée en insérant le tube dans le trou de la semelle d'ancrage d'une épaisseur de 50 mm. L'assemblage est réalisé au moyen de soudures d'angle périphériques sont faites sur le dessus de la semelle et au bas du fût. De plus, une soudure d'angle constituait l'assemblage soudé entre le cadre de renfort et le fût.

De façon générale, les luminaires sont installés à une hauteur conventionnelle de 30 m. En zone fortement urbanisée, les tours atteignent toutefois de nouveaux sommets en culminant à 38 m de hauteur. L'éclairage assuré par les luminaires de type haut-mât permet d'éviter la multiplication des petites unités d'éclairage qui doivent être installés à faible distance de la ligne de rive, ce qui constitue un danger potentiel pour les usagers de la route.

Les tours de 38 m sont concentrées dans la région métropolitaine et en Estrie. Certaines tours datent de 1975. Annuellement, quelques tours de 38 m s'installent depuis 1989. L'épaisseur des parois des segments, le nombre de segments, l'arrangement des ouvertures d'accès (certains fûts possèdent deux ouvertures d'accès) et la localisation des plaques de levage évoluent alors.

Au cours des années, divers fabricants ont fourni des tours d'éclairage au Ministère. De 7,94 mm qu'était l'épaisseur du segment inférieur de certains fûts, cette épaisseur passe progressivement à 6,35 mm ou 6,07 mm au fur et à mesure que s'affine la conception. En choisissant un acier à plus haute résistance, l'épaisseur minimale spécifiée atteint le seuil inférieur de 4,76 mm.

Cette évolution dans la conception s'est faite au fur et à mesure que grandissait l'expertise des fabricants. En se basant sur les équations de résistance stipulées dans les normes en vigueur, le

choix des matériaux à limite élastique plus élevée permettait bel et bien de considérer une telle réduction d'épaisseur. Toutefois, d'autres éléments devaient aussi être approfondis pour en arriver à une conception plus robuste. Comme nous le verrons a posteriori, avec des épaisseurs aussi minces, on entrait maintenant dans le domaine où les problèmes de fatigue deviennent particulièrement aigus !

ÉTAT DE LA SITUATION EN 1996

Inspection d'urgence

Le 27 janvier 1996, un inspecteur du Ministère doit se rendre d'urgence inspecter une tour d'éclairage de 38 m oscillant dangereusement au Sud du Pont Champlain. Par la même occasion, il procède à l'inspection de quatre autres tours de 38 m appartenant au même lot initial. Des réparations temporaires sont alors effectuées. Au total, trois des cinq tours inspectées sont endommagées.

Correctifs

Le 29 janvier, les intervenants décident de faire démonter les cinq tours pour que le segment inférieur de 4,76 mm d'épaisseur soit remplacé par un segment de 6,35 mm d'épaisseur. Les tours sont ensuite réinstallées.

Pour assurer une protection à long terme pour l'ensemble des tours d'éclairage de 38 mètres qu'il a fourni, le fabricant installe aussi des amortisseurs de vibrations constitués de rondelles en matériau composite (élastomère), du type utilisé pour l'isolation sismique des structures. Ces amortisseurs sont installés sur la plaque d'assise et doivent dissiper une bonne partie de l'énergie ; ces rondelles sont acceptées à titre expérimental.

Des essais in situ sont aussi réalisés par le fabricant afin de vérifier le comportement des rondelles et d'en calibrer l'usage. Quelques essais sont faits par le fabricant pour mesurer le comportement du haut-mât avant et après l'installation des rondelles. Les résultats plus concluants mèneront toutefois à l'abandon de ce dispositif d'amortissement des vibrations.

Programme de surveillance 1996-97

Un système de gestion des structures est déjà en force pour plusieurs types de structures du ministère des Transports. Ce système appliqué initialement aux ponts s'étend progressivement aux structures supportant les équipements routiers. Lorsque les structures sont en bon état, la fréquence d'inspection est souvent de deux à trois ans. Certaines structures font aussi l'objet d'inspections plus fréquentes. Certaines structures sont aussi l'objet d'une surveillance étroite : ce sera le cas des tours d'éclairage de 38 m pour lesquelles des inspections trimestrielles doivent être faites. Le fabricant prend même la précaution de visiter mensuellement chaque tour problématique.

ÉTAT DE LA SITUATION À L'AUTOMNE 1997

Inspection

Lors des inspections de l'automne 1997, six nouveaux cas de fissuration sont détectés. Force est d'admettre que les amortisseurs de vibration se sont avérés inefficaces pour enrayer le développement de la fatigue : les tours, ainsi protégées, ne sont pas à l'abri de nouveaux dommages.

Correctifs

L'auteur recommande alors de mettre un terme aux expérimentations in situ. Il est urgent de détecter tous les cas posant un danger potentiel. Nous informons le fabricant que nous considérons que toute épaisseur de fût inférieure à 6 mm s'avère assurément insuffisante pour résister adéquatement à la fatigue même si des amortisseurs de vibration sont utilisés.

Des méthodes de renfort sont examinées. Entre-temps, les inspections sont faites de façon hebdomadaire. Dès qu'une fissure est décelée, il faut en enrayer la propagation ; pour ce, on doit percer des trous à chaque extrémité de la fissure avant de procéder aux réparations in situ.

Toute plaque de levage soudée à la jonction entre le fût et la semelle d'ancrage doit être enlevée : ce type d'assemblage entraîne des concentrations de contraintes trop élevées au pourtour de la plaque de levage. Il appert qu'auparavant, cette plaque était soudée directement sur le cadre de renfort.

Programme de surveillance - automne 1997-hiver 1998

Afin de vérifier systématiquement les différentes tours d'éclairage pouvant être problématiques, le Ministère met en place un système d'inspection de ces structures afin d'obtenir un relevé exhaustif des dommages. Les premières inspections ne peuvent être que visuelles, ce qui permet de détecter toute fissure importante.

Les inspections subséquentes révèlent plusieurs problèmes. Les tours d'éclairage de 38 m doivent être classées selon un niveau de priorité allant de 1 à 4 :

- niveau 1 : prévaut pour une tour présentant des fissures sévères au haut de la plaque de levage et sur la circonférence du fût : c'est le niveau le plus critique ;
- niveau 2 : tour n'ayant qu'une fissure au haut de la plaque de levage ;
- niveau 3 : tour présentant des indices de fissuration en surface enlevées par meulage léger ;
- niveau 4 : tour sans aucun indice de fissuration.

La recherche des fissures doit être orientée vers les zones les plus critiques. Ces zones critiques peuvent être identifiées en faisant l'analyse des dommages observés. Les essais non-destructifs suivant sont utilisés en prenant en compte le niveau de priorité des interventions :

- examen par magnétoscopie ;
- examen par ressuage (liquide pénétrant) ;
- examen par ultrasons ;

- examen par radiographie.

Dans certains cas, les fissures se développant à l'intérieur de la paroi du fût ne peuvent pas être décelées par un examen magnétoscopique. Les expertises montrent que des dommages importants ne peuvent être détectables autrement que par radiographie in situ, ce qui est moyen extrême pour la détection des fissures. Mieux vaut une conception beaucoup plus robuste dès le départ.

Analyse des dommages

L'analyse des dommages révèle les zones critiques où la fissuration peut se produire de façon caractéristique. La première zone identifiée est évidemment la paroi du fût raidie par la plaque de levage de 150 mm x 150 mm .

Là où le problème devient plus critique, c'est dans la zone située juste au-dessus de la soudure circconférencielle entre le fût et la semelle d'ancrage de la tour. D'après les relevés, ces fissures se produisent lorsque l'épaisseur spécifiée de la paroi est de 4,76 mm .

Bien que les fissures relevées aient souvent une longueur variant de 50 à 75 mm, elles peuvent parfois s'étendre à une grande partie de la section, le pire cas ayant été une fissuration partielle ou totale sur près de 80 % du pourtour de la section, la zone raidie par la plaque de levage étant restée intacte dans ce cas.

Dans les nouveaux cas de fissuration qui se présentent à l'automne 1997, des fissures sont relevées, d'une part, au haut de la plaque de levage et, d'autre part, à divers endroits sur le pourtour de la section. La figure 1 montre une fissure caractéristique dont l'axe fait un angle, α , d'environ 90° à 120° dans certains cas alors que dans d'autre cas, cette fissure se produit du côté opposé à la plaque de levage (angle, α , d'environ 180°).

Ces dernières fissures horizontales distribuées aléatoirement sur le pourtour du fût se concentrent surtout aux arêtes de pliage de la section polygonale. La circonférence mesurée à la base de l'une des tours est de 1980 mm. Il est évident que la seule présence d'une plaque de levage ne peut pas causer des fissures horizontales qui apparaissent n'importe où sur le pourtour de la section. Lorsque une tour oscille en générant des moments fléchissants en sens transversal à l'axe où se situe la plaque de levage, ladite plaque se situe sur l'axe neutre de la section ainsi sollicitée : les contraintes flexionnelles dans la zone raidie par la plaque sont alors négligeables. La plaque de levage, certes néfaste, n'est pas la seule coupable : la fatigue se manifestait ardemment sur tout le pourtour de la base dont l'assemblage soudé était d'une catégorie beaucoup trop critique.

Le pourtour du cadre de renfort constitue une autre zone critique où des fissures peuvent apparaître. Ces cadres de renfort sont généralement soudés au fût au moyen d'un cordon de soudure d'angle. Au cours des inspections, des réparations ont dû être faites d'urgence suite à l'apparition de fissures importantes dans cette zone. Pour ces fûts plus anciens, les parois avaient 7,94 mm d'épaisseur.

Dans les joints à chevauchement où un segment s'emboîte dans l'autre dont le bord extérieur est meulé pour faciliter la dilatation, il peut y avoir une fissuration longitudinale du bord des parois lorsqu'une poussée axiale est exercée pour assembler les parties. Les normes canadiennes recommandent des longueurs de chevauchement accrues et requièrent, en outre, que le meulage n'enlève pas plus de la moitié de l'épaisseur de la paroi. Pour inspecter ces sections, des robots magnétiques dotés de caméras permettent des inspections visuelles à partir de la base. Généralement, cette zone est tout de même considérée comme peu critique.

Coque de renfort

Parmi les méthodes examinées pour renforcer la base des tours d'éclairage, une option a été examinée par le fabricant afin d'éviter de démonter les tours. Une coque de renfort constituée de trois éléments à boulonner in situ s'avérait une proposition intéressante. Sa conception a été menée jusqu'à la fabrication d'un prototype ; toutefois, devant le manque de garantie à long terme, la mise en œuvre n'a jamais été menée à terme.

Études par éléments finis

M. Marc Savard, ing. Ph.D. a modélisé par éléments finis le comportement d'une tour d'éclairage. Des analyses linéaires et non-linéaires ont été faites.

Les résultats des études permettent d'examiner plus à fond les problèmes liés aux concentrations de contraintes à la base du fût. Les valeurs les plus élevées des contraintes calculées sont bel et bien localisées au haut de la plaque de levage.

Le modèle corrobore aussi le fait que des fissures se produisent à la limite du cordon de soudure d'angle sur le pourtour du fût, et ce, peu après l'apparition de fissures au haut de la plaque de levage. Ceci s'explique par le fait que les concentrations de contraintes au voisinage direct des arêtes de pliage de la section polygonale avoisinent les valeurs des concentrations de contraintes calculées au pourtour de la plaque de levage.

Interventions urgentes

Le 19 novembre, un rapport d'inspection révèle qu'une nouvelle fissure de 75 mm est apparue à la base d'une tour faisant partie d'un lot de quatre tours de niveau 1 ou 2. L'auteur ordonne le démontage des quatre tours : la tour avait été réparée le 12 novembre, soit une semaine auparavant !

Les contrôles radiographiques, réservés initialement aux tours de niveau 1 ou 2, doivent bientôt aux tours de niveau 3. Le rapport d'essai radiographique d'une tour classée initialement de niveau 3 suite à la détection d'une petite fissure au haut de la plaque de levage n'indiquait qu'un indice de fissuration par radiographie. En meulant la surface galvanisée pour procéder aux réparations, sept fissures sont décelées. L'auteur a recommandé illico le démontage de cette tour.

Une tour d'éclairage ayant une épaisseur de 6,35 mm à la base située en un endroit particulièrement névralgique a présenté en décembre des problèmes importants. Une importante

fissure de 57 mm avait été décelée juste au haut de la soudure entre la plaque de levage et la paroi du fût ; la profondeur de la fissure variait de 3 à 5 mm. Le niveau de priorité a été établi à 2, et nous avons maintenu une surveillance très étroite par la suite.

Des fissures ont été décelées sur les arêtes successives H, I et J de cette tour ; les arêtes sont identifiées dans l'ordre alphabétique en identifiant les arêtes dans le sens horaire de la vue en plan, l'origine se situant près de la plaque de levage. Suite aux réparations, de nouvelles fissures ont été décelées en décembre aux arêtes G et K, voisines des trois arêtes ayant été réparées initialement de H à J. D'autres fissures sont aussi apparues aux arêtes A, B, M et O. De plus, une petite fissure est présente dans la soudure d'angle dans la zone de l'arête E. Au total, 11 fissures ont été détectées dans les secteurs à haute concentration de contraintes de la tour précitée. Cette tour a évidemment été démontée.

Ces divers exemples mettent en lumière les difficultés rencontrées avec les structures dont la conception est optimisée en ne prenant en compte que les équations de résistance. Les effets aérodynamiques doivent forcément être examinés de plus près.

EFFETS AÉRODYNAMIQUES

Le vent se comporte comme un fluide qui en s'écoulant le long des surfaces d'une structure peut produire différents effets en fonction de la turbulence de l'écoulement. Dans certaines conditions, des tourbillons se forment en alternant de part et d'autre d'un élément. Ces tourbillons alternés génèrent des chargements transversalement au sens de l'écoulement du fluide considéré.

Lorsque ces chargements s'appliquent à une fréquence correspondant à l'une des fréquences propres de la structure, le phénomène de résonance survient et génère un grand nombre de cycles de chargements. Les normes OHBDC et AASHTO présentent des méthodes permettant de prendre en compte les effets aérodynamiques associés aux tourbillons alternés en déterminant des charges transversales équivalentes que l'on considère selon un modèle statique.

D'après le modèle de calcul proposé par les normes OHBDC et AASHTO, les effets de résonance pour le premier mode de vibration d'un haut-mât se produisent pour une vitesse de vent très faible, de l'ordre de 5 km/hre.

La méthode présentée permet de modéliser le haut-mât de forme tronconique en le transformant en un tube cylindrique de propriétés équivalentes. La méthode simplifiée ne permet toutefois pas de prendre en compte les variations d'épaisseur d'un segment à l'autre du haut-mât. De plus, cette méthode ne prend pas en compte les effets de second ordre, lesquels ne sont pas négligeables pour des structures avec d'aussi grands déplacements.

La méthode présentée dans les normes OHBDC et CHBDC permet de modéliser plus précisément la structure et définit clairement les modes de vibration pour lesquels les vérifications selon l'état limite de fatigue FLS-1 sont requises pour éviter les problèmes de résonance.

Un groupe de recherche a entrepris la révision des critères de conception dans le domaine des structures supportant les équipements routiers. Les conclusions sont présentées dans les rapports NCHRP 411 et 412. D'autres effets aérodynamiques pourraient devoir être considérés dans les futures normes en plus des effets des tourbillons alternés. Une grande évolution s'ébauche. Les chargements cycliques définis selon les différents critères présentés permettent de vérifier la résistance à la fatigue.

FATIGUE

Sous l'effet des chargements cycliques tels que ceux générés par les tourbillons alternés, il faut déterminer l'amplitude des variations de contraintes au niveau des différentes sections. C'est l'écart total des contraintes générées lorsque les charges combinées dues aux charges de vent et aux charges dynamiques transversales générées par les tourbillons alternés ainsi qu'au poids de la structure dans son état déformé qui s'avère le critère de base.

Il faut alors prendre en compte le type d'assemblage pour déterminer l'écart de contrainte permis en fonction du nombre de cycles de chargements, lequel est établi dans la norme OHBDC à 2×10^6 cycles pour l'acier. Pour une section critique, on doit limiter l'écart permis à 75% des valeurs de base présentées dans les normes (OHBDC, art. 10-5.1.3).

On doit aussi considérer que sous divers niveaux de chargements se présentant moins fréquemment, les dommages dus à la fatigue s'accumulent aussi dans les matériaux. En fait, le critère permettant de prendre en compte l'accumulation des dommages par fatigue est connu sous le nom de règle de Miner. La fissuration ne peut être décelée qu'à environ 80% de la durée de vie de la structure.

Le critère de base à prendre en compte dans le cas de la fatigue, est donc de limiter l'écart de contraintes au niveau des sections les plus critiques où se concentrent les contraintes. Une rupture par fatigue s'amorce par une micro-fissuration qui se propage en fonction des cycles de chargement. La conception des assemblages soudés doit être faite en évitant les transitions trop brusques et en favorisant un bon écoulement des contraintes.

SOLUTION FINALE

Les tours d'éclairage de 38 m de hauteur ont dû faire l'objet d'une intervention majeure afin d'améliorer substantiellement la résistance à la fatigue de ces structures. Toutes les bases des structures problématiques doivent être épaissies. De plus, il faut modifier les détails d'assemblage pourtant couramment utilisées par de nombreux organismes publics.

Au moment de la rédaction de cet article, les travaux sont en cours d'achèvement. Ce ne sont pas toutes les tours de 38 m qui ont posé des problèmes mais l'avertissement fut sérieux.

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Le développement de nouvelles structures permet d'utiliser les matériaux les plus performants. Le choix d'un matériau ayant une limite d'élasticité plus élevée, permet parfois d'entrevoir certaines économies potentielles. En se basant sur les équations de résistance et de stabilité, un concepteur a souvent le souci d'optimiser l'épaisseur de la paroi d'une membrure. Cette diminution d'épaisseur entraîne toutefois des contraintes plus élevées pour les mêmes sollicitations extérieures, ce qui a pour conséquence de réduire la résistance à la fatigue.

Dans l'étude de la « crise de la fatigue », nous constatons que les structures les plus récentes ont fissuré environ 30 mois après la mise en service. Dans le pire cas, la base du fût était fissurée partiellement ou totalement sur 80 % du pourtour de la section. Les essais ont indiqué que la rupture avait été causée par la fatigue, ce qui est indéniable compte tenu des lignes concentriques observées sur chaque fracture. De telles situations ne doivent pas se reproduire.

Quelques conclusions évidentes doivent être appliquées :

- les épaisseurs des parois des fûts des tours d'éclairage doivent être augmentées substantiellement pour assurer la sécurité des usagers de la route ;
- il est interdit de souder une plaque de levage directement sur la paroi du fût : cela génère des concentrations de contraintes trop élevées ; il est toutefois permis de souder cette plaque directement sur le dessus de la semelle d'ancrage du fût ;
- les assemblages soudés requérant des soudures d'angle périphériques doivent être considérés selon la catégorie critique suivante : ET ; cette catégorie ne permet qu'une amplitude de contraintes de 18 Mpa ;
- pour améliorer substantiellement la résistance à la fatigue des fûts, les assemblages soudés permettant une meilleure transition pour atténuer les contraintes doivent être utilisés ;
- les soudures pleine pénétration avec soudure d'angle en surépaisseur sont donc requises à la base du fût et au pourtour du cadre de renfort de l'ouverture d'accès ;
- quelques problèmes ayant été constatés lors de la campagne d'inspection des tours d'éclairage de 30 m , les changements apportés à la conception des tours de 38 m doivent aussi s'appliquer aux tours de 30 m ;
- l'utilisation d'un dispositif d'ancrage à l'aide d'une deuxième plaque annulaire soudée sur le côté du fût et sur des raidisseurs la reliant à la semelle d'ancrage, telle qu'utilisée en Ontario est interdite : ce type d'assemblage reporte plus haut la section critique (catégorie ET) ;
- on peut alléger les problèmes de concentrations de contraintes au pourtour d'une ouverture d'accès :
 - en formant une arche autant que possible selon les méthodes de fabrication utilisées ;
 - contrôler les problèmes de voilement local des parois ;
 - examiner plus à fond les problèmes de fabrication avec le nouvel assemblage soudé recommandé ;
 - augmentant la capacité de la porte et de ses attaches ;

- dans les joints à chevauchement, il faut :
 - éviter les meulages sur plus de la moitié de l'épaisseur des parois ;
 - aligner les côtés plats des sections polygonales ;
 - appliquer les exigences des normes OHBDC et CHBDC concernant une longueur de chevauchement plus importante ;
- examiner de façon plus approfondie les assemblages des autres équipements à installer sur la tour d'éclairage ;
- porter attention à l'ajout de certains équipements supplémentaires tels que les écrans autour des luminaires : cela augmente les charges de vent en tête du fût ;
- examiner en profondeur la conception des structures supportant les équipements routiers afin d'en améliorer substantiellement la résistance à la fatigue.

En annexe, figure le plan type PT1E2-01 proposé pour la construction des fûts des tours d'éclairage : le plan présente les détails pour la conception des tours de 30 m ; il est en cours de révision pour y ajouter les détails pour la conception des tours de 38 m . Le plan type PT1E2-02 montrant les autres détails de fabrication de la couronne mobile est aussi en préparation présentement. Aucun autre recours aux devis de performance ne doit être permis pour ce type de structure.

Comme la conception des haut-mâts doit être faite de manière à s'assurer de la plus grande durée de vie possible, il est essentiel de s'assurer que les nouveaux haut-mâts fassent l'objet d'une vérification systématique à toutes les étapes, autant au niveau de la conception qu'au niveau de la fabrication. Cela permettra d'éviter qu'une fatigue prématurée du matériau ne vienne diminuer de façon drastique cette durée de vie tant souhaitée.

STRUCTURES DE SIGNALISATION, D'ÉCLAIRAGE ET DE SIGNAUX LUMINEUX

Directrice générale des
infrastructures et des technologies

Année-Marie Leclerc, Ing. M. Ing.



Gouvernement du Québec
Ministère
des Transports

NORME

Tableau 6.4-1
Caractéristiques des structures

Type de structure	Usage	Massif de fondation	Supports cédant sous l'impact	Caractéristiques	Dessin normalisé (ou) ou plan type*** (PT)	Figure
L1X	Supersignalisation latérale	oui	oui	- 2 à 5 poteaux à section circulaire en aluminium de forme cylindrique ou tronconique	à venir	
L1	Supersignalisation latérale	oui	non		PT1L1-11	
L2X	Supersignalisation latérale	oui	oui	- 2 à 4 poteaux à section en I en acier - Base à plan de glissement ou à boulons à section réduite, joint à articulation et attaches friables	PT1L2-01 PT1L2-02	
L2	Supersignalisation latérale	oui	non	- 2 à 4 poteaux à section en I en acier	PT1L2-11	
L3X	Signalisation latérale	oui	oui	- 2 poteaux à faible espacement	Conception spéciale PT1L3-01 (À venir)	
L4X	Signalisation latérale	oui	oui	- 1 seul poteau à section circulaire en acier - Base à plan de glissement	PT1L4-01	
L5	Supersignalisation latérale	S.O.	S.O.	- Structure en aluminium - Installation sur les murs en retour des ponts - Voir note 1	PT1L5-01	
L6X	Signalisation latérale	non	oui	- Poteaux fichés dans le sol (nombre déterminé selon le type de support) - Section rectangulaire pour le bois - Section en U ou elliptique pour l'acier	(À venir)	
L7X	Délinéateurs, plaque de marquage, etc.	non	oui	- 1 seul poteau en acier - Section en U - Utilisable pour toutes les zones - Surface de panneau ≤ 400 X 400 mm	DN001	

Notes (voir page 11)



Gouvernement du Québec
Ministère
des Transports

NORME

STRUCTURES DE SIGNALISATION, D'ÉCLAIRAGE ET DE SIGNAUX LUMINEUX

Directrice générale des
infrastructures et des technologies

Année-Marie Leclerc, Ing. M. Ing.

Tableau 6.4-1
Caractéristiques des structures (suite)

Type de structure	Usage	Massif de fondation	Supports cédant sous l'impact	Caractéristiques	Dessin normalisé (ou) ou plan type*** (PT)	Figure
A1	Supersignalisation aérienne	MA1-1 et MA1-2	non	- Portique en treillis d'aluminium - Supports verticaux V1 à V4 avec poteaux à section circulaire de forme cylindrique ou tronconique - Supports horizontaux T1 à T4 - Voir note 2	PT1A1-01 PT1A1-02 PT1MA-12	
A2	Supersignalisation aérienne	MA2-1	non	- Structure en porte-à-faux en aluminium	PT1A2-01 PT1A2-02 PT1MA-12	
A3	Supersignalisation aérienne		non	- Portique monotubulaire en aluminium ou en acier	Conception spéciale	
A4	Supersignalisation aérienne	S.O.	S.O.	- Structure en aluminium ou en acier - Installation sur la structure d'un pont - Voir note 3	Conception spéciale	
A5	Supersignalisation aérienne		non	- Structure sur câbles d'acier - Supports verticaux métalliques - Souvent haubannée	Conception spéciale	

Notes (voir page 11)

STRUCTURES DE SIGNALISATION, D'ÉCLAIRAGE ET DE SIGNAUX LUMINEUX

Directrice générale des
infrastructures et des technologies

AM Leclerc
Anny-Marie Leclerc, Ing. M. Ing.



Gouvernement du Québec
Ministère
des Transports

NORME

Tableau 6.4-1
Caractéristiques des structures (suite)

Type de structure	Usage	Massif de fondation	Supports cédant sous l'impact	Caractéristiques	Dessin normalisé (DN) ou plan type*** (PT)	Figure
E1	Éclairage promenade	ME-0	oui, au besoin	- Fût en aluminium ou en acier à section circulaire - Hauteur = 6 m - Caisson de sécurité		
	Éclairage conventionnel	ME-1 ME-2 ME-3	oui, au besoin	- Fût en aluminium ou en acier à section circulaire - Hauteur = 8,5 m 10 m 12 m 15 m - Potence à rayon en acier ou en aluminium de 2, 3 ou 4 m - Potence droite en acier ou en aluminium de 600 ou 1200 mm - Caisson de sécurité - Voir note 4	DN 003, DN 008, DN 010 à DN 012, DN 014 à DN 021, DN 026, DN 027 et DN 031	
E2	Éclairage haut-mât	ME-6 ME-7	non	- Fût en acier à section circulaire - Hauteur de 30 et 38 m	Conception spéciale	
E3	Éclairage mural	-	N/A	- Support pour luminaire installé dans des tunnels sous des ponts d'étagement, etc.	(À venir)	

Notes (voir page 11).



Gouvernement du Québec
Ministère
des Transports

NORME

STRUCTURES DE SIGNALISATION, D'ÉCLAIRAGE ET DE SIGNAUX LUMINEUX

Directrice générale des
infrastructures et des technologies

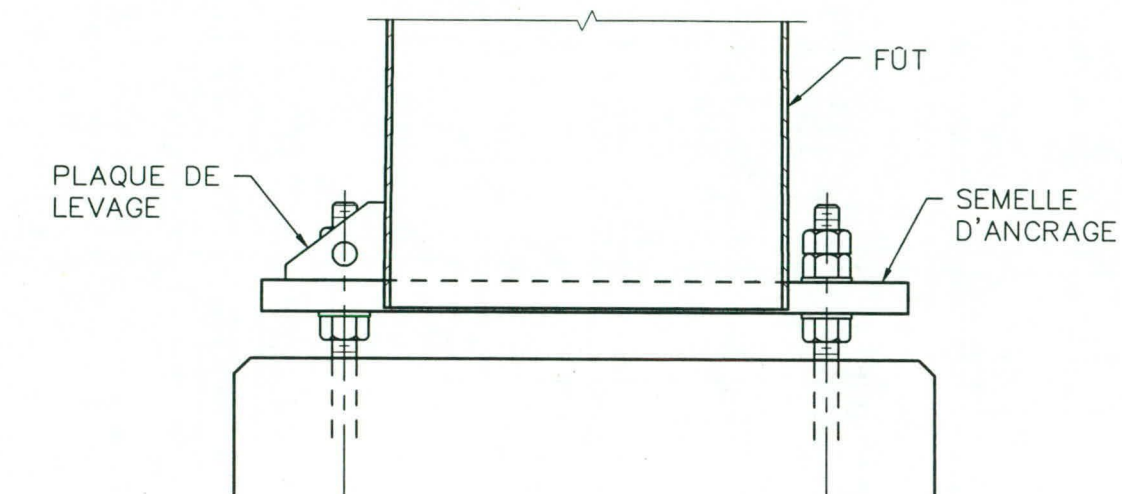
AM Leclerc
Anny-Marie Leclerc, Ing. M. Ing.

Tableau 6.4-1
Caractéristiques des structures (suite)

Type de structure	Usage	Massif de fondation	Supports cédant sous l'impact	Caractéristiques	Dessin normalisé (DN) ou plan type*** (PT)	Figure
F1	Feux de circulation	ME-0 ME-1 ME-2	- Au besoin - Voir note 5	- Fût en acier ou en aluminium - Potence à rayon en acier ou en aluminium de 2, 3, 4 ou 7,5 m - Potence droite en acier ou en aluminium de 300 mm	DN 003 à DN 007, DN 010 à DN 013, DN 016 à DN 019, DN 022 à DN 025 et DN 028 à DN 031	
F2	Feux clignotants	ME-2	- Au besoin - Voir note 5			

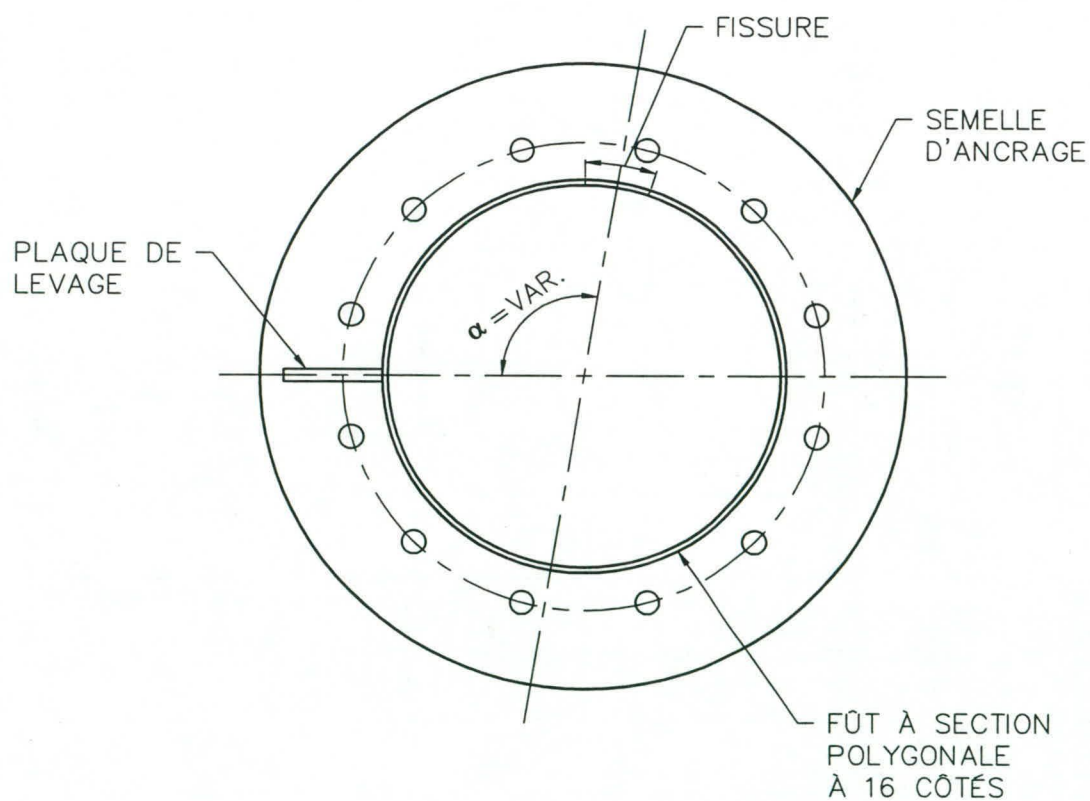
Notes :

- * La conception des structures de signalisation et des signaux lumineux doit également répondre aux exigences du Tome V - *Signalisation routière*.
 - ** La conception des structures d'éclairage doit également répondre aux exigences du Tome IV - *Abords de route*, chapitre 4 «Éclairage des routes».
 - *** Les plans types sont disponibles à l'unité administrative centrale responsable des structures.
- Superficie maximale de panneau :
- zones 1 et 2 : 4 m x 2,44 m;
- zone 3 : 3 m x 2,44 m.
 - Un seul piédestal doit être utilisé pour augmenter la hauteur libre sous un portique en treillis.
Un amortisseur à résonance accordé à la fréquence propre de la structure doit être installé en permanence au centre de la portée.
 - Aucun support de ce type de structure ne doit être installé sur une poutre en béton précontraint ou sur une poutre en acier d'un ouvrage d'art.
 - La hauteur de 8,5 m n'est utilisée que pour les remplacements.
 - Usage d'un caisson de service électrique.



COUPE

NON À L'ÉCHELLE

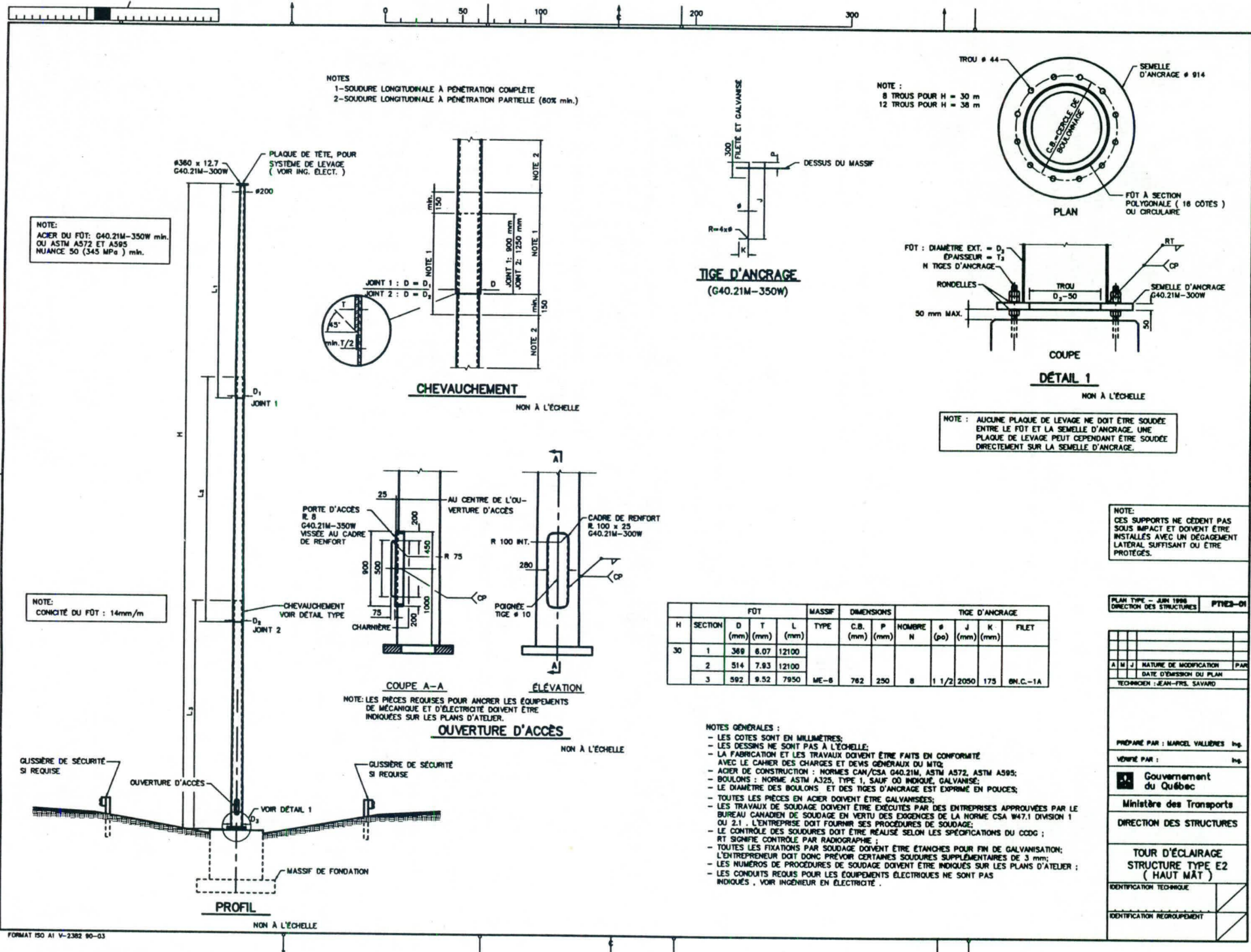


PLAN

NON À L'ÉCHELLE

Figure 1 – Relevés de dommages

22-15



H	SECTION	FÔT			MASSIF	DIMENSIONS		TIGE D'ANCRAGE				
		D (mm)	T (mm)	L (mm)		C.B. (mm)	P (mm)	NOMBRE N	# (po)	J (mm)	K (mm)	FILET
30	1	389	6.07	12100								
	2	514	7.93	12100								
	3	592	9.52	7950	ME-8	762	250	8	1 1/2	2050	175	EN.C.-1A

PLAN TYPE - JUIN 1988
 DIRECTION DES STRUCTURES

PTES-01

A	M	J	NATURE DE MODIFICATION	PAR
DATE D'ÉMISSION DU PLAN				
TECHNIEN: JEAN-FRÉ. SAVARD				
PRÉPARÉ PAR: MARCEL VALLIÈRES Ing.				
VÉRIFIÉ PAR: Ing.				
Gouvernement du Québec				
Ministère des Transports				
DIRECTION DES STRUCTURES				
TOUR D'ÉCLAIRAGE STRUCTURE TYPE E2 (HAUT MÂT)				
IDENTIFICATION TECHNIQUE				
IDENTIFICATION REGROUPEMENT				

REMERCIEMENTS

L'auteur tient à remercier tout particulièrement les inspecteurs Messieurs Michel Labonté et Roger Gosselin , pour leur précieuse collaboration lors de l'inspection des structures faisant l'objet de la présente étude, Marc Savard pour son support technique, Donald Villeneuve pour les essais en laboratoire de même que les représentants des Directions territoriales et Messieurs Claude Leclerc et Jacques Desmeules pour leur appui indéfectible. L'auteur remercie aussi le personnel du fabricant pour avoir maintenu sa collaboration et pour avoir fait tout ce qu'il pouvait pour tenter de remédier à une situation difficile.

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.

ANSI/AWS D1.1-98. « Structural Welding Code — Steel ». American Welding Society.

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.

W59-M1989. « Construction soudée en acier (Soudage à l'arc) ».
Association canadienne de normalisation.

W59.2-M1991. « Construction soudée en aluminium (Soudage) ».
Association canadienne de normalisation.

INSTRUMENTATION D'UN PONT INTÉGRAL

Marc Savard, ing., Ph. D.

Transports Québec
Direction des structures
Service de l'entretien
Québec, Québec

RÉSUMÉ : Dans le contexte de la réduction des coûts de construction et d'entretien et du désir d'augmenter la durabilité à long terme des structures, un premier pont à culées intégrales montées sur des pieux flexibles sera construit au Québec au printemps de 1999. Étant donné l'absence de règles et de normes établies, la conception de ces ponts a été basée jusqu'à maintenant sur les expériences de projets antérieurs. Compte tenu que ces nouveaux ponts ont pour la grande majorité été construits aux États-Unis, donc dans un climat sensiblement différent de celui du Québec, il a été jugé nécessaire d'instrumenter ce pont intégral de manière à vérifier certaines hypothèses de calcul émises par le concepteur du pont. Ces hypothèses concernent l'amplitude de la variation de longueur du tablier sur une base annuelle, l'intensité de la poussée du sol derrière les culées, la variation de la température effective à l'intérieure des poutres en comparaison avec la variation de la température de l'air, et la variation de l'intensité des contraintes dans les pieux à l'interface avec les culées. Pour faire les mesures appropriées, les capteurs et les systèmes d'acquisition qui seront utilisés sont brièvement décrits.

INTRODUCTION

Un pont à culées intégrales est une structure sans joint de tablier. La particularité de ce type de structure est l'interaction entre le tablier, les pieux et le sol créée par la liaison rigide établit entre les culées et l'extrémité des poutres. Dans le contexte de la réduction des coûts de construction et d'entretien et du désir d'augmenter la durabilité à long terme des structures, un premier pont à culées intégrales montées sur des pieux flexibles sera construit au Québec au printemps de 1999.

La géométrie du pont est illustrée sur les figures 1 à 5. Ce pont comptera trois travées continues, soit une travée centrale de 29 m et les deux travées d'extrémité de 25 m. Transversalement, 5 poutres AASHTO préfabriquées et précontraintes supportent une dalle de béton de 200 mm d'épaisseur. À noter le biais de 17° et la présence d'un pont jumeau (construit en 1974) pour les deux voies de la direction Sud de cette prolongation de l'autoroute 25.

Étant donné l'absence de règles et de normes établies, la conception de ces ponts a été basée jusqu'à maintenant sur les expériences de projets antérieurs. Compte tenu que ces nouveaux ponts ont pour la grande majorité été construits aux États-Unis, donc dans un climat sensiblement différent de celui du Québec, il a été jugé nécessaire d'instrumenter ce pont intégral de manière à vérifier certaines hypothèses de calcul qu'a du admettre le concepteur du pont. Ces hypothèses ont trait aux paramètres suivants :

- 1) l'amplitude du changement de longueur du tablier sur une base annuelle;
- 2) la variation de la température effective à l'intérieure des poutres;

- 3) la variation de l'intensité des contraintes de flexion dans les pieux à l'interface avec les culées (contraintes maximales).
- 4) l'intensité de la poussée passive du sol contre les culées.

La variation de la longueur du tablier Δ résulte de la variation de la température à l'intérieur du tablier, du retrait et du fluage des poutres de béton. Le paramètre Δ est de première importance puisqu'il conditionne la longueur maximale admissible du tablier. En effet, pour limiter les surpressions dans la chaussée aux approches et la poussée passive sur les culées, la grandeur de Δ ne doit pas dépasser 50 mm à chaque extrémité.

Pour prédire une valeur réaliste du paramètre Δ , on doit connaître, entre autres, la valeur du coefficient de dilatation thermique du tablier. Pour estimer ce coefficient, on doit mesurer la variation de la longueur du tablier et la température interne des poutres. On prendra également soin d'enregistrer la température de l'air ambiant pour tenter d'établir une corrélation entre cette température et la température interne des poutres. À noter que le coefficient de dilatation du béton n'est pas égal à celui de l'acier de précontrainte.

Pour la conception de ce projet, la grandeur du raccourcissement causé par le retrait et le fluage d'une poutre en béton précontraint a été estimée avec les équations classiques qui négligent la flexion des poutres induite par la relaxation de la précontrainte et considèrent les poutres axialement comprimées. De manière à quantifier l'effet du retrait et du fluage sur la déformée de la poutre, les déformations internes dans quatre poutres seront enregistrées près de leurs extrémités.

Par ailleurs, la prédiction de la variation de la longueur du tablier est de première importance pour le design des pieux. Ceux-ci étant ancrés dans chacune des culées, un mouvement horizontal de celles-ci induit des contraintes de flexion dans les pieux. Ceux-ci doivent être suffisamment résistants pour reprendre ces efforts de flexion qu'on peut associer à des effets $P-\Delta$ compte tenu de la charge axiale de compression qui les sollicitent. Le sable compacté et le sol entourant chacun des pieux sert d'appui latéral agissant contre la déformation de flexion des pieux et influence ainsi l'amplitude des contraintes générées dans les pieux. Les mesures des déformations sur les pieux permettra également de vérifier l'approche théorique employée par le concepteur pour le design des pieux du projet. Dans cette approche, le sol est modélisé à l'aide d'élément «ressort» dont la rigidité doit être représentative de la capacité du sol environnant les pieux à empêcher les mouvements associés à la flexion des pieux. À noter que le déplacement Δ au niveau du tablier n'est pas nécessairement égal au déplacement horizontal du sommet du pieu à cause des rotations suivant les deux plans verticaux qui accompagne le mouvement d'une culée solidaire du tablier. Ces rotations de la culée sont conditionnées par la poussée passive du sol qui s'exerce derrière la culée.

L'intensité de la poussée du sol dépend de la nature du sol, de son degré de compaction, de l'efficacité du système de drainage du sol et de l'amplitude du déplacement horizontal induit à la culée. Par ailleurs, compte tenu de la nature cyclique des mouvements de la culée dans le temps, un phénomène d'hystérèse est prévisible dans le niveau de compaction du sol. En effet, après plusieurs cycles de variation de la longueur du tablier, on peut s'attendre à ce qu'un

tassement puisse se produire dans les vides créés entre la culée et le remblai lorsque le pont se contracte. Devant la nature imprévisible d'un phénomène mettant en jeu de nombreux facteurs, il est apparu opportun de mesurer la pression exercée par le sol sur une longue période de temps.

INSTRUMENTATION

Mesure de la variation de la longueur du tablier

Pour mesurer le raccourcissement et l'allongement du tablier du pont, un câble sera ancré à une extrémité de la poutre centrale. À l'autre extrémité, un ressort linéaire (de constante K connue) tendra le câble tout en étant fixé à la poutre. Un lecteur de déplacement mesurera la variation de longueur du ressort. L'allongement ou le raccourcissement du pont ΔL est donné par l'équation suivante (deux ressorts en série) :

$$\Delta L = \frac{\Delta P}{K} + \frac{\Delta P L}{EA} + \alpha \Delta T L$$

où K est la constante du ressort, L est la longueur du câble, E et A sont respectivement le module d'élasticité et l'aire de la section du câble, α est le coefficient de dilatation thermique du câble et ΔT est la variation de température.

En multipliant la variation de longueur du ressort (mesurée par le lecteur de déplacement) par K , on obtient ΔP , la variation de la force de traction dans le câble qu'on admet constante en supposant qu'il n'y ait pas de friction le long du câble. En mesurant la température du câble à l'aide d'un thermocouple, on peut éliminer l'influence des effets thermiques sur la longueur du câble. Par ailleurs, si le coefficient α du câble est faible (câble en «invar» par exemple), on peut négliger cette correction.

Mesure des déformations dans les pieux

Pour mesurer les contraintes dans les pieux, on a choisi d'instrumenter ceux-ci à l'aide de jauge de déformation de fibre optique de type Fabry-Perot. Les avantages de cette technologie sur les jauges de déformation électriques ou résistives sont la stabilité à long terme des mesures (aucune dérive du zéro), la précision des lectures, l'insensibilité du système au bruit électronique et à la longueur de la fibre, et la facilité d'utilisation. En effet, l'information contenue dans le code d'identification est suffisante pour convertir la variation de la longueur d'onde (associée à la déformation) en unités d'ingénierie (micro-déformation $\mu\epsilon$). Il est également possible de choisir des jauges de fibre optique qui soient auto-compensées, c'est-à-dire que la déformation du matériau dû à un changement de la température soit égale à la déformation de la jauge elle-même, éliminant ainsi la composante thermique des lectures effectuées.

Ces jauges seront reliées à un système d'acquisition de données comportant 16 canaux pour jauges de fibre optique. Ce système, développé par FISO Technologies et distribué par Roctest inc., comprend un conditionneur de signaux (source de lumière, dispositif

d'interprétation, multiplexeur, etc.) et un enregistreur de données. Cet appareil peut stocker jusqu'à 50 000 lectures dans un bloc de mémoire non volatile avec une résolution de 0,01%. Les paramètres définissant la séquence d'enregistrement des données, la durée de l'acquisition des données et tous les autres paramètres de fonctionnement sont facilement programmables à l'aide d'un clavier alpha-numérique.

Un total de 15 jauges seront installées sur 5 pieux, à raison de 3 jauges par pieu. Trois pieux de la culée Sud et deux pieux de la culée Nord seront ainsi instrumentés. Avec ces données, il sera possible de connaître l'intensité de l'effort axial et des moments fléchissant suivant les axes fort et faible d'un pieu. Les jauges installées ne seront pas auto-compensées, cependant le seizième canal disponible servira à la lecture de la température sur la paroi d'un pieu. L'installation de ces capteurs sera effectuée par les employés du MTQ responsables de l'instrumentation après le battage des pieux, le remplissage des pré-trous et l'installation de l'isolant rigide.

Mesure de la pression du sol contre les culées

De manière à mesurer la pression passive exercée par la sol derrière les culées soumises aux mouvements horizontaux causés par la dilatation du tablier, deux capteurs de pression seront installés sur la face verticale remblayée de chacune des deux culées. De forme circulaire et d'une épaisseur de 6 mm environ, ces capteurs sont remplis d'huile et l'élément sensible est basé sur la technologie des cordes vibrantes. Leur gamme de mesure peut varier de 175 à 7000 kPa, avec une résolution de 0,1%.

Pour limiter les perturbations sur les mesures, ces capteurs seront encastrés dans la culée de manière à ce que la face sensible du capteur soit dans le même plan que le côté sollicité de la culée. Les câbles de ces capteurs seront également sécuriser à l'aide d'un conduit de protection en PVC rigide.

Mesure des déformations aux extrémités de poutres

Pour mesurer les déformations aux extrémités des poutres, 4 d'entre elles seront instrumentées avec 2 jauges par poutres près des culées, pour un total de 8 jauges. Pour chacune des poutres, les jauges seront installées dans les poutres, avant que le béton ne soit coulé à l'usine. À noter que ces capteurs sont basés sur la technologie des cordes vibrantes. Avec une jauge près du haut et l'autre près du bas de la poutre, ces capteurs permettront d'estimer le moment développé dans les poutres encastrées dans la culée. Enfin, pour assurer la protection des câbles des jauges des conduits de protection en PVC rigide seront installés.

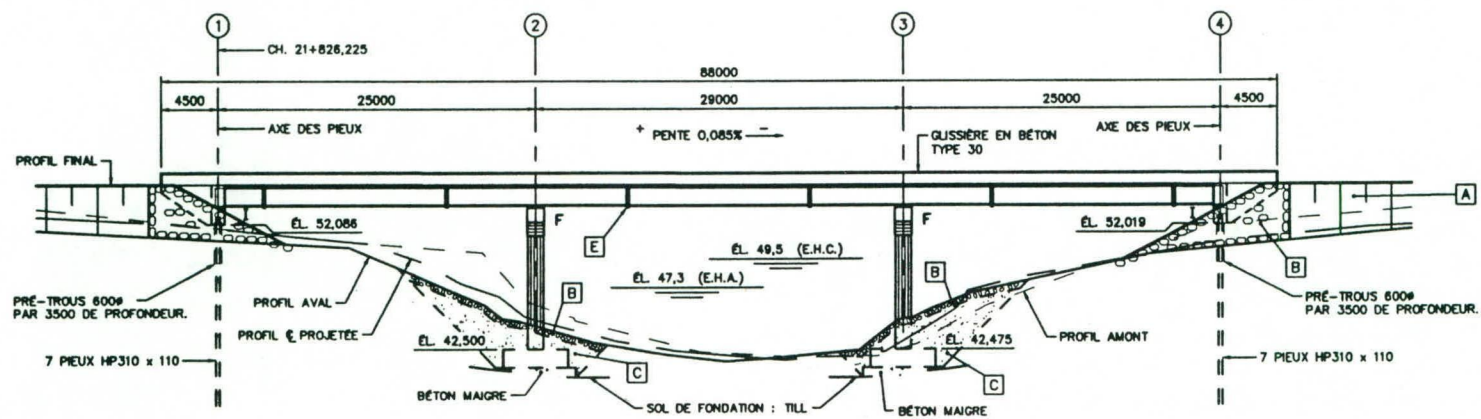
Mesure de la température interne dans les poutres

Pour mesurer la température interne dans les poutres, les poutres 2 et 4 seront instrumentées à leurs deux extrémités (près des culées) avec 2 thermocouples par poutres pour un total de 8 capteurs. Ces thermocouples de type T (constantan et cuivre) seront fixés sur des barres

d'armature avant la coulée du béton des poutres à l'usine. Pour assurer la protection des câbles des thermocouples, ceux-ci seront introduits dans les conduits de protection prévus pour les jauges de déformation (cordes vibrantes)..

Installation d'un conduit principal de protection en PVC

Pour acheminer l'ensemble des câbles jusqu'à la boîte de contrôle contenant les systèmes d'acquisition de données, un conduit principal en PVC sera fixé sur toute la longueur du pont, le long du côté extérieur de la dalle. Des joints étanches relieront les autres conduits installés auparavant pour la protection des fils à ce conduit principal. Une fois installé et raccordé, ce conduit sera fixé à la structure de manière à permettre les mouvements longitudinaux associés aux variations de température. De plus, pour faciliter la cueillette des données et pour fournir l'énergie électrique requise par les appareils de mesure, une ligne téléphonique et d'un câble d'alimentation électrique seront installés.



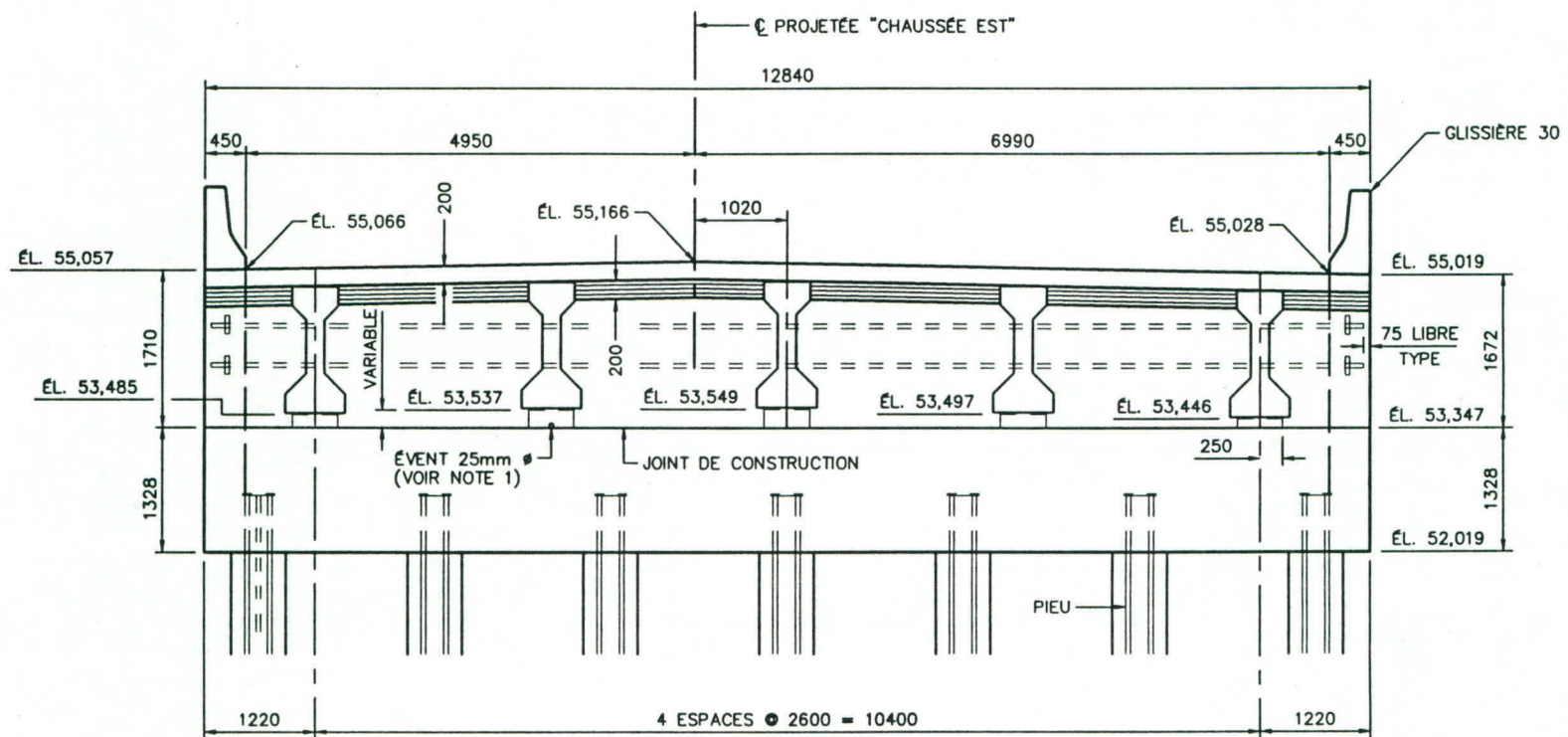
VUE EN ÉLEVATION

ÉCH. 1:250

Figure 1

ECH. 1: 250

Figure 2



VUE EN ÉLÉVATION

ÉCH. 1:50

Figure 3

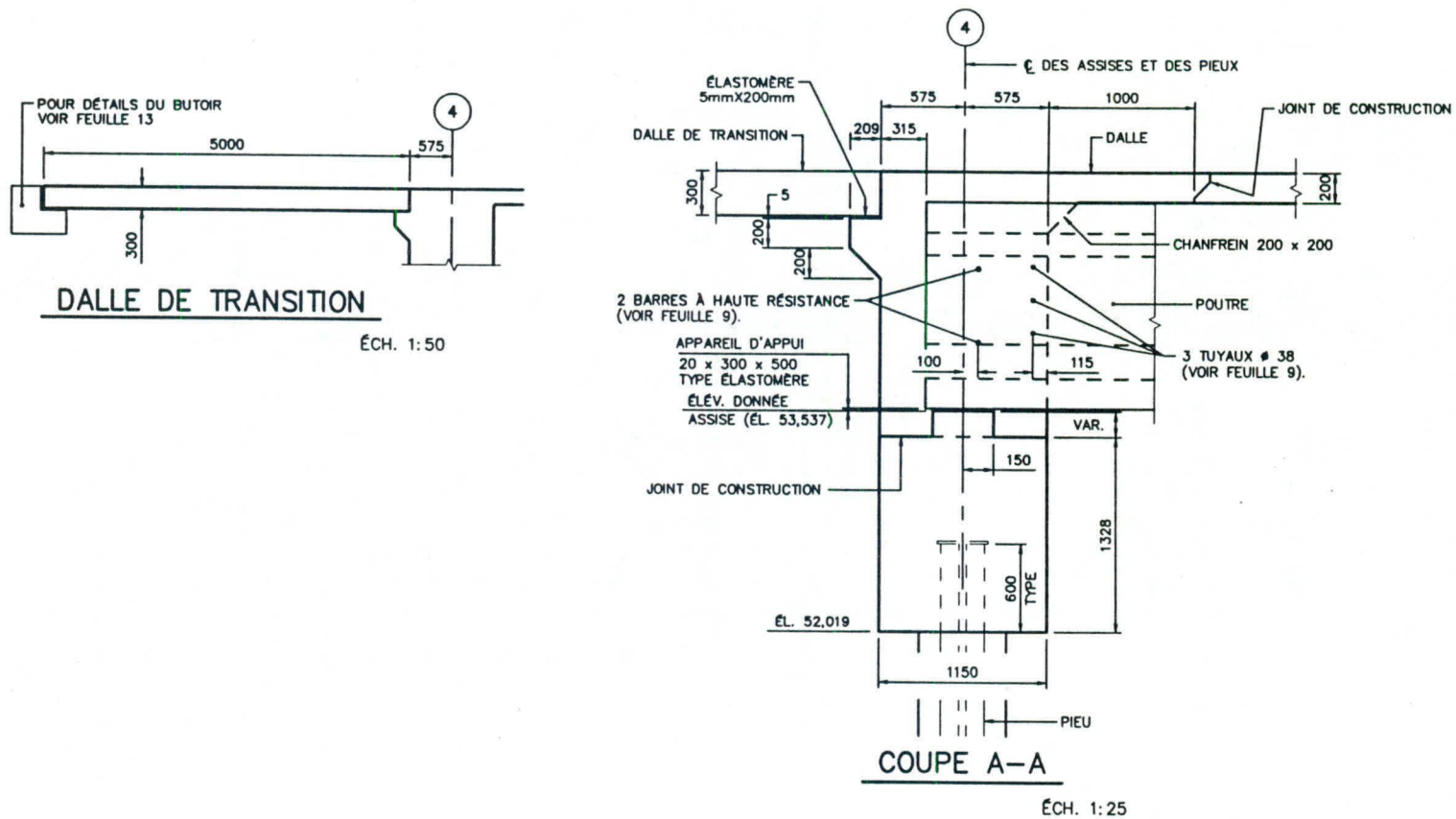
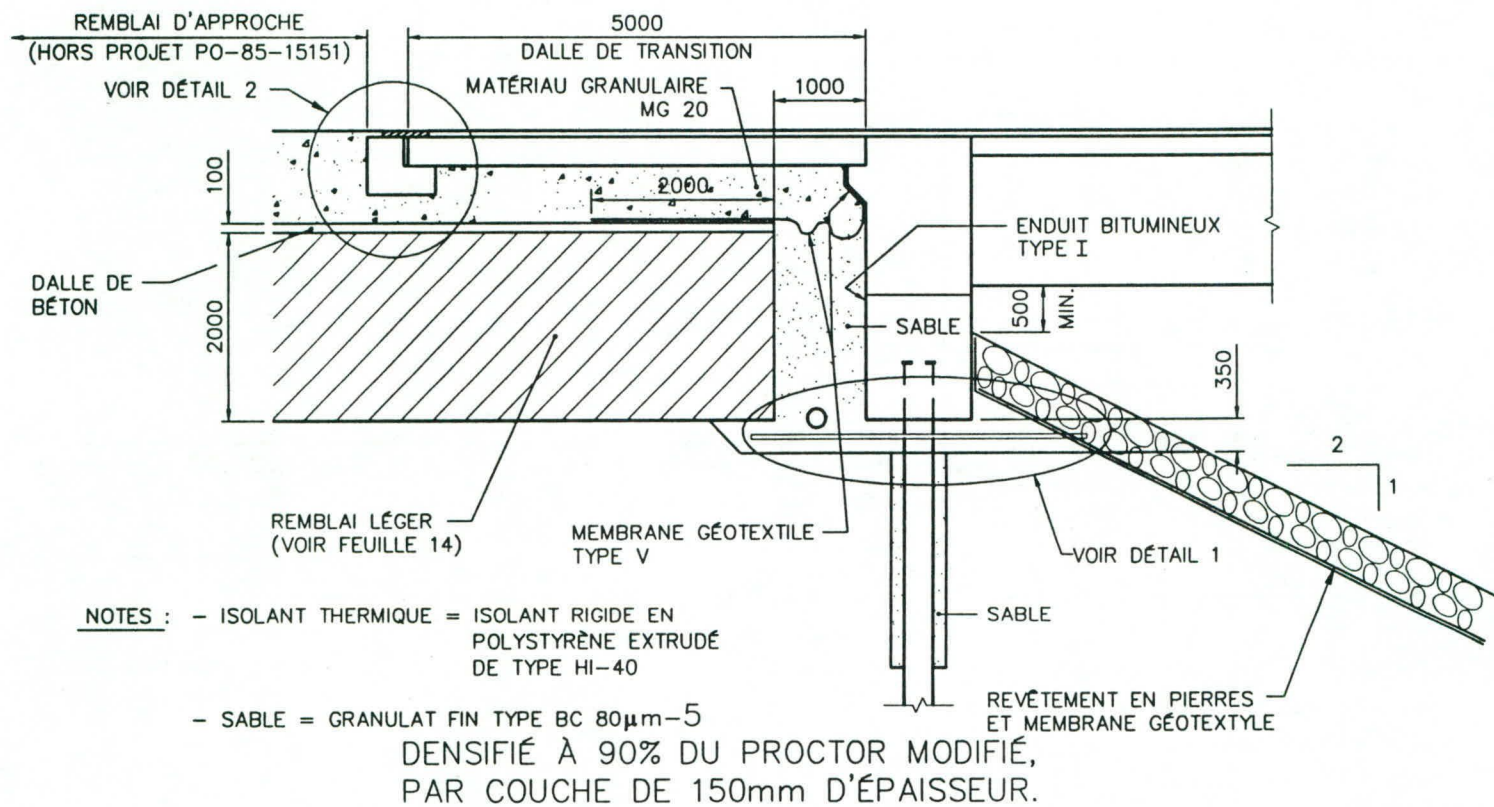


Figure 4



COUPE TYPE

ÉCH. 1:50

Figure 5

PRÉCONTRAINTÉ PAR DÉNIVELLATION D'APPUIS

Daniel Bernard, ing.

Direction des structures
Ministère des Transports du Québec

Résumé : La fissuration de la dalle de béton des tabliers mixtes acier-béton dans les zones de moments négatifs réduit la rigidité du tablier et l'étanchéité de la dalle. Un moyen d'éliminer de tels inconvénients est la précontrainte de la dalle en béton par dénivellation d'appuis. La précontrainte annule les contraintes de traction induites par les charges en service et améliore ainsi la performance du tablier.

INTRODUCTION

L'action composite des poutres d'acier avec dalle en béton armé a été étudiée pour la première fois dans les années 20. L'ajout de connecteurs sur les poutres permet d'augmenter la résistance en flexion et la rigidité flexionnelle du tablier. L'action composite apporte des économies substantielles en poids d'acier ainsi qu'une réduction de la profondeur des poutres.

Cependant dans les tabliers à poutres continues, l'action composite dans les zones de moments négatifs est diminuée parce que le béton de la dalle est en traction donc inefficace. Même en présence d'armature dans la dalle, la fissuration du béton dans les zones de moments négatifs cause une réduction de la capacité en flexion de la section et la détérioration de la dalle de béton par la corrosion des armatures.

Un moyen possible d'éliminer de tels problèmes est la précontrainte de la dalle en béton dans les zones de moments négatifs près des supports avant l'application de chargement. Ceci peut être fait de deux façons différentes :

1. utilisation de câbles de précontrainte longitudinaux dans la dalle de béton ;
2. précontrainte par dénivellation d'appuis

Le présent texte va s'attarder à la deuxième méthode.

En effet, dans la conception de tablier de pont métallique, la dalle doit être sollicitée au maximum en compression puisqu'il est moins onéreux de faire passer une force de compression par une membrure en béton que par une membrure en acier. La dalle étant précontrainte longitudinalement sur pile, toute sollicitation en traction sur la dalle est en réalité une perte de compression préalablement provoquée par une dénivellation.

PRÉCONTRAINTÉ PAR DÉNIVELLATION D'APPUIS

La précontrainte par dénivellation d'appuis s'applique au tablier mixte acier-béton continu sur plusieurs travées. La technique consiste à déniveler la charpente d'acier pour la prédéformer soit vers le haut sur les piles soit vers le bas sur les culées. Le béton est ensuite coulé sur les poutres convexes puis on dénivelle le tablier mixte dans le sens contraire lorsque le béton a atteint la résistance requise en compression (voir figure 1).

La dénivellation d'appui induit un moment positif dans le tablier qui annule les contraintes de traction dans la dalle de béton introduites par les chargements suivants :

- charges permanentes additionnelles ;
- surcharge routière ;
- retrait et fluage du béton ;
- gradient thermique.

L'application de précontrainte empêche la fissuration de la dalle, augmente l'étanchéité de celle-ci et par conséquent la durabilité du tablier.

Un autre avantage de la précontrainte est l'augmentation de la résistance à la fatigue de la semelle supérieure des poutres d'acier. Étant donné que la dalle est comprimée, les propriétés géométriques de la section mixte totale s'appliquent dans le calcul des contraintes même vis-à-vis les appuis. Cette technique pourrait être utilisée pour réhabiliter en fatigue des tabliers métalliques lors de la reconstruction de la dalle de béton si le système s'y prête.

Les moments négatifs, toujours évidemment peu favorables dans une ossature de pont mixte acier-béton sont ainsi réduits. Ces dénivellations permettent de comprimer la dalle en service et de réduire l'épaisseur des semelles sur piles.

EXPÉRIMENTATION

Le ministère des Transports envisage l'essai de la dénivellation d'appuis dans un projet de pont à charpente métallique. Ce pont sera instrumenté pour mesurer le niveau de précontrainte dans le tablier à court terme et à long terme. Les paramètres suivants seront étudiés dans ce projet :

- Comparer le niveau de précontrainte dans le tablier aux piles et en travées par rapport aux calculs théoriques en instrumentant le pont. Les données recueillies vont servir à calibrer la méthode de calcul.
- Analyser le rapport coût-bénéfices de la dénivellation d'appuis. La précontrainte des tabliers métalliques sera attrayante si le coût de réalisation est raisonnable. Selon l'expérience française, la précontrainte par câbles est plus coûteuse que par dénivellation.

- Évaluer les difficultés de réalisation sur le site pour en améliorer la technique. Déterminer les tolérances maximums des dénivellations lors du calage des appuis. Le calage des appuis doit être fait avec précision pour induire correctement le niveau de précontrainte recherché et pour éviter l'apparition de contraintes parasites due à des différences de dénivellation entre deux poutres adjacentes lors de l'exécution des travaux. Il faut mentionner que la valeur de la dénivellation peut varier de 100 mm à 2000 mm dépendant des dimensions de la structure.

AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS

Avantages

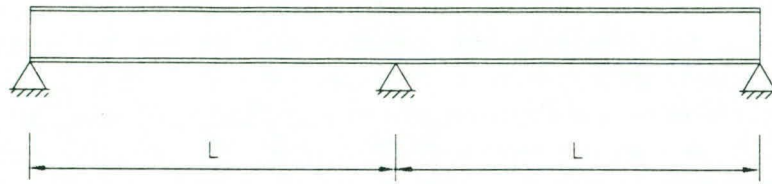
- Élimination des fissures dans les zones de moments négatifs (durabilité).
- Augmentation de la rigidité du tablier dans les zones de moments négatifs
 - Résistance à la fatigue augmente puisque le béton non fissuré participe.

Inconvénients

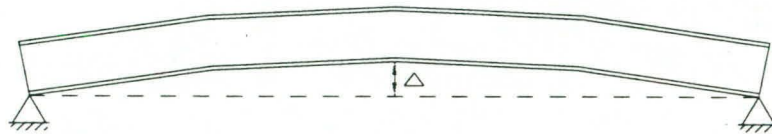
- Augmentation du moment positif dans les travées.
 - La précontrainte par câbles a l'avantage de comprimer la dalle dans les zones où elle est requise (la précontrainte appliquée localement permet d'agir dans les zones sélectionnées).
- Réalisation en chantier (vérins, cales, tolérance d'exécution, coûts)
On doit procéder à des mouvements verticaux considérables pour des ponts de grandes travées (≤ 2.0 m)
- Perte de précontrainte dans le temps
- Système avantageux pour les ponts de 3 travées et moins.

CONCLUSION

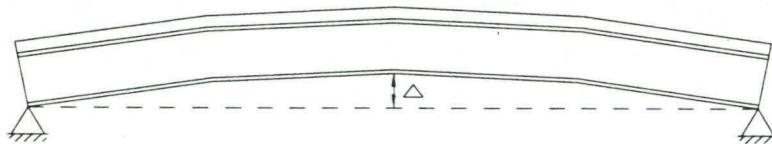
La dénivellation d'appuis s'applique parfaitement aux ponts à poutres d'acier continues en augmentant la durabilité de la dalle et la résistance à la fatigue dans les zones de moments négatifs. Cette technique peut s'appliquer aussi bien à un nouveau tablier qu'à un simple remplacement de dalle en béton si le système le permet.



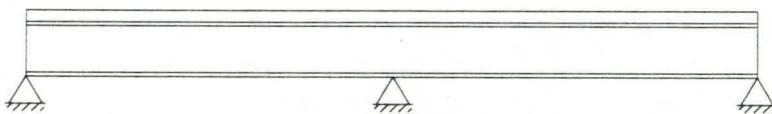
Étape 1: Poutres d'acier



Étape 2: Dénivellation de l'appui central



Étape 3: Coulée de la dalle de béton



Étape 4: Calage de l'appui

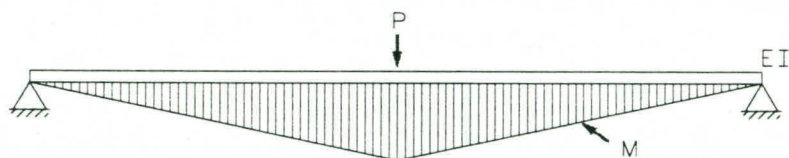


Diagramme des moments

$$\text{Charge Équivalente } P = \frac{6 EI \Delta}{L^3}$$

Figure 1

Précontrainte par dénivellation d'appuis
Pont à 2 travées



**Programme du 6^e Colloque
sur la progression de la recherche québécoise portant sur les ouvrages d'art**

Le mardi 4 mai 1999		
8 h		Inscription et café
8 h 40	Josée Bastien, <i>Université Laval</i>	Mot d'ouverture
8 h 45	François Tavenas, <i>Université Laval</i>	Allocution du recteur de l'université
8 h 50	Anne-Marie Leclerc, <i>MTQ</i>	Allocution de la directrice générale des Infrastructures et des technologies
Conception et évaluation		
9 h	Martin Lemyre, <i>Génivel-BPR</i>	Construction d'une passerelle haubanée en aluminium
9 h 30	Carol Roy, <i>Université Laval</i>	Évaluation du potentiel d'utilisation de l'aluminium dans les ouvrages d'art
10 h		Pause café
Matériaux composites		
10 h 30	Pierre Rochette, <i>Université de Sherbrooke</i>	Renforcement et instrumentation du pont de Sainte-Émélie-de-l'Énergie
11 h	M.Z. Debbache, <i>Université de Sherbrooke</i>	Conception, construction et instrumentation d'un tablier de pont en béton armé à l'aide de matériaux composites
11 h 30	Brahim Benmokrane, <i>Université de Sherbrooke</i>	Essais statiques sur des glissières de ponts de types PL2 et PL3 en béton armé de barres en matériaux composites
12 h		Dîner
Conception et évaluation (suite)		
13 h 30	Bruno Massicotte, <i>École Polytechnique</i>	Utilisation structurale des bétons fibrés
14 h	Gérard Desgagné, <i>MTQ</i>	Concepts de dalles préfabriquées pour tabliers de ponts
14 h 30	Steve Gauthier, <i>Université Laval</i>	Logiciel d'optimisation de la précontrainte
15 h		Pause café
15 h 30	Mario Fafard, <i>Université Laval</i>	Facteurs d'amplification dynamique dans les dalles de roulement de ponts en béton
16 h	Marc Savard, <i>MTQ</i>	Instrumentation et monitoring des appareils d'appui de type «chaise» du pont Lavolette
16 h 30	Ghislain Dionne, <i>DESSAU inc.</i>	Construction de culées semi-intégrales pour le pont des Cascades de Saint-Jérôme
17 h	Guy Richard, <i>MTQ</i>	Mot de clôture
17 h 05		Cocktail

Le mercredi 5 mai 1999		
8 h		Inscription et café
8 h 25	Daniel Bouchard, <i>MTQ</i>	Mot d'ouverture
8 h 30	Daniel Deschênes, <i>MTQ</i>	La gestion du savoir à Transports Québec
Béton : durabilité et réparation		
8 h 45	Denis Beaupré, <i>Université Laval</i>	Béton projeté avec granulats exposés
9 h 15	Jean-Philippe Charron, <i>Université Laval</i>	Fissuration précoce des bétons
9 h 45	Benoît Bissonnette, <i>Université Laval</i>	Utilisation de bétons à retrait compensés dans les travaux de réfection superficiels
10 h 15		Pause café
10 h 45	Laurent Molez, <i>Université Laval</i>	Comportement des réparations structurales en béton
11 h 15	Nathalie Chagnon, <i>CNRC</i>	Protection cathodique de poutres en béton précontraint
11 h 30	Daniel Cusson, <i>CNRC</i>	La fissuration prématurée des parapets de ponts en béton
12 h		Dîner
Auscultation		
13 h 30	Jean-François Trottier, <i>Université de Dalhousie</i>	Utilisation de radar pour l'évaluation de tabliers de ponts
14 h	Simon Grenier, <i>Ville de Montréal</i> Jamal Rhazi, <i>Université de Sherbrooke</i>	Techniques d'auscultation dédiées à la prévention de chute de morceaux de béton
Conception et évaluation (suite)		
14 h 30	Anne Bélanger, <i>École Polytechnique</i>	Construction de dalles de pont en BHP avec fibres d'acier
14 h 45	Bruno Massicotte, <i>École Polytechnique</i>	Mise au point de mélanges pour la construction de tablier de pont en béton avec fibres d'acier
15 h		Pause café
15 h 30	Marcel Vallières, <i>MTQ</i>	Étude de la fatigue des structures de support d'équipements routiers - Application aux tours d'éclairage
Conception et évaluation (projets futurs)		
16 h	Marc Savard, <i>MTQ</i>	Instrumentation d'un pont intégral
16 h 15	Daniel Bernard, <i>MTQ</i>	Précontrainte par dénivellation d'appuis
16 h 30	Guy Richard, <i>MTQ</i>	Mot de clôture

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!



Gouvernement du Québec
Ministère
des Transports



UNIVERSITÉ
LAVAL



ÉCOLE
POLYTECHNIQUE
MONTREAL