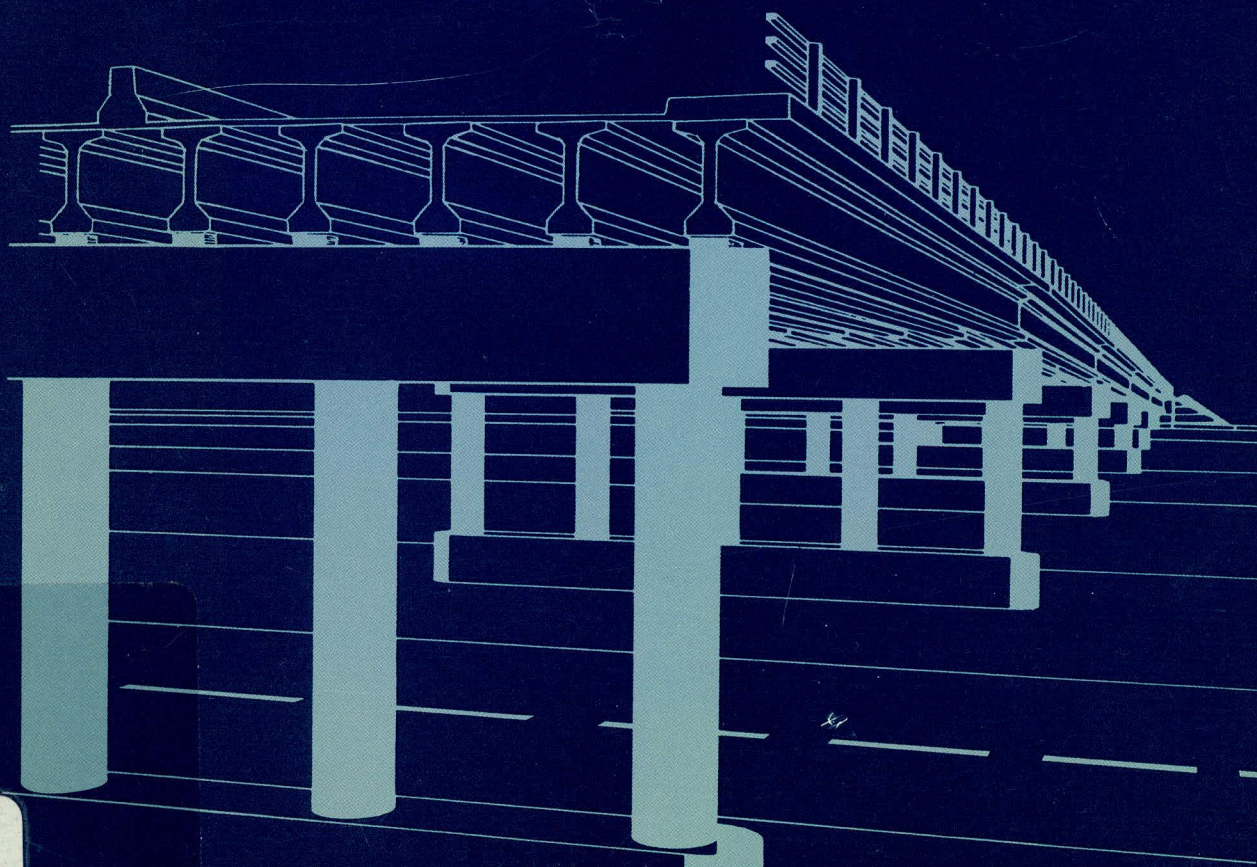


DIRECTION DES STRUCTURES

Rapport de Mission en France
sur la pathologie des ouvrages d'art
en béton précontraint



CANQ
TR
GE
235



Québec 

482748

Gouvernement du Québec
Ministère des Transports
Direction des structures

**Rapport de Mission en France
sur la pathologie des ouvrages d'art
en béton précontraint**

22 septembre 1991

au

23 mai 1992

par

Gérard Desgagné, ing., M.Sc.
Service des ouvrages d'art

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

Décembre 1992

CANQ
TR
GE
235

REMERCIEMENTS

Je voudrais exprimer ma gratitude à tous ceux qui ont rendu cette mission possible.

Des remerciements, tout d'abord, au gouvernement du Québec, plus particulièrement au Ministère des Affaires Internationales (Direction générale France) ainsi qu'au Ministère des Transports (Direction des structures et Service des relations extraministérielles) qui m'ont permis de réaliser cette mission dans le cadre du programme "Échanges de fonctionnaires France-Québec".

Des remerciements, bien sûr, au Ministère des Affaires Étrangères de France ainsi qu'à l'organisme d'accueil, le S.E.T.R.A. pour son soutien technique et plus particulièrement à messieurs Daniel Poineau, ingénieur divisionnaire des T.P.E. et Jean-Michel Lacombe, ingénieur des T.P.E. pour leur disponibilité et le partage de leurs connaissances.

Des remerciements également à Freyssinet International qui a rendu possible plusieurs visites techniques.

Enfin, je voudrais remercier la Délégation du Québec à Paris et plus spécialement monsieur Michel Patry et madame Elizabeth Rothy pour la collaboration et la disponibilité dont ils ont fait preuve tout au long de mon séjour en France.

TABLE DES MATIERES

1.0	BUTS ET OBJECTIFS DE LA MISSION EN FRANCE	1
2.0	RÉSEAU ROUTIER FRANÇAIS	2
3.0	LE S.E.T.R.A.	3
4.0	PONT DE CHALONS-SUR-MARNE	5
4.1	Introduction du projet	5
4.2	Description de l'ouvrage	5
4.2.1	Description générale	5
4.2.2	Cinématique de construction	6
4.2.3	Historique de construction	7
4.3	Désordres constatés	7
4.4	Recalcul de l'ouvrage	8
4.4.1	Généralités	8
4.4.2	Modélisation de la structure	9
4.4.3	Charges d'exploitation	9
4.4.4	Résultats de calculs	10
4.4.5	Études complémentaires	10
4.5	Conclusions et recommandations du rapport d'expertise	11
4.6	Renforcement de l'ouvrage	12
4.6.1	Généralités	12
4.6.2	Principe du renforcement longitudinal	13
4.6.3	Principe du renforcement transversal	14
4.7	Essai de chargement	14
5.0	RECOMMANDATIONS TECHNIQUES GÉNÉRALES	16
6.0	ÉVALUATION ET CONCLUSION	19
	ANNEXE I	21
	ANNEXE II	22
	ANNEXE III	24

1.0 BUTS ET OBJECTIFS DE LA MISSION EN FRANCE

Le but principal de la mission est d'avoir accès à l'expertise développée en France dans le domaine de l'étude et de la pathologie des ouvrages d'art en béton précontraint.

Au Québec, plusieurs ponts en béton précontraint présentent des signes de faiblesse (déformation et fissuration) soit en raison de l'augmentation des charges, la détérioration des matériaux (corrosion entre autres) ou en raison de phénomènes peu connus à l'époque de leur conception comme entre autres la redistribution des efforts dus aux déformations différées ou le gradient thermique. Ces ponts devront, au cours des prochaines années, être réparés ou renforcés.

L'expertise pour l'analyse des causes du comportement pathologique et pour le mode de renforcement de ces ponts est sommaire actuellement au Québec. L'apport de l'expertise française va nous permettre de développer notre propre expertise et assurer de façon économique la fiabilité de nos structures.

L'expérience française apparaît ici comme une source privilégiée d'enseignement et d'information dans ce domaine et cette mission doit permettre d'acquérir suffisamment de connaissances théoriques et pratiques pour trouver les solutions possibles aux problèmes de renforcement de ce type d'ouvrage.

Bien sûr, la mission doit s'adapter évidemment avec les projets déjà en cours en France ou potentiellement à venir et la participation à titre d'ingénieur à un projet de renforcement de pont en béton précontraint pouvant se concrétiser en France contribuerait, à mon sens, à remplir pleinement les objectifs de cette mission.

2.0 RÉSEAU ROUTIER FRANÇAIS

La France métropolitaine est divisée en 22 régions, 95 départements et 36400 communes qui se partagent un réseau routier comprenant 28 300 km de routes nationales et 6 500 km d'autoroutes faisant du réseau français le deuxième réseau d'Europe.

Ce réseau comporte 250 000 ponts en service dont environ 100 000 ont une longueur supérieure ou égale à 5 mètres. De ce nombre, on compte environ 23 000 grands ouvrages.

La gestion du réseau est assurée par le Ministère de l'Équipement, du Logement, de l'Aménagement du Territoire et des Transports et deux Directions ministérielles sont chargées du réseau routier national soit la Direction des routes et la Direction de la Sécurité et de la Circulation Routières.

La Direction des Routes est responsable de l'élaboration et de la mise en oeuvre de la politique de modernisation et d'entretien des routes nationales et des autoroutes d'une part et du contrôle des sociétés concessionnaires d'autoroutes d'autre part.

La Direction de la Sécurité et de la Circulation Routières est chargée de promouvoir la sécurité routière et de définir les conditions générales de circulation sur l'ensemble du réseau national.

Pour accomplir ses missions, la Directions des Routes dispose de différents services techniques qui lui sont rattachés, soit directement comme le Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (S.E.T.R.A.) et le Centre d'Études des Tunnels (C.E.T.U.), soit partiellement comme le Centre d'Études des Transports Urbains (C.E.T.U.R.), le Laboratoire Central des ponts et Chaussées (L.C.P.C.), ou les 7 Centres d'Études Techniques de l'Équipement (C.E.T.E.).

3.0 LE S.E.T.R.A.

Le S.E.T.R.A. intervient dans les domaines de la planification, de la conception, de l'entretien et de l'exploitation des routes, des autoroutes et de leurs ouvrages annexes.

C'est au S.E.T.R.A. assisté des divisions correspondantes des 7 C.E.T.E. qu'il appartient d'exploiter les résultats de recherche provenant de l'Institut National de Recherche sur les Transports et leur Sécurité (I.N.R.E.T.S.) et du L.P.C.P. ainsi d'ailleurs que des centres de recherches de l'École Nationale des Ponts et chaussées (E.N.P.C.), de l'École Nationale des Travaux Publics de l'État (E.N.T.P.E.) et naturellement ceux de la recherche universitaire ou professionnelle pour les traduire en méthodologie d'étude ou de travaux, en réglementation technique à l'usage des Directions Départementales de l'Équipement (D.D.E.), des bureaux d'études et des entreprises.

Le S.E.T.R.A. a également la mission d'effectuer toutes les études économiques et techniques permettant l'élaboration des politiques routières à moyen et long terme.

Le S.E.T.R.A., dirigé par monsieur François Perret, est un organisme de 500 personnes, dont plus de 200 ingénieurs et cadres, implanté à Bagneux dans la banlieue parisienne. Il est divisé en trois sections principales: le Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art (C.T.O.A.), le Centre de la Sécurité et des Techniques Routières (C.S.T.R.) et le Centre Informatique Technique et Scientifique (C.I.T.S.).

Le C.T.O.A., dirigé par monsieur Christian Binet, emploie environ 90 personnes et est constitué de trois divisions techniques: la Division des Grands Ouvrages d'Art (D.G.O.A.), la Division des Ouvrages Types, fondations-soutènement (D.O.T.) et la Division Calcul et Mécanique des Structures (D.C.M.S.).

C'est à la D.G.O.A. que je suis affecté pour effectuer mon stage. La D.G.O.A. est sous la direction de monsieur Michel Virlogeux qui est reconnu comme un des grands experts dans le domaine du béton précontraint. Il a publié de nombreux articles, donné plusieurs conférences et a été appelé en consultation au niveau international.

Mon maître de stage est monsieur Daniel Poineau qui s'occupe de l'étude et de la pathologie des ouvrages d'art. Monsieur Poineau est également un grand spécialiste en béton précontraint particulièrement dans le domaine de la pathologie des ouvrages d'art. Il est lui-même auteur de nombreux articles scientifiques, a donné plusieurs conférences et est appelé également en consultation au niveau international.

4.0 PONT DE CHALONS-SUR-MARNE

4.1 INTRODUCTION DU PROJET

Le projet de pathologie qui m'est attribué est le pont de Châlons-sur-Marne situé à environ 300 kilomètres à l'est de Paris dans la D.D.E. de la Marne.

Le pont de Châlons-sur-Marne a fait l'objet d'une expertise en octobre 1988 par le C.E.T.E. de l'Est, suite à des désordres constatés en 1982 par le Laboratoire Régional de Nancy, lors d'inspections détaillées; lesquels désordres ont été reconfirmés par ce même Laboratoire en février 1988.

Suite à une rencontre en décembre 1988 entre la D.D.E. de la Marne, le C.E.T.E. de l'Est et le S.E.T.R.A., un complément d'expertise a été effectué à la demande du S.E.T.R.A. par le C.E.T.E. de l'Est dans le but de compléter le rapport d'expertise initial.

J'ai repris cette expertise au complet en octobre 1991 pour le S.E.T.R.A. en améliorant principalement la modélisation de la structure et en procédant à un calcul scientifique (au lieu d'un calcul forfaitaire) pour entre autres, la redistribution des efforts dus aux déformations différées.

A noter que la description de l'expertise et du projet de renforcement qui va suivre n'est qu'un résumé du rapport officiel disponible au S.E.T.R.A. et au Ministère des Transports du Québec. La liste des documents de ce rapport est d'ailleurs à l'annexe I.

4.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

4.2.1 Description générale

Le pont de Châlons-sur-Marne permet le franchissement de "La Marne" par la pénétrante urbaine de Châlons (route Nationale #3).

C'est une structure en béton précontraint construite par encorbellements successifs à trois travées continues de portées respectives: 37,5 m, 62 m et 37,5 m.

Transversalement, le tablier fait 16,5 m de large et se compose de deux caissons à hauteur variable (1,77 m à la clef et 3,60 m sur piles), reliés par un hourdis de 0,18 m d'épaisseur et précontraint transversalement.

L'ouvrage porte une voie carrossable de 14 m avec des trottoirs de 1,25 m de chaque côté.

4.2.2 Cinématique de construction

Les travées de rive ont été exécutées sur cintre en deux phases ainsi que deux petites portions de la travée centrale. Le reste de la travée centrale a été exécuté par encorbellements successifs avec l'aide d'un équipage mobile.

Les étapes de construction de l'ouvrage peuvent se résumer ainsi:

- bétonnage de 17,1 m (côté pile) de la travée de rive et de 5 m de la travée centrale sur cintre;
- bétonnage de deux voussoirs en travée centrale;
- bétonnage de la seconde partie de la travée de rive sur cintre;
- bétonnage de deux voussoirs complémentaires en travée centrale;
- décintrement de la travée de rive;
- bétonnage des quatre voussoirs suivants en travée centrale;
- réalisation identique du tablier amont sur l'autre rive;
- réalisation du tablier aval de la même façon;
- clavage central du tablier amont, puis du tablier aval;
- bétonnage des hourdis intermédiaire entre les deux tabliers.

4.2.3 Historique de construction

Le marché a été passé sur appel d'offres restreint le 28 avril 1967 avec l'entreprise Berthold.

Les études ont été faites par le bureau Europe Études.

La réception provisoire a été prononcée le 30 juin 1969 et la réception définitive le 30 juin 1970. Cependant, les essais n'ont été effectués que les 29 et 30 juin 1971.

4.3 DÉSORDRES CONSTATÉS

Le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Nancy a effectué l'inspection détaillée du pont de Châlons-sur-Marne les 26 et 27 juillet 1982 pour les parties extérieures et le 30 novembre 1982 pour l'inspection intérieure des deux caissons.

Voici les principales constatations:

- déformations excessives et éclatements des appareils d'appui en élastomère fretté;
- décalage des joints de chaussée;
- déformation de la partie centrale de la travée médiane;
- fissuration du tablier au niveau du hourdis inférieur pouvant être classée en trois types de fissures.
 - i) fissures transversales sur les joints de voussoir;
 - ii) fissures longitudinales en zone de clef;
 - iii) fissures biaises en "arête de poisson" et généralement traversantes.
- i) Ces fissures transversales existent sur trois joints où l'on note des arrêts brutaux de précontrainte (quatre câbles) et leur ouverture sont de l'ordre de 2/10 mm. Cette fissuration existe sur les deux caissons et est symétrique sur le caisson aval. Ces fissures peuvent être dues soit aux effets locaux (entraînement) ou aux effets généraux (insuffisance de compression sous la flexion générale).

- ii) Ces fissures longitudinales sont en zone de clef et leurs ouvertures peuvent atteindre 8/10 mm. Elles sont dues soit à l'effet d'une pression dans la gaine (hypothèse peu probable) ou à l'effet de la poussée différentielle au vide (hypothèse plus probable).
- iii) Les fissures biaises en "arête de poisson" sont caractéristiques des phénomènes de diffusion de la précontrainte.

Le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Blois a procédé à un contrôle par radioscopie télévisée du 25 avril au 6 mai 1983. Il a décelé des défauts mineurs en ce qui concerne l'injection et un fil de détendu ou cassé sur deux câbles pour ce qui est de la précontrainte.

Une autre inspection a été effectuée les 22, 23 et 24 février 1988 par le L.R.P.C. de Nancy et fait apparaître un ouvrage structuralement identique à 1982.

4.4 RECALCUL DE L'OUVRAGE

4.4.1 Généralités

Le dossier complet de recalcul de l'ouvrage a été transmis au S.E.T.R.A., par le C.E.T.E. de l'Est, le 16 septembre 1991. Toutes les informations nécessaires au nouveau recalcul de l'ouvrage ont été prises de ce dossier.

Ce nouveau recalcul a été effectué avec le système P.C.P. (Ponts Construits par Phases) qui est un logiciel de calcul élastique de structures tridimensionnelles fondé sur la théorie des poutres et orienté ouvrages d'art.

Le système P.C.P. est doté d'un module de simulation de construction très complet capable d'étudier notamment les structures poussées, construites par encorbellements successifs et haubanées provisoirement ou définitivement. Moyennant l'introduction d'un historique de construction, une simulation très fine des comportements viscoélastiques des matériaux: fluage, retrait et relaxation, peut être obtenue pour chacun de ces modes de construction.

4.4.2 Modélisation de la structure

Longitudinalement, le pont est découpé en éléments permettant la représentation aux dixièmes de travée pour la travée de rive, et à chaque voussoir pour la travée centrale. Les points singuliers comme les arrêts de bétonnage et les variations d'épaisseur des âmes sont aussi représentés.

Transversalement, l'ouvrage est divisé en deux tablier et un hourdis intermédiaire reliés par des éléments hors-tablier. Entre les deux caissons, au centre, une membrure longitudinale représente le clavage entre les deux tabliers.

Pour ce qui est du câblage, le tracé des câbles en élévation et en plan est tiré des plans détaillés de l'ouvrage.

4.4.3 Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation utilisées sont les charges réglementaires du code français soit:

A (1): chargement uniformément réparti;

Bc : chargement de camions;

Charges de trottoir.

On a tenu compte également d'un gradient thermique de courte et de longue durée respectivement égal à 10°C et 5°C.

Les états de chargement considérés sont les suivants:

- ouvrage à vide;
- ouvrage à vide plus gradient thermique 10°C;
- ouvrage sous charge d'exploitation plus gradient thermique 5°C.

Ces états sont considérés à la mise en service de l'ouvrage (après clavage) et au temps infini, c'est-à-dire après les phénomènes différés (pertes de précontrainte, redistribution des efforts par fluage, etc.).

4.4.4 Résultats de calculs

Le système P.C.P. permet d'obtenir les résultats des réactions, des déplacements, des efforts et des contraintes qui peuvent être visualisés sous forme de graphes.

Par exemples, pour chacun des états de chargements considérés, on peut obtenir la variation des contraintes normales ou tangentés tout au long de l'ouvrage. Les contraintes ainsi obtenues peuvent alors être comparées aux contraintes permises par la réglementation.

4.4.5 Études complémentaires

Pour compléter l'expertise, il est nécessaire d'étudier les effets locaux de la précontrainte tels que:

- i) Effet d'entraînement à l'amont des ancrages;
 - ii) Phénomène de diffusion dans le hourdis inférieur;
 - iii) Poussée au vide dans le hourdis inférieur.
- i) Le phénomène d'entraînement à l'amont des ancrages survient lorsqu'un ou plusieurs câbles sont ancrés dans le hourdis inférieur.

Dans un hourdis continu, il apparaît à l'amont de l'ancrage une distribution de contraintes non-uniforme. Les contraintes ainsi induites peuvent provoquer les fissurations importantes ou des ouvertures de joints en l'absence d'armatures passives ou de compression suffisante du hourdis.

Aucun acier ne traverse les joints de voussoirs de l'ouvrage, l'effet d'entraînement a donc certainement une influence dans la fissuration des joints.

- ii) Le phénomène de diffusion de la précontrainte survient à l'ancrage de la force de précontrainte.

Au voisinage de l'ancrage d'un câble, les contraintes engendrées par cet effort concentré n'obéissent plus aux lois habituelles de la résistance des matériaux. On ne retrouve la distribution classique de contraintes qu'à une certaine distance de la section où le câble est ancré. Cette distance représente la longueur de la zone de régularisation.

Nous avons donc étudié, pour chaque voussoir concerné l'influence sur le hourdis inférieur de la diffusion de la précontrainte des câbles de continuité, des câbles de fléau et ce, combiné à l'effort tranchant général sur l'ouvrage.

- iii) Le phénomène de poussée au vide survient dans le cas des ouvrages à caisson à inertie variable.

L'existence d'une contrainte de compression longitudinale sur un hourdis courbe équivaut à celle d'une charge radiale centrifuge par rapport au rayon de courbure. Si des câbles de précontrainte sont logés à l'intérieur de ce hourdis, ils exercent au contraire une poussée centripète. Ces deux effets peuvent se compenser mais ce n'est pas le cas général et il est indispensable de prendre en compte ces phénomènes pour dimensionner l'armature des hourdis en question.

Pour étudier ce phénomène, nous avons fait l'analyse transversale de l'ouvrage à l'aide du logiciel "ST1" qui est un programme des structures à barres disposant de nombreuses fonctions spécifiques au domaine des ouvrages d'art.

4.5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS DU RAPPORT D'EXPERTISE

Les principales conclusions du rapport d'expertise sont les suivantes:

- De par le mode de construction, le tablier aval présente un état à vide moins comprimé que le tablier amont de l'ordre de 0,8 MPa à la clef.
- Le joint de voussoir qui est le moins comprimé à vide correspond au joint fissuré.
- Dans le cas de l'ouvrage à vide avec gradient thermique, le joint fissuré est légèrement en traction de l'ordre de 0,7 MPa pour le tablier aval.
- Dans le cas de l'ouvrage sous charges d'exploitation et gradient thermique, les joint de voussoir à proximité de la clef sont en traction atteignant une valeur maximale à la clef de 2,6 MPa.
- Les contraintes normales de compression demeurent dans les limites acceptables.

- Les contraintes de cisaillement demeurent dans les limites acceptables ce qui expliquent l'absence de fissures de cisaillement.
- En l'absence d'acier traversant les joints de voussoir, l'effet d'entraînement à l'amont des bossages est de l'ordre de 2,7 MPa pour le joint fissuré.
- Les phénomènes de diffusion de la précontrainte dans le hourdis inférieur engendrent des contraintes qui atteignent environ 90% des limites permises mais l'acier transversal existant ne représente que 40% de l'acier requis, ce qui peut expliquer les fissures de diffusion.
- L'acier transversal est également insuffisant dans le cas de la flexion transversal du hourdis inférieur principalement due à la poussée au vide et l'est d'autant plus si on ajoute les phénomènes de diffusion.

Voici les recommandations qui en découlent:

- Un renforcement longitudinal par précontrainte extérieure est nécessaire pour éliminer les tractions aux joints de voussoirs dues à la flexion longitudinale et aux effets d'entraînements.
- Un renforcement transversal du hourdis inférieur est également requis pour éliminer les problèmes de fissuration engendrés par les phénomènes de diffusion et de poussée au vide.

4.6 RENFORCEMENT DE L'OUVRAGE

4.6.1 Généralités

Suite aux recommandations du rapport d'expertise, nous avons décidé d'effectuer le projet de renforcement de l'ouvrage.

Cependant, la structure étant située en un lieu stratégique, l'ouvrage renforcé devra supporter non seulement les charges d'exploitations réglementaires mentionnées précédemment mais devra également permettre le passage des convois exceptionnels D (250 tonnes) et E (400 tonnes) ainsi que la charge militaire MC120 (110 tonnes) avec un gradient thermique cummulable de 5°C.

Les états de chargements considérés sont donc les suivants:

- état à vide avant renforcement après fluage;
- état à vide après renforcement avant perte;
- état à vide après renforcement après perte;
- état à vide plus gradient thermique 10°C après renforcement;
- état sous charges d'exploitations réglementaires plus gradient thermique 5°C après renforcement;
- état sous charges militaires MC120 plus gradient thermique 5°C après renforcement;
- état sous convoi exceptionnel D plus gradient thermique 5°C après renforcement;
- état sous convoi exceptionnel E plus gradient thermique 5°C après renforcement.

4.6.2 Principe du renforcement longitudinal

Le principe du renforcement longitudinal consiste en une précontrainte additionnelle extérieure au béton mais à l'intérieur des caissons.

Le câblage retenu est composé de quatre paires de câbles 12T15 super allant de culée à culée et déviés sur pile et autour de la zone centrale à renforcer.

Ce type de renforcement nécessite la fabrication de massifs d'ancrage aux culées et de déviateurs dans la travée centrale. La déviation sur pile s'effectue à l'aide des diaphragmes existants.

Le tracé de câblage et les caractéristiques des torons sont décrits dans le programme P.C.P. qui effectue les calculs en tenant compte entre autre des pertes par relaxation des nouveaux câbles de renforcement.

Les résultats donnés par P.C.P. démontrent que le renforcement proposé est satisfaisant vis-à-vis des contraintes normales et tangentées.

4.6.3 Principe du renforcement transversal

Le renforcement transversal est nécessaire pour les voussoirs situés entre les déviateurs de la travée centrale du renforcement longitudinal.

Le principe du renforcement adopté est une précontrainte transversale centrée sur le hourdis inférieur à l'aide de câbles. Cette précontrainte est constituée de deux groupes de 4 torons T15 super par voussoir et extérieure au béton. Les torons au-dessus du hourdis inférieur sont intérieurs au caisson mais les torons en-dessous du hourdis sont extérieurs au caisson et donc apparents. Ce type de renforcement nécessite le percement de l'âme à la jonction du hourdis inférieur et la pose de plaque d'ancrage à chaque extrémité du hourdis. C'est cependant la technique la plus efficace de renforcement transversal d'un hourdis inférieur.

4.7 ESSAI DE CHARGEMENT

Nous avons effectué un essai de chargement sur le pont de Châlons-sur-Marne le 26 avril 1992. Cet essai de chargement représente en quelque sorte un essai de décompression du joint pour déterminer l'état à vide de la structure. Du même coup, cet essai nous permet de vérifier la validité de la modélisation de la structure particulièrement au niveau de l'interaction entre les deux caissons du tablier.

Nous avons expérimenté deux joints de la travée centrale, soit un joint fissuré et le joint adjacent du même caisson, avec jauges de déformation et capteurs de déplacement en plus de sondes thermiques pour tenir compte du gradient thermique durant l'essai.

Nous avons effectué trois cas de chargement c'est-à-dire un cas de chargement centré et deux cas de chargement excentrés. Le cas de chargement centré était constitué de 8 camions de 26 tonnes centrés sur l'ouvrage et susceptible d'ouvrir théoriquement le joint fissuré. Les cas de chargement excentrés étaient constitués de 4 camions de 26 tonnes centrés sur l'un ou l'autre des caissons.

Pour chacun des cas de chargement, les camions occupaient 12 positions sur l'ouvrage (5 en travée de rive et 7 en travée centrale) nous permettant ainsi de tracer la courbe des moments fléchissants en fonction de la déformation unitaire pour un joint instrumenté.

Pour le cas de chargement centré, les résultats montrent que la déformation des jauges croît avec les moments fléchissants tandis que les capteurs sont peu sensibles à l'accroissement de ceux-ci. Il semble donc y avoir décompression partielle du joint sans fissuration.

Pour les cas de chargement excentrés, les résultats expérimentaux tendent à montrer que la répartition transversale entre les deux caissons se fait de telle façon que le caisson chargé reprend 70% du chargement et l'autre 30%. Le modèle d'analyse théorique donne une répartition plutôt de l'ordre de $2/3 - 1/3$. La liaison transversale entre les deux tabliers du modèle théorique semble donc un peu plus rigide que la liaison réelle.

5.0 RECOMMANDATIONS TECHNIQUES GÉNÉRALES

L'élaboration d'un projet de renforcement d'un pont en béton précontraint en France avec la réglementation française en vigueur oblige forcément la comparaison avec la norme canadienne et permet par le fait même d'énoncer certaines recommandations d'ordre technique en matière d'ouvrage d'art en béton précontraint, pour laquelle l'expertise française représente une compétence certaine, qui permettront d'éclairer ou à tout le moins d'aider le concepteur dans l'étude d'un pont construit par encorbellement.

Voici les principales recommandations:

- redistributions des efforts dus aux déformations différées.

Le fluage du béton entraîne dans les structures hyperstatiques construites selon des schémas statiques évolutifs, une modification progressive dans le temps des efforts calculés, les déformations différées du béton se trouvant d'autant plus entravées que le degré d'hyperstaticité du système est plus grand. Très schématiquement, on peut dire qu'après fluage, la distribution des efforts tend à se rapprocher de celle que l'on aurait obtenue si l'ouvrage avait été entièrement coulé en place en s'appuyant sur un cintre général.

L'évaluation quantitative de ces efforts de redistribution est complexe; ceux-ci dépendent en effet de l'historique de l'ouvrage constitué de bétons d'âges très différents et de rhéologie variable en fonction des conditions d'exécution.

La norme canadienne traite très peu de ce phénomène. A défaut de logiciel (comme P.C.P.) exécutant un calcul "scientifique" tenant compte du calendrier exact de l'exécution et d'une loi de fluage appropriée, la réglementation française permet de tenir compte de la redistribution des efforts par l'intermédiaire de deux règles forfaitaires dont on retient la plus défavorable.

1ère règle

Exiger sur la fibre inférieure de l'ouvrage une compression minimale avant prise en compte des redistributions par fluage, toutes les autres sollicitations étant introduites selon les règles habituelles.

La valeur de cette compression minimale est fixée à:

- 1,5 MPa pour les fléaux composés de voussoirs coulés en place ou de voussoirs préfabriqués qui seraient âgés de moins de 21 jours lors de leur mise en précontrainte;
- 1,0 MPa pour les fléaux composés de voussoirs préfabriqués âgés d'au moins 21 jours lors de leur mise en précontrainte.

2ème règle

Utiliser la formule forfaitaire suivante qui donne la redistribution par fluage (S_f) à considérer:

$$S_f = 1/2 (S_2 - S_1)$$

dans laquelle S_1 et S_2 représente les sollicitations développées tant par le poids propre que par la précontrainte dans la structure supposée se comporter de façon linéairement élastique, compte tenu des phases successives de construction pour S_1 , et en considérant, au contraire que l'ouvrage est réalisé d'emblée selon son schéma statique final pour S_2 .

- Gradients thermiques

Le gradient thermique est la différence de température qui s'établit quotidiennement entre fibres supérieure et inférieure d'une poutre. On dit que ce gradient est positif si l'extrados est plus chaud que l'intrados et négatif dans le cas contraire. Dans un système hyperstatique, les déformations créées par le gradient thermique sont gênées par les liaisons surabondantes et provoquent l'apparition de sollicitations supplémentaires.

La norme canadienne spécifie des valeurs de courbure libre attribuable aux écarts de température pour les ensembles poutres et dalle en acier et poutres et dalle en béton. Pour les conditions hivernales, les gradients positifs et négatifs doivent être retenues, tandis qu'en période estivale, seuls les gradients positifs doivent être considérés.

La réglementation française n'admet qu'un gradient positif et propose les valeurs caractéristiques suivantes à prendre en compte pour le gradient thermique:

$\Delta \theta = 6^{\circ}\text{C}$ Valeur suffisamment fréquente pour qu'elle soit cumulable avec celle des charges d'exploitation.

$\Delta \theta = 12^{\circ}\text{C}$ Valeur rare réputée incompatible avec les charges d'exploitation.

- Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

La justification de l'effort tranchant ne s'effectue qu'aux états limites ultimes dans la norme canadienne. Or, pour réduire la probabilité de fissuration des âmes, il faut limiter les contraintes de cisaillement et ce type de justification s'effectue dans le cadre des états limites d'utilisation. La réglementation française propose deux inéquations à vérifier qui traduisent respectivement les conditions de non-rupture du béton, par fissuration pour la première et par compression-cisaillement pour la seconde aux états limites d'utilisation.

- Effets locaux de la précontrainte

Certaines zones sont soumises à des efforts locaux concomitants dont les plus fréquents sont la diffusion des efforts de précontrainte (au voisinage des ancrages) et la poussée au vide des câbles de continuité situés dans le hourdis inférieur d'un caisson de hauteur variable. Il y a lieu de cumuler ces efforts locaux avec ceux de l'effort tranchant général moyennant certaines précautions.

La norme canadienne traite peu de ces phénomènes tandis que la réglementation française suggère certains critères de calculs intéressants. Elle permet de procéder, dans les zones de diffusion, à des vérifications permettant de réduire à un niveau convenable la probabilité d'apparition de fissures et à la détermination d'armatures passives destinées à limiter l'ouverture de fissures éventuelles.

- Essai de chargement

Le recours à des essais de chargement pour justifier la modélisation d'une structure ou déterminer son état à vide est courant en France pour les ouvrages ayant des comportements pathologiques. Il y aurait lieu à mon avis, d'augmenter cette pratique au Québec.

6.0 ÉVALUATION ET CONCLUSION

La mission fut un succès car elle m'a permis d'élaborer au complet un projet de renforcement de pont au même titre qu'un ingénieur français du S.E.T.R.A.; projet qui va d'ailleurs se concrétiser dans le futur.

De ce fait, j'ai pu me familiariser avec les méthodes de travail utilisées en France tant au niveau des règlements de calculs qu'au niveau de l'élaboration des plans et devis. De façon général, le S.E.T.R.A. mise sur la production rapide des ouvrages types qui font l'objet de guides de conception et de calcul, de logiciels informatiques spécialisés avec notice d'utilisation, de dossier pilote et d'automatisation de la conception et du dessin de certains ouvrages. Dans le domaine des grands ouvrages d'art, le S.E.T.R.A. élabore des projets de grands ponts ou viaducs, s'occupe du calcul des structures complexes et de l'étude et de la pathologie des ouvrages avec une politique de progrès constant et d'innovation et ce en étroite collaboration avec les bureaux d'études et les entreprises spécialisées. Que ce soit pour les ouvrages types ou les grands ouvrages, la préparation des plans et devis est faite soit à l'interne, soit par un bureau d'études.

Parallèlement au projet principal auquel j'étais affecté, j'ai effectué de nombreuses visites techniques et assisté à plusieurs conférences qui ont permis d'élargir mon domaine de connaissance en matière d'ouvrages d'art (voir annexe II). Ainsi, j'ai visité plusieurs ouvrages ayant des comportements pathologiques différents et discuté des causes et des solutions à apporter. Je me suis familiarisé également avec les techniques de constructions de grands ouvrages d'art particulièrement pour les ponts construits par encorbellement successifs et les ponts haubanés. J'ai pris connaissance de nouveaux produits et de l'utilisation de procédé peu connu au Québec, comme entre autres les murs clou-terre. De plus, certaines visites techniques en Belgique et au Luxembourg ont permis de déborder du cadre français et ainsi rendre une vision plus européenne des techniques de constructions d'ouvrages d'art d'autant plus que la France participe actuellement à l'élaboration de l'euro-code qui est en quelque sorte le regroupement en un code européen unique des différents règlements utilisés dans les pays d'Europe participants.

La mission a également permis d'établir de nombreux contacts avec les personnes clés en place au S.E.T.R.A. dans le domaine des ouvrages d'art facilitant l'échange de connaissance et assurant une liaison technique constante avec le Service des ouvrages d'art du Ministère des Transports du Québec qui va bien au-delà de la durée réelle du séjour en France. Cette collaboration entre les deux administrations sera d'autant plus fructueuse si nous nous tenons au courant de ce qui se fait ailleurs dans le monde par la lecture d'articles publiés dans les revues techniques de pointes et la participation aux congrès internationaux comme entre autres ceux de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes (A.I.P.C.).

Il ne fait nul doute, à mon avis, de la nécessité des échanges de fonctionnaires entre la France et le Québec, tant au point de vue de l'apport scientifique qu'en bénéficie les deux administrations qu'au point de vue du rayonnement personnel des coopérants. C'est ce type de coopération qui contribue à élever le niveau de qualité et de compétence au sein de la fonction publique.



ANNEXE I

LISTE DES DOCUMENTS DU RAPPORT DU PONT DE CHALONS-SUR-MARNE

PARTIE I

- I-1: Cahier des clauses techniques particulières (C.C.T.P.);
- I-2: Bordereau des prix unitaires (B.P.U.);
- I-3: Cadre du détail estimatif;
- I-4: Plans des réparations.

PARTIE II

- II-1: Rapport d'expertise;
- II-2: Notes de calculs de la réparation;
- II-3: Essais de chargement avec notes de calculs P.C.P.;
- II-4: Notes de calculs électroniques;
- II-5: Avant-métré;
- II-6: Plan de l'ouvrage actuel;
- II-7: Synthèse des désordres:
Rapport du L.R.P.C. de Nancy 1982-1987;
Rapport du L.R.P.C. de Blois 1983.

PARTIE III

- III-1: Mémoire;
- III-2: Détail estimatif.

ANNEXE II

CHRONOLOGIE DES VISITES TECHNIQUES (V) ET CONFÉRENCES (C)

DATE	TYPE	SUJET	ENDROIT
05/10/91	(C)	Autoroute 75 entre Clermont-Ferrand et Bézier	Paris
16/10/91	(V)	Le pont nord de Chalon-sur-Saône	Chalon-sur-Saône
21/10/91	(C)	Organisation du S.E.T.R.A.	Paris
23/10/91	(V)	Delot Process Galvanisation	Trappe
24/10/91	(V)	Carrefour Pompadour (pieux)	Paris
06/11/91	(V)	Viaduc de la Haute-Colme Ouvrages métalliques sur la rocade de Dunkerque	Calais Dunkerque
07/11/91	(C) (V) (V) (V) (V) (V) (V) (V) (V) (C)	Aménagements du Canal Albert Pont de Wandre Pont de Milsaucy Pont de Hermalle Pont de Haccourt Pont de Lixhe Pont de Lanaya Viaduc de l'Eau Rouge Viaduc de Remouchamps	Liège
08/11/91	(V) (V)	Viaduc de Remouchamps Plusieurs ouvrages d'art	Liège Luxembourg
15/11/91	(V)	Exposition "Batimat"	Paris
28/11/91	(V)	Pont de Normandie	Honfleur Le Havre
29/11/91	(V) (V)	Pont de Limay Pont de Gennevilliers	Limay Gennevilliers
18/12/91	(V)	Entreprise "Baudin-Châteauneuf"	Châteauneuf-sur-Loire
14/01/92	(V)	Usine Freyssinet	Chalon-sur-Saône
15/01/92	(V)	Viaduc de Fin	Dijon

ANNEXE II (SUITE)

CHRONOLOGIE DES VISITES TECHNIQUES (V) ET CONFÉRENCES (C)

DATE	TYPE	SUJET	ENDROIT
21/01/92	(V)	Levage d'un pont d'étagement	Aix-en-Provence
23/01/92	(V)	Ouvrages courants de la Déviation de La Mothe	Marvejols
	(V)	Site de l'échangeur d'Antrenas	
	(V)	Ouvrage courant à béquille de Garabit	
	(V)	Ouvrage de franchissement de la Truyère	
04/02/92	(C)	Poutres précontraintes préfabriquées	Paris
12/02/92	(V)	Pont de Châlons-sur-Marne	Châlons-sur- Marne
21/02/92	(C)	Grands Ponts du Japon	Paris
27/02/92	(V)	Carrefour Pompadour (structure)	Paris
05/03/92	(V)	Mur clou-terre temporaire	Paris
	(V)	Mur clou-terre permanent	Vierzon
11/03/92	(V)	Pont de Tancarville	Tancarville
	(V)	Pont de Brotonne	
	(V)	Pont de Normandie	Honfleur
25/03/92	(V)	Pont d'Arcins	Bordeaux
08/04/92	(V)	Pont de Chevière	Nantes
14/04/92	(C)	Projet national clou-terre (I.T.B.T.P.)	Paris
26/04/92	(V)	Pont de Châlons-sur-Marne (Essai de chargement)	Châlons-sur- Marne
18/05/92	(V)	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées	Paris
19/05/92	(V)	Pont de Villeneuve-sur-Lot	Villeneuve-sur- Lot

ANNEXE III
ATTESTATIONS OFFICIELLES



Ministère de l'Équipement, du Logement,
des Transports et de l'Espace

Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art

46, avenue Aristide Briand - BP 100 - 92223 Bagneux cédex - FRANCE - Téléphone (1) 42.31.31.31 - Télécopie (1) 42.31.31.69 - Télrex 260 763 F

Bagneux, le 20 MAI 1992

N° réf. : *M. Virlogeux*
Affaire suivie par : 46.11.32.86
Tél. : Secrétariat
46.11.32.88

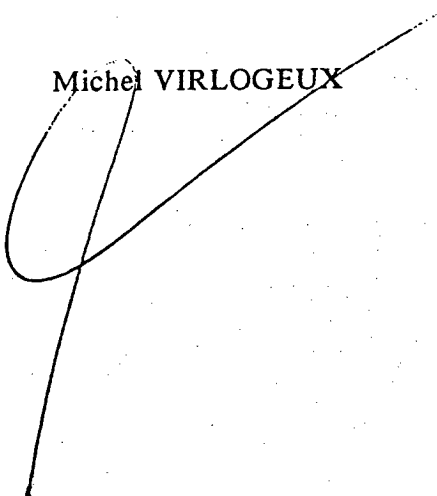
CERTIFICAT DE STAGE

Je soussigné, Michel VIRLOGEUX, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Chef de la Division des Grands Ouvrages du Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (S.E.T.R.A.), certifie que Monsieur Gérard DESGAGNE a effectué un stage dans mon service du 22 septembre 1991 au 23 mai 1992 sous la direction de Monsieur Daniel POINEAU, Chef d'Arrondissement spécialisé dans la pathologie des Ouvrages d'Art (Membre de la Commission V du C.E.B. et de l'A.I.P.C.R.).

Au cours de son stage, il a été chargé de l'expertise et du projet de renforcement d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs. Le travail fourni par Monsieur DESGAGNE est d'une très bonne qualité et correspond pleinement aux objectifs qui lui avaient été assignés par son maître de stage.

L'I.C.P.C.
Chef de la D.G.O. du C.T.O.A.

Michel VIRLOGEUX





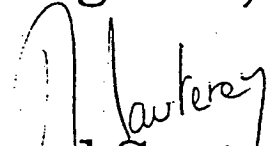
Je soussigné Raymond Sauterey,
Conseiller pour les actions techniques internationales
auprès du Directeur des Routes,
certifie que

M. Gérard DESGAGNE..... a effectué un stage en France

du 22/09/91 au 23/05/92

sur le thème : PATHOLOGIE DES OUVRAGES D'ART EN BETON PRECONTRAINTE AVEC EXPERTISE ET PROJET DE
RENFORCEMENT D'UN PONT

Fait à Bagneux, le 21/05/92


Raymond Sauterey





Gouvernement du Québec
Ministère des Transports
Direction des structures