

# Conception et construction d'un pont de 400 m de longueur sur la route 199 entre Cap-aux-Meules et Havre-aux-Maisons, aux Îles-de-la-Madeleine

Admir Pasic, Nikolay Velev, Christian Lemay

Dessau

**Résumé :** Dans le cadre du projet de reconstruction du pont sur la route 199 au-dessus du chenal de Havre-aux-Maisons entre Cap-aux-Meules et Havre-aux-Maisons, le consortium Roche-Dessau était mandaté pour faire la conception et préparer les avant-projets, les plans et devis pour le pont et ses approches.

Le tablier du pont comprend cinq travées en poutre d'acier portant sur une dalle mince de 225 mm. Les portées des travées sont 67,18 m + 3 × 84,73 m + 67,18 m. La longueur totale du pont incluant les murs en aile est de 403 mètres.

Les piles du pont sont composées de deux poteaux en béton armé appuyés sur des fondations profondes de type caissons avec emboîture au roc. Les culées en béton armé reposent sur les pieux en acier conventionnels.

La largeur du pont est de 12,9 m dans les trois premières travées et augmente dans la quatrième, en raison d'exigences de visibilité, pour finir avec une largeur de 16,47 m au niveau de la culée 6. Pour suivre la géométrie de la dalle qui est en éventail dans la quatrième et cinquième travée, une poutre supplémentaire a été ajoutée dans la cinquième travée qui se prolonge en porte-à-faux dans la quatrième travée.

Une attention particulière a été portée à la protection de l'environnement afin d'empiéter le moins possible sur le cours d'eau et les berges pendant l'installation des poutres. L'option de lancement (poussage) des poutres du tablier a aussi été étudiée et offerte à l'entrepreneur comme alternative par rapport à l'installation conventionnelle.

La construction du pont a débuté au printemps 2011 et s'est conclue après 20 mois en décembre 2012. Le coût du projet, pour le pont seulement, est de 30,0 M\$.

## 1. Introduction

L'ancien pont qui était aménagé sur la route 199 entre Cap-aux-Meules et Havre-aux-Maisons présentait plusieurs problèmes de sécurité et de fonctionnalité. Il engendrait également des coûts d'entretien élevés. L'ancienne structure a été construite en 1960 avec des normes de conception bien inférieures aux normes actuelles, et à cette époque, la durabilité n'était que peu étudiée lors de la préparation des plans et devis.

Les approches de l'ancien pont présentaient des courbes très prononcées, qui limitaient les distances de visibilité des automobilistes. À cause de cette géométrie, la vitesse affichée n'était pas constante. Lors de grandes marées, certaines sections de la route 199, sur une distance de 300 mètres de part et d'autre de l'ancien pont, ont été inondées ou envahies par les glaces.

Le passage des bateaux de pêche sous le vieux pont n'était pas sécuritaire puisque le dégagement sous le pont était inférieur à 2,1 mètres lors des hautes marées. Le chenal du Havre-aux-Maisons est la seule voie navigable reliant la lagune au golfe du Saint-Laurent.

Le nouveau pont se veut plus sécuritaire, avec des voies de roulement plus larges qui respectent les normes de conception pour une route nationale-régionale. Les rayons des courbes dans les approches sont plus grands et la vitesse de roulement est constante pour assurer la sécurité des usagers. La nouvelle structure entraîne un rehaussement de la route, de manière à prévenir les inondations et les congères. De cette façon, la mobilité et la sécurité des usagers sont assurées en toute saison et en toute condition météorologique.

Le pont offre un dégagement de 6,1 mètres au-dessus des marées hautes afin d'assurer une circulation maritime sécuritaire en tout temps. La figure 1 montre la zone des travaux et l'emplacement d'ancien et nouveau pont.

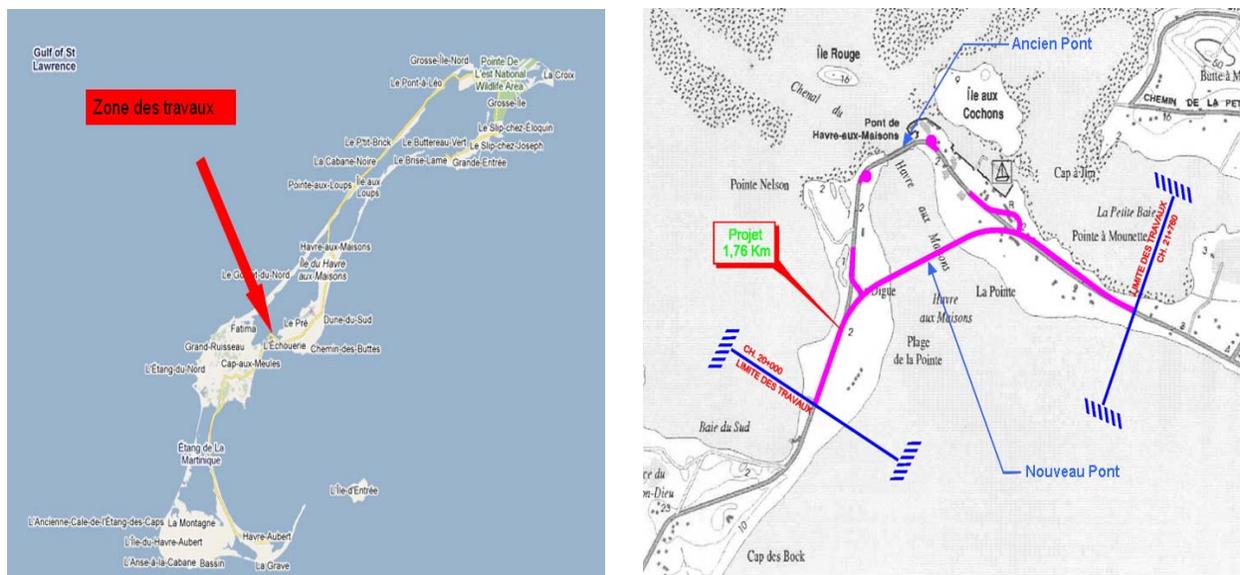


Figure 1 : Zone des travaux et emplacement d'ancien et nouveau pont

## 2. Options de la trame structurale étudiées

L'avant-projet préliminaire comprenait cinq variantes de tracé routier qui ont été analysées afin de déterminer un tracé conforme aux normes en vigueur. La variante 3 a été retenue par le ministère des Transports du Québec.

Question de durabilité, le type de tablier à dalle en béton armé sur les poutres en acier a rapidement été retenu. Trois options de la trame structurale du pont ont été étudiées en avant-projet définitif pour la variante 3 de tracé routier.

### Option 1

L'option 1, présentée sur la figure 2, prévoit un joint de tablier au-dessus de la pile 4. Le pont est divisé en deux parties. Sur les trois premières travées soit de la culée 1 à la pile 4, le tablier aura

une largeur constante hors tout de 12,90 mètres et sera composé de quatre poutres continues supportant une dalle en béton armé de 225 millimètres. Les travées auront respectivement 67,18 – 90,0 et 72,0 mètres de longueur. Sur les deux dernières travées, soit de la pile 4 à la culée 6, le tablier aura une largeur variable de 12,9 mètres à 16,5 mètres et sera composé de cinq poutres continues supportant aussi une dalle mince. Les travées auront respectivement 84,35 et 75,0 mètres.

Les culées seront supportées par des pieux conventionnels battus jusqu'au roc, alors que les semelles des piles seront supportées par des caissons avec emboîtures dans le roc. Les caissons sont des tubes en acier, enfoncés dans le mort-terrain puis forés dans le roc et remplis de béton armé. Les dimensions des caissons varient entre 1500 et 1800 millimètres.

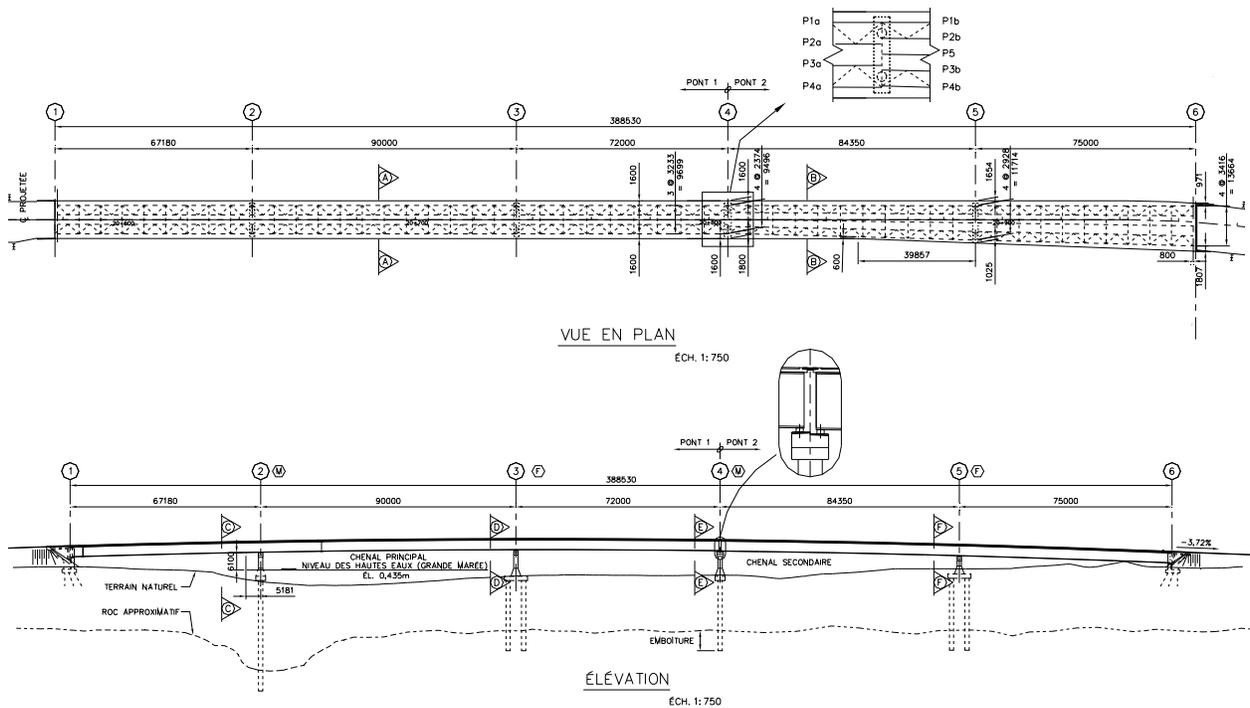


Figure 2 : Option 1 - vue en plan et élévation

## Option 2

L'arrangement des poutres, la géométrie du tablier et des piles, les longueurs des travées et l'épaisseur de la dalle sur poutres restent identiques à l'option 1. Le joint de tablier au-dessus de la pile 4 est toutefois éliminé, faisant en sorte que la dalle sera continue, tout en conservant l'interruption au niveau des poutres sur la pile 4. La continuité de la dalle permet avec cette option, par rapport à la première, de mieux répartir sur les fondations les efforts sismiques provenant du tablier. En conséquence, cette option permet de diminuer le nombre des caissons enfoncés dans le sol de la fondation de la pile 5. Cette option permet aussi de pouvoir utiliser des caissons de grosseur uniforme, soit 1600 mm pour toutes les piles.

### Option 3

Les avantages de l'option 2 par rapport à l'option 1, quant à la diminution du nombre des caissons et l'élimination de joint du tablier, sont aussi assurés par l'option 3. Dans cette option, en plus d'avoir la dalle continue au-dessus de la pile 4, les poutres sont aussi continues de la culée 1 à la culée 6. Le tablier sera d'abord constitué d'une dalle de béton supportée par quatre poutres continues sur toute la longueur du pont auxquelles une cinquième poutre est ajoutée dans la travée 5 (de la pile 5 à la culée 6). Cette poutre se prolongerait en porte-à-faux dans la travée 4 (entre les piles 5 et 4).

L'option 3 a été retenue pour la conception définitive.

### 3. Conception

L'option 3 qui présente le choix définitif pour la conception comprend le tablier composé d'une dalle de 225 mm et des poutres en acier continues sur cinq travées. Les travées en allant de l'ouest vers l'est ont respectivement  $67,18 - 3 \times 84,73 - 67,18$  mètres. La figure 3 montre l'option 3.

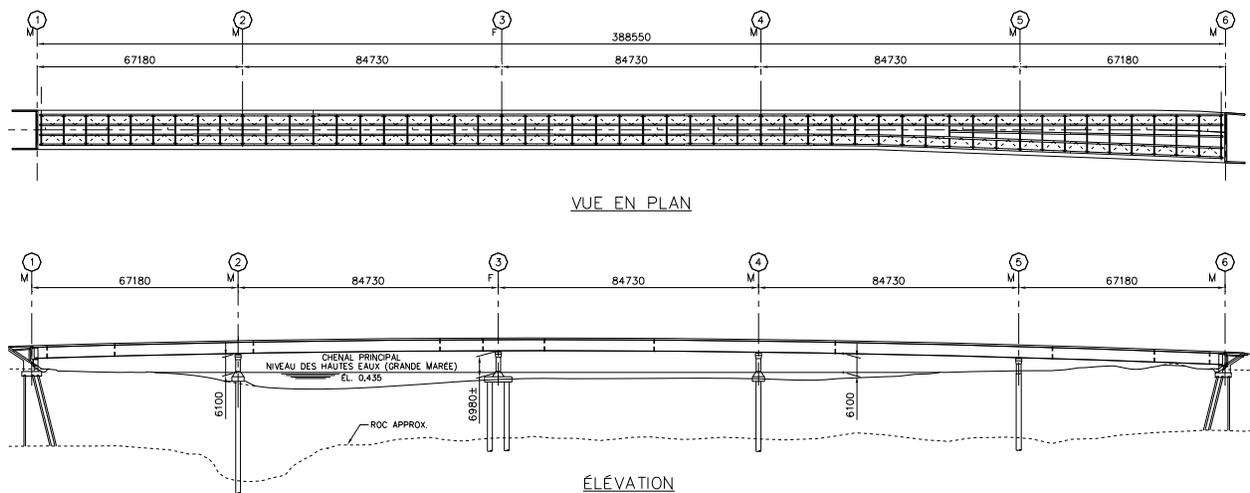
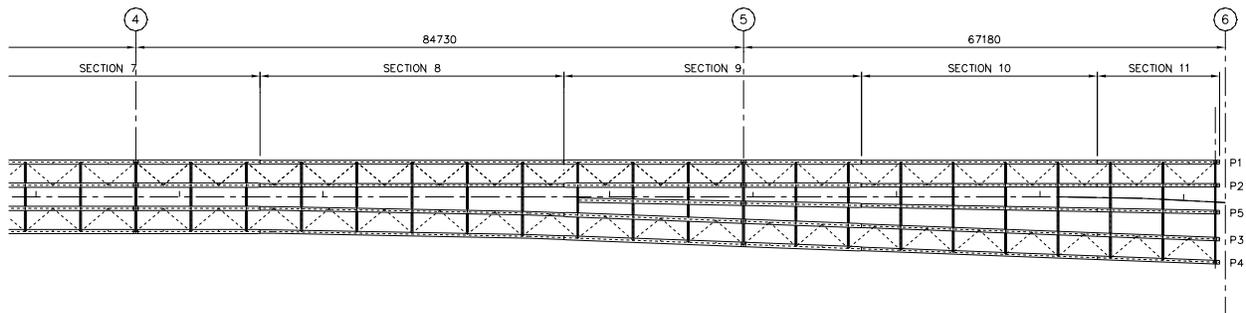


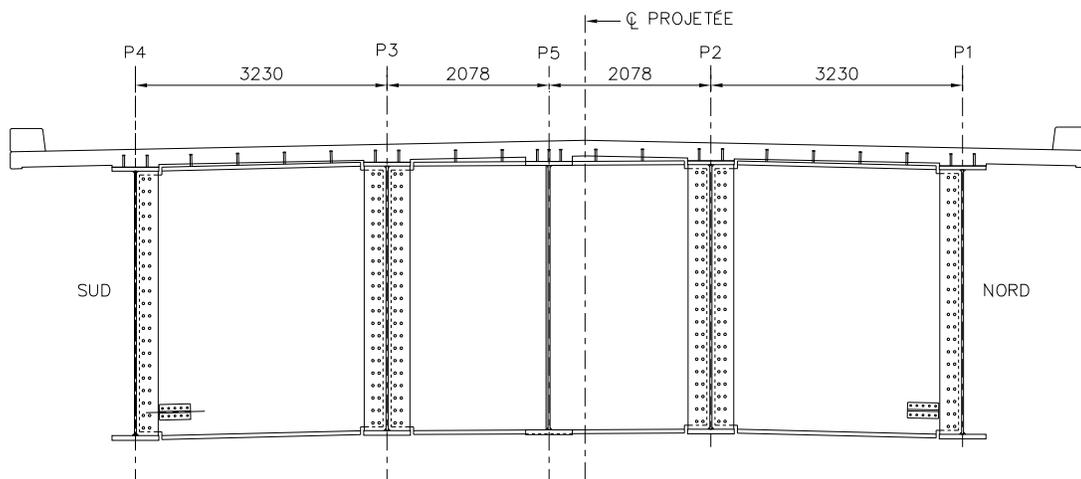
Figure 3 : Option 3 – vue en plan et élévation

Par rapport aux options 1 et 2, certaines piles ont été déplacées pour obtenir une répartition plus équilibrée des efforts internes dans les poutres principales.

Pour épouser le mieux possible la géométrie de la dalle avec une largeur variable dans les travées 4 et 5, une poutre supplémentaire a été ajoutée entre les poutres 2 et 3 dans la cinquième travée et elle se prolonge en un porte-à-faux de 23,5 m dans la travée 4. Son porte-à-faux est solidement connecté aux poutres adjacentes en son extrémité libre par un diaphragme d'une grande rigidité. Les figures 4a et 4b montrent respectivement la poutre supplémentaire P5 avec le porte-à-faux et le diaphragme à l'extrémité du porte-à-faux.



**Figure 4a : Poutre supplémentaire P5 avec le porte-à-faux**



**Figure 4b : Diaphragme à l'extrémité du porte-à-faux**

Le fait que la poutre avec le porte-à-faux ne soit pas continue jusqu'à la pile 4 permet une économie d'acier substantielle. La géométrie des deux poutres extérieures du côté sud dans la partie centrale de la travée 4 (entre les piles 4 et 5) devient toutefois un peu plus complexe pour la réalisation à cause de la courbe légère horizontale qui doit être intégrée à ces poutres.

La continuité complète du tablier au-dessus de la pile 4 apporte aussi l'avantage de diminuer le nombre des appareils d'appui sur cette pile de 9 à 4.

L'extrémité libre de la poutre supplémentaire est positionnée très près du point d'inflexion des poutres 1 à 4, de telle sorte que les sollicitations maximales à cet endroit ne sont pas élevées et que la poutre supplémentaire peut facilement s'intégrer du point de vue des sollicitations et des flèches au tablier du pont. La figure 5 montre les sollicitations dans les poutres à l'endroit où le porte-à-faux de la poutre supplémentaire P5 commence.

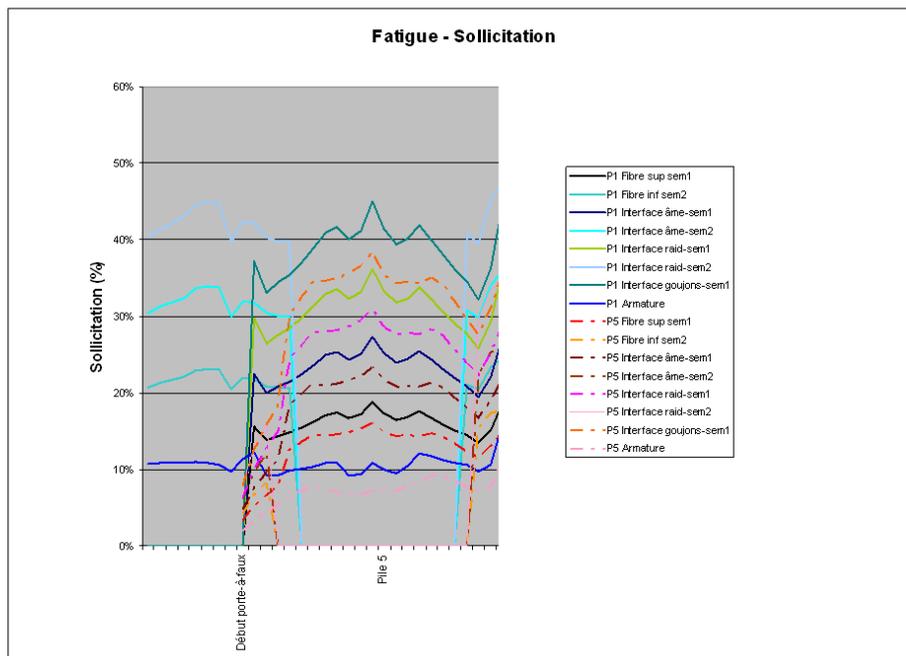
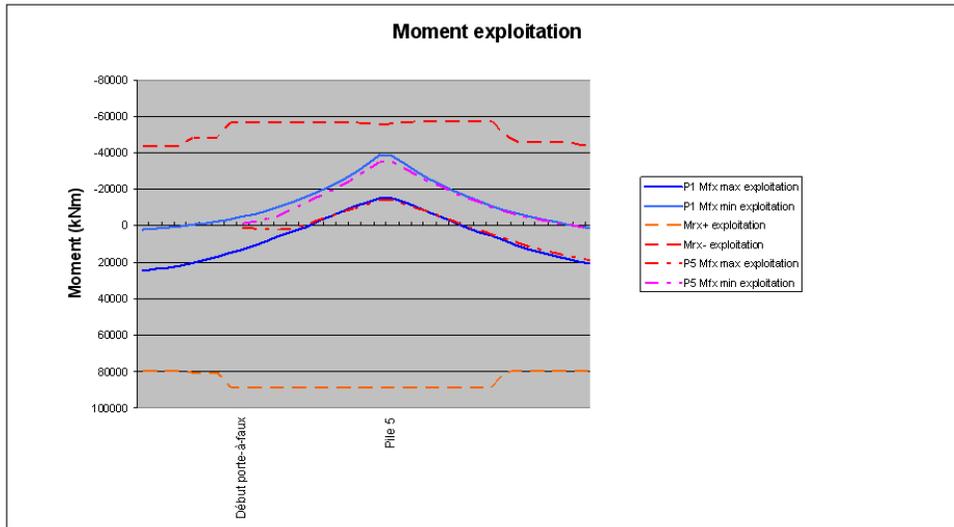


Figure 5 : sollicitations des poutres à l'endroit du P-À-F de la poutre P5

## Analyse sismique

Compte tenu de l'envergure de l'ouvrage, une modélisation complète en 3-D du pont était déjà réalisée pour considérer les autres charges que celles sismiques (voir la figure 6). Nous avons profité de l'existence du modèle 3-D complet pour effectuer une analyse sismique par la méthode spectrale multimodale, ce qui n'était pas, dans notre cas, exigé par la norme S6-06 étant donné que le pont était classifié dans la catégorie d'importance « autre pont » et l'accélération horizontale maximale (AHM) est très faible aux Îles-de-la-Madeleine.

Les résultats d'analyse donnent les efforts dans les éléments structuraux peu élevés, ce qui nous permet de ne prévoir qu'une pile fixe dans le sens longitudinal malgré la longueur du pont qui est de 400 mètres.



**Figure 6 : Modèle 3-D du pont**

### **Effet du vent**

Contrairement aux charges sismiques peu élevées aux Îles-de-la Madeleine, les charges du vent sont, quant à elles, grandes. En ne trouvant pas les informations nécessaires dans la norme S6-06, nous nous sommes adressés au Service météorologique du Canada, section des services climatiques pour le génie, qui nous a transmis les valeurs suivantes : pression du vent  $q_{10} = 0,57$  kPa (correspond à une vitesse de 107 km/h) et pression du vent  $q_{50} = 0,80$  kPa (correspond à une vitesse de 127 km/h).

Ces charges gouvernent le dimensionnement de la structure quant aux efforts horizontaux dans le sens transversal du pont et sollicitent la structure environ quatre fois plus que les efforts sismiques.

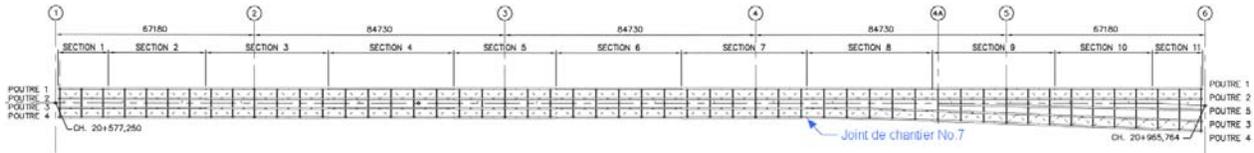
### **Impact de la méthode de construction sur la conception : étude de lancement des poutres**

Dans ce projet, une attention particulière a été portée à la protection de l'environnement afin d'empiéter le moins possible sur le cours d'eau et les berges pendant l'installation des poutres. L'option de lancement (poussage) des poutres du tablier était aussi étudiée et offerte à l'entrepreneur comme alternative par rapport à l'installation conventionnelle.

L'étude de faisabilité du lancement des poutres nous a confrontés à un défi technique – notamment de s'assurer que le lancement était faisable tout en conservant les dimensions initiales des poutres découlant de la conception initiale qui prévoyait une installation conventionnelle. Autrement dit, il fallait trouver la méthode de lancement et analyser les étapes principales de lancement en s'assurant que les moments de flexion et les efforts tranchants dans les poutres et

dans les joints du chantier ainsi que les efforts axiaux dans les contreventements pendant le lancement ne dépassent jamais les valeurs en service.

Le lancement des poutres a été analysé entre la culée 1 et le joint de chantier n° 7 inclusivement (voir la figure 7).



**Figure 7 : Lancement étudié : culée 1 – joint de chantier n° 7**

Pour la deuxième partie du pont, soit entre le joint de chantier n° 7 et la culée 6, l'élargissement du tablier et l'espacement variable entre les poutres rendent le lancement des poutres difficilement réalisable, voire impossible. De toute manière, pour cette partie du pont le lancement n'était pas vraiment envisageable : vu que la culée 6 et la pile 5 se trouvent sur la terre ferme, l'installation d'un pont temporaire sur les pieux s'impose pour la réalisation des fondations et, en même temps, ce pont peut servir pour l'installation des poutres.

Nos analyses pour la partie culée 1 – joint du chantier n° 7 montrent qu'avec un bec d'une longueur d'au moins 50 mètres et dont le poids moyen par mètre linéaire ne dépasse pas 40 % du poids de la charpente métallique, nous serions capables de traverser les travées de 84,7 mètres entre les piles 2-3, 3-4 et 4-5. La flèche calculée au bout du porte-à-faux du nez de lancement est de l'ordre de 3,0 mètres.

Dans la conception initiale, les dimensions de l'âme des poutres principales sont de 3400 mm × 25 mm. Le ratio longueur de travée versus profondeur de l'âme est de  $L/25$ , ce qui présente une profondeur économique. Une âme assez épaisse, comme choisie, simplifie la production à l'usine. De cette façon, nous n'avons pas besoin de raidisseurs verticaux supplémentaires pour développer la résistance au cisaillement de la poutre parce que l'âme seule est capable de la développer sur toute la longueur du pont. Aussi, l'âme profonde nous permet de développer la résistance des poutres en flexion avec les semelles supérieures et inférieures qui ne dépassent jamais 600 mm de largeur. La largeur des semelles inférieures de seulement 600 mm présenterait des difficultés pour le lancement des poutres selon la méthode souvent utilisée, qui est de lancer le pont notamment sur les rouleaux installés seulement sous les semelles inférieures des poutres de rive. Ce principe comprend les rouleaux larges de capacité élevée qui demandent aussi les semelles larges pour pouvoir passer les rouleaux entre les plaques couvre-joints de la semelle inférieure dans les joints de chantier.

Nous avons plutôt opté pour une méthode recommandée par la compagnie Hilman Rollers inc. leader dans le domaine de lancement des ponts en Amérique du Nord. La méthode prévoit l'installation des rouleaux sur chaque poutre. Nos calculs ont démontré que la charge verticale maximale sur un rouleau quand le porte-à-faux est au maximum et quand les rouleaux sont installés sous chaque poutre ne dépasse jamais 2500 kN à ÉLUL. La figure 8 montre le rouleau de la compagnie Hilman Rollers inc. qui sera capable de supporter la charge de 2500 kN à ÉLUL.

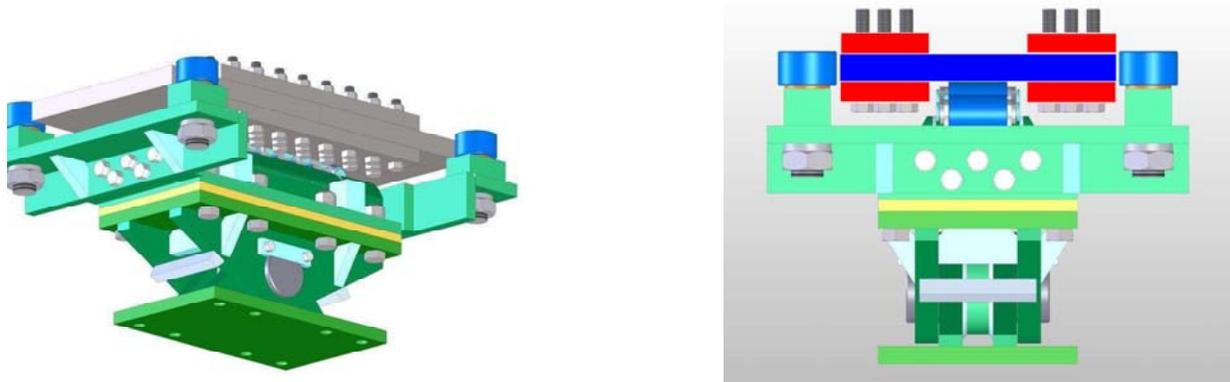


Figure 8 : Rouleau de capacité 2500kN à ÉLUL

En sachant que la largeur des rouleaux et des attaches des rouleaux est de 197 mm, nous avons conçu les joints de chantier avec l'espacement entre les plaques couvre-joints de la semelle inférieure de 210 mm, ce qui permet le passage sécuritaire de rouleaux (voir la figure 9).

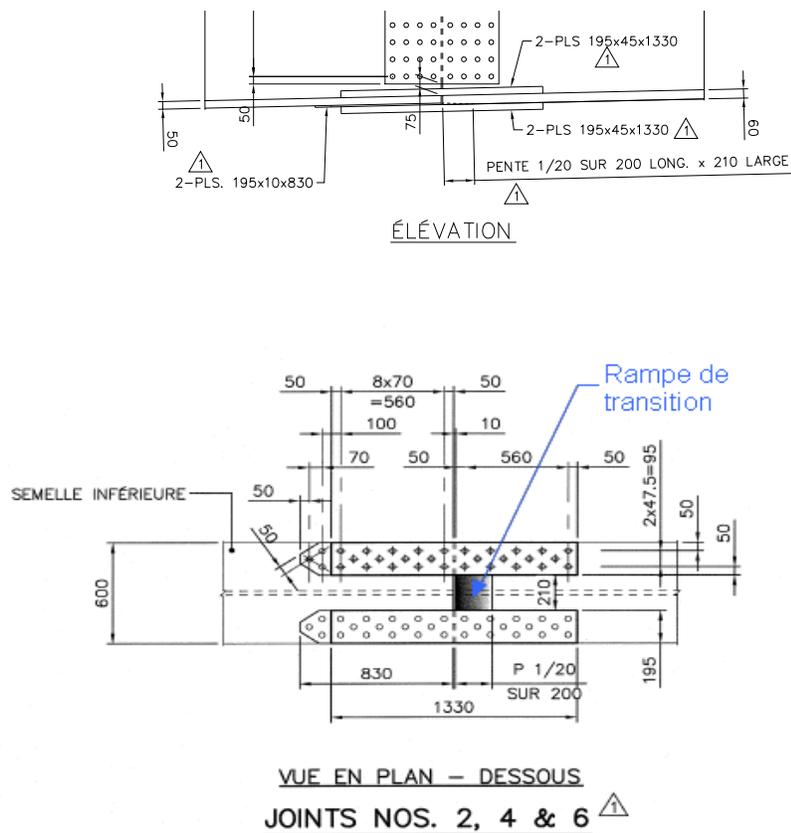


Figure 9 : Joint de chantier – plaques couvre-joints de la semelle inférieure

Ces joints de chantier sont conçus pour être en mesure de résister à tous les efforts qui peuvent être engendrés pendant l'installation des poutres et en service. De plus, avec la rampe de transition dans la partie centrale de la semelle, il est possible de faire le changement de l'épaisseur de la semelle inférieure vers l'extérieur (dessous de la semelle) et non vers l'intérieur (transition dans l'âme). De ce fait, on n'affecte pas l'âme de la poutre.

La différence entre les cambrures des poutres due à la tolérance de fabrication, augmente la difficulté au guidage des poutres pour un système avec les rouleaux sous chaque poutre, mais avec l'équipement spécialisé qui comprend un sabot à bascule et un système d'appui à ressorts (système à ressorts qui peut s'ajuster en hauteur pour assurer le contact constant avec les poutres) il est possible de contourner ce problème.

Pour éviter la plastification ou le voilement de l'âme de la poutre, l'élancement doit être limité tel que spécifié à la norme S6. Cependant, dans le document « Bridge Construction Practices Using Incremental Launching » de AASHTO, les auteurs mentionnent que des dommages irréversibles peuvent se produire dans l'âme de la poutre à des taux des contraintes relativement bas et ils font référence aux recherches du professeur Granath de l'Université Göteborg en Suède. Dans le document intitulé « Serviceability limit state of I-shaped steel girders subjected to patch loading », le professeur Per Granath donne les équations à respecter pour contrôler les taux de contraintes dans l'âme de la poutre pendant le lancement et éviter les dommages irréversibles :

$$F_{R,SLS} = \min \begin{cases} F_{stocky} \\ F_{slender} \end{cases}$$

$$F_{stocky} = 0.885 f_{yw} t_w (s_s + 5t_f) \sqrt{\frac{b_f}{h_w}}$$

$$F_{slender} = 3.93 f_{yw}^2 \sqrt{(s_s + 5t_f) \frac{E}{h_w t_w f_{yw}}} \sqrt{\frac{t_f}{a}}$$

$$\begin{cases} \text{If } \frac{M_s}{W_{eff} f_{yw}} \leq 0.43 \text{ then } \frac{F_s}{F_{R,SLS}} \leq 1 \\ \text{If } \frac{M_s}{W_{eff} f_{yw}} > 0.43 \text{ then } \frac{F_s}{F_{R,SLS}} + 1.75 \frac{M_s}{W_{eff} f_{yw}} \leq 1.75 \end{cases}$$

$M_s$  et  $F_s$  présentent respectivement le moment de flexion dans la poutre au-dessus du rouleau et la réaction du rouleau pendant le lancement et  $F_{R,SLS}$  présente la réaction maximale proposée.

Notre analyse de faisabilité de lancement tient compte des études du professeur Granath.

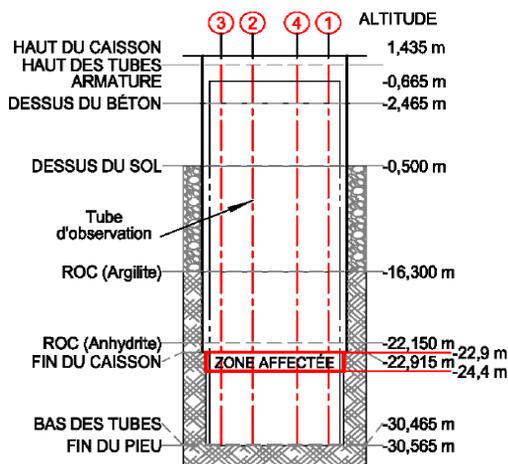
## Problématique des fondations profondes

Les piles du pont sont supportées par les caissons en béton armé avec des emboîtures dans le roc. Le diamètre des caissons était déterminé à 1600 mm pour tous les caissons. Au point de vue topographique, le site de part et d'autre de la baie, est relativement plat avec une élévation variant de 1,0 à 2,5 m. Les couches de sol superficielles sont composées essentiellement de matériaux pulvérulents et possèdent une épaisseur de 15 à 20 mètres. Le roc est constitué d'une argilite ou d'une évaporite. L'évaporite a été rencontrée particulièrement du côté de la rive ouest alors que l'argilite domine surtout du côté est de la rive.

La nature de l'argilite en place a fait en sorte qu'il a été difficile d'établir une limite entre les sols cohérents de type argile et l'argilite considérée comme un roc. De plus, localement, une alternance de lits d'évaporite et de lits d'argilite de moins d'un mètre d'épaisseur a été observée.

Pour la conception des emboîtures et le transfert des efforts axiaux des caissons au roc, le rapport géotechnique a recommandé d'utiliser la résistance au cisaillement entre le roc et le béton le long de l'emboîture. Cette résistance dépend de la résistance en compression simple du roc – la valeur qui est très différente pour l'évaporite et pour l'argilite. Dans les circonstances ci-mentionnés et en trouvant la composition des couches de sol à l'endroit exact des caissons parfois différente des données du rapport géotechnique basées sur les forages à proximité des caissons, nous nous sommes trouvés dans la situation de réévaluer la conception des emboîtures pour chaque axe des piles et de changer plusieurs fois la longueur des emboîtures pour s'ajuster à la réalité du chantier.

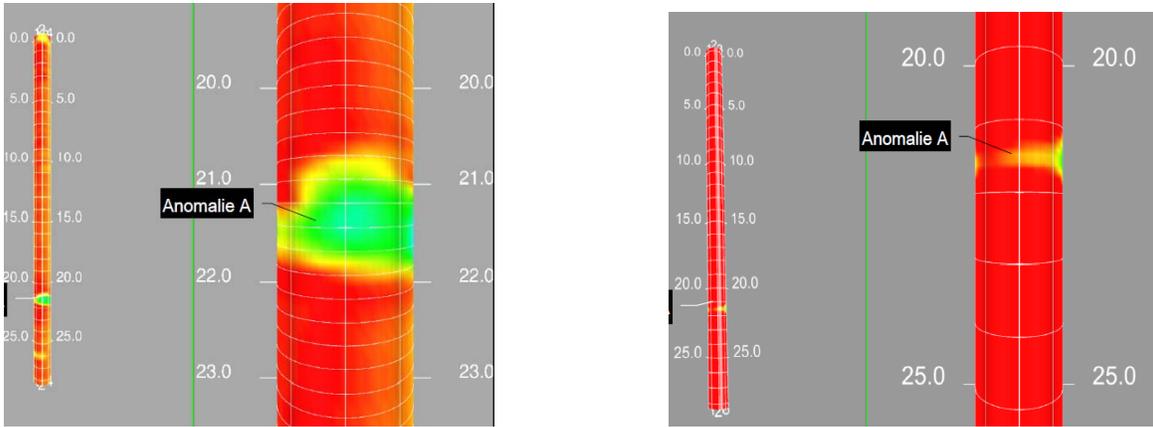
En suivant les recommandations du rapport géotechnique, nous avons exigé dans le devis technique, pour tous les caissons, la réalisation de test d'intégrité (essai CSL) qui présente l'auscultation sonore des pieux caissons. Dans chaque caisson, l'entrepreneur a installé quatre tubes d'observation. Après avoir coulé le béton dans un caisson, la sonde émettrice d'impulsion ultrasonique et la sonde réceptrice installées dans les tubes d'observation communiquent entre elles et, selon les critères préétablis, nous informent des défauts éventuels dans le béton coulé. Cette technique nous a permis de constater une situation particulière au niveau du caisson n° 1 de la pile 4. Un défaut important était constaté entre les profondeurs -22,9 m et -24,4 m (voir la figure 10).



Une analyse par reconstruction tomographique 3-D, faite par après, a confirmé les résultats de l'essai CSL. Suite à cette situation, les trois forages dans le béton du caisson 4-1 ont été réalisés et les carottes de béton prélevées dans la zone affectée par le défaut. Les essais sur les carottes ont démontré une résistance faible du béton en compression, présence de vides à certains endroits et parfois absence de pâte de ciment due à un lessivage probable du ciment lors de la coulée. L'injection de coulis cimentaire a été réalisée par la suite à partir des trois trous de forage dans le but de réparer la zone déficiente.

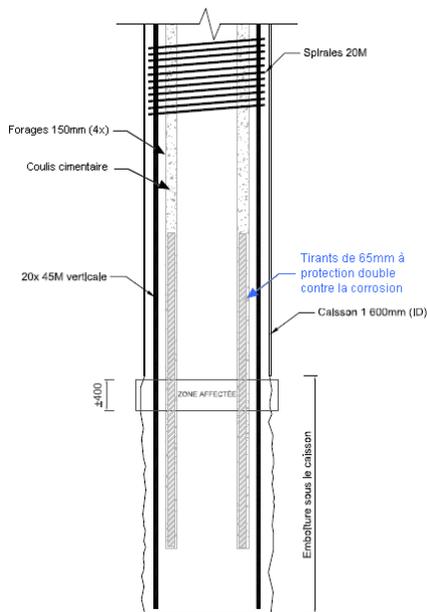
Figure 10 : Caisson 4-1 : zone affectée

Un nouvel essai CSL a été réalisé pour ce caisson. La figure 11 montre respectivement les résultats des analyses par reconstruction tomographique 3-D faites avant et après l'injection de coulis cimentaire.



**Figure 11 : Tomographie 3-D avant et après l'injection de coulis**

Nous avons pu constater une amélioration considérable de la situation. Pourtant, dans l'impossibilité d'écarter toutes les incertitudes quant à la qualité, résistance du béton et contact éventuel entre les barres d'armature et l'eau saline, nous avons opté pour une solution fiable qui garantit la stabilité et la durabilité du caisson 4-1.



**Figure 12 : Réparation du caisson 4-1**

Dans les quatre nouveaux forages de 150 mm de diamètre et noyé dans le coulis cimentaire, quatre tirants de 65 mm de diamètre à protection double contre la corrosion ont été mis en place. Les tirants traversent la zone déficiente et se chevauchent de part et d'autre avec l'armature standard déjà existante dans le caisson (voir la figure 12).

Plusieurs modèles informatiques ont été analysés pour simuler les différents scénarios quant à la qualité du béton et sa résistance pouvant se produire dans la zone déficiente, pour s'assurer d'une capacité suffisante des tirants ajoutés. Dans cette analyse, la rigidité latérale des couches supérieures du sol a joué un rôle important et permis de constater que la concentration des efforts élevés de flexion et de cisaillement sont dans la partie supérieure du caisson bien loin de la zone déficiente.

## 4. Conclusion

Le nouveau pont aux Iles-de-la-Madeleine entre Cap-aux-Meules et Havre-aux-Maisons est un ouvrage d'envergure. Le pont a été construit après 20 mois de travail au coût de 30,0 M\$.

Les conditions complexes du sol et parfois différentes par rapport aux données initiales du rapport géotechnique, nous ont forcés à ajuster plusieurs fois notre conception et la longueur des emboîtures. La solution que nous avons appliquée pour le problème particulier du caisson 4-1 garantit la stabilité de l'ouvrage et est de loin la solution la plus économique dans les circonstances.

Pour suivre la géométrie de la dalle en éventail du côté est du pont, une poutre supplémentaire a été ajoutée dans la cinquième travée avec un porte-à-faux dans la quatrième travée. Cette solution non conventionnelle se montre très appropriée pour ce projet et apporte aussi les économies substantielles par rapport à l'option conventionnelle, c'est-à-dire poutre continue jusqu'à la pile 4.

L'étude de faisabilité du lancement des poutres du tablier nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances dans ce domaine peu connu au Québec. L'entrepreneur général, étant le spécialiste pour les ouvrages temporaires, a préféré l'installation des poutres à partir des ponts temporaires. Toutefois, les idées et commentaires que nous avons présentés ici peuvent servir pour les futurs projets.

La figure 13 montre une photo d'ensemble du pont peu de temps avant son ouverture.



**Figure 13 : Vue d'ensemble du pont**

En terminant, nous tenons à remercier les ingénieurs Étienne Gill-Lachance et Jean-Bernard Charron qui ont aussi participé à la conception du pont ainsi qu'à notre partenaire Roche Itée qui a participé à la conception et surtout à la surveillance des travaux.

## Références

- CAN/CSA-S6-06, Code canadien sur le calcul des ponts routiers
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2007
- Bridge Construction Practices Using Incremental Launching, AASHTO, Highway Subcommittee on Bridge and Structures 2007
- Serviceability limit state of I-shaped steel girders subjected to patch loading, Journal of Constructional Steel Research 54 (2000), P. Granath