

# PROJET TURCOT : CONCEPTION DES UNITÉS DE FONDATION DU PONT DU CANAL DE LACHINE

Fortier, Jimmy<sup>1,2</sup>, Schuller, Matthias<sup>1</sup> and Montminy, Sylvain<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Parsons, Canada

<sup>2</sup> [jimmy.fortier@parsons.com](mailto:jimmy.fortier@parsons.com)

## Résumé:

Le pont du canal de Lachine est un nouveau pont signature au cœur de l'échangeur Turcot à Montréal. Ce pont haubané est un des éléments importants du projet Turcot. Il fait partie du contrat de conception-construction d'une valeur de 1,54 milliard de dollars accordé au fournisseur KPH Turcot en 2015.

Cette structure courbe de 350 mètres est constituée de poutres-caissons en acier composite avec une dalle de tablier en béton de 220 mm et d'un pylône en acier d'une hauteur de 30 mètres. Elle est constituée de cinq travées (55 m, 88 m, 82 m, 75 m, 65 m) et toutes les unités de fondation reposent sur des fondations profondes. Elle est construite en plusieurs phases afin de permettre le démantèlement des structures existantes tout en assurant le maintien de la circulation pendant les travaux. La structure possède une largeur hors-tout de 50 mètres et possède deux tabliers indépendants pour un total de 6 voies de circulation. Dans les deux travées haubanées, les tabliers sont reliés entre eux par des poutres transversales auxquelles viennent s'attacher les haubans.

Cet article porte sur la conception des unités de fondations de ce pont de secours où l'isolation sismique a été utilisée afin d'atteindre le niveau de service visé à la suite d'un séisme important. Différentes options de conception parasismique ont été étudiées pour permettre le maintien de la circulation suite au séisme de conception. Il est démontré que la configuration particulière du pont engendre des complexités importantes dans le cas d'une conception parasismique conventionnelle. L'isolation sismique des deux tabliers permet d'obtenir un meilleur comportement sismique tout en s'avérant la solution la plus économique.

## 1 INTRODUCTION

L'échangeur Turcot est un pôle de circulation routière dans la région de Montréal qui relie les autoroutes 15, 20 et 720 en plus de faciliter l'accès au pont Champlain. C'est aussi un lien routier essentiel entre l'aéroport international Pierre-Elliott-Trudeau et le centre-ville de Montréal. En décembre 2014, le ministère des Transports du Québec (MTQ) a attribué le contrat de conception-construction de l'échangeur Turcot à KPH Turcot, un partenariat entre Kiewit, Parsons et CRH Canada. Le coût total du projet Turcot est de 3,7 milliards de dollars canadiens et fait partie des projets majeurs du Ministère. Le contrat de conception-construction représente le plus important contrat du projet, soit 1,54 milliard de dollars. L'échangeur existant, mis en service en 1967 pour l'ouverture de l'Exposition universelle de Montréal, est le plus important échangeur au Québec avec près de 300 000 véhicules l'utilisant chaque jour. Le projet Turcot comprend notamment la reconstruction de quatre échangeurs et la construction de 145 km de voies.

## 1.1 Pont du canal de Lachine

Le pont du canal de Lachine est le résultat d'un processus de conception rigoureux dans un mode accéléré de conception-construction. Au début de la phase de conception, l'équipe s'est concentrée à trouver des solutions aux défis particuliers imposés par la géométrie du pont, les exigences architecturales et les contraintes du site. Par conséquent, les priorités de conception suivantes ont été définies : 1) conformité aux documents de l'appel de propositions; 2) méthodes éprouvées et accélérées de fabrication et de montage de la superstructure selon un processus de construction par étapes; 3) principes de conception économique et écologique à faible poids. Les objectifs de conception étaient l'efficacité, la constructibilité et la durabilité.

Le nouveau pont du canal de Lachine marquera le paysage dans un ancien quartier industriel qui subira d'importantes transformations urbaines au cours des prochaines décennies. Les documents de l'appel de propositions stipulaient que le nouveau pont au-dessus du canal de Lachine devait être conçu comme un pont signature haubané ayant un pylône unique à côté du canal, une travée principale de 88 m et un tablier à hauteur constante. La complexité était accrue puisque les haubans devaient suivre l'axe courbe du pont tout en se dégageant des voies de circulation. De plus, chaque tablier a une largeur variable puisqu'il y a une bretelle de sortie en direction nord et qu'un des accotements s'élargit en direction sud. Pour être en mesure de reprendre l'élargissement important en direction nord (voir la figure 1), la superstructure passe de 6 à 7 poutres-caissons sur sa longueur complète (respectivement de l'axe 6 vers l'axe 1). Le tablier se compose de poutres-caissons en acier, d'une dalle de tablier en béton préfabriqué d'une épaisseur de 220 mm, d'une membrane d'étanchéité et d'un enrobé bitumineux de 65 mm.

Un des objectifs du projet était de remplacer les structures existantes par des routes surélevées sur remblai lorsque possible. Cette caractéristique de conception a considérablement réduit le nouvel échangeur dans certains secteurs, particulièrement dans le secteur du canal de Lachine. Les structures de béton existantes avaient un dégagement vertical de plus de 15 m au-dessus du niveau du sol alors que le nouveau pont a maintenant un dégagement vertical d'un peu plus de 5 m au-dessus des trois rues qu'il traverse et de 6,7 m au-dessus du canal de Lachine. La figure 2 présente une vue en élévation.

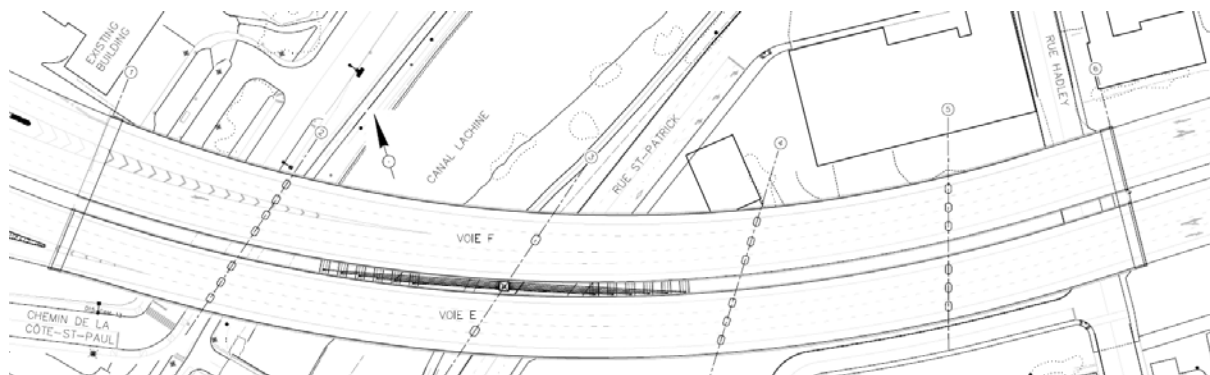


Figure 1 : Vue en plan

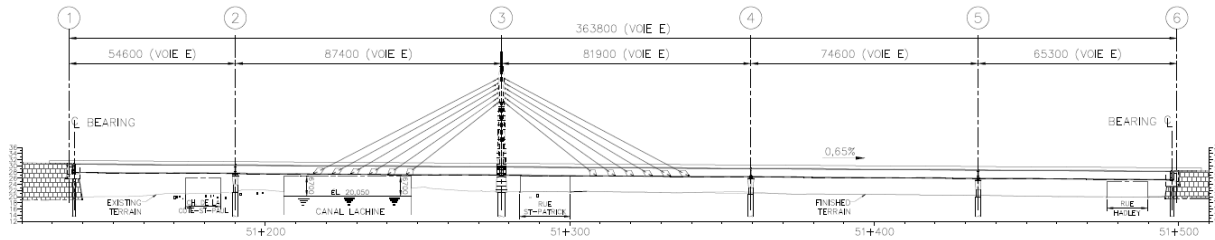


Figure 2 : Vue en élévation de la chaussée sud

## 2 CONDITIONS GÉOTECHNIQUES

Les conditions géotechniques le long du pont peuvent se résumer ainsi : 1 à 3 m de sol hétérogène sur le dessus, suivi de 0 à 2 m de till lâche à compact reposant sur 3 à 6 m de till dense à très dense et enfin le substrat rocheux. Compte tenu de la longueur du pont, il y a quelques changements dans l'épaisseur des couches et la profondeur du substrat rocheux qui varie de 5 à 10 m. La roche est un shale calcaireux d'une résistance moyenne à la compression de 70 MPa. L'étude du site a démontré que le roc est généralement fracturé dans les 2 mètres supérieurs, mais qu'il est ensuite sain, ayant une valeur de RQD égale ou supérieure à 60.

Une exception importante à cette tendance générale des conditions géotechniques est à l'axe 3 où le pylône est situé. À cet endroit, la couche supérieure du sol se compose d'un sol hétérogène lâche à très lâche d'une profondeur allant jusqu'à 7 m. La couche de till dense à très dense typique est ensuite présente suivie du substrat rocheux. Ces conditions de sol difficiles s'expliquent par l'histoire du canal de Lachine. Avant l'ouverture de la Voie maritime du Saint-Laurent en 1959, le canal était utilisé comme voie navigable afin que le trafic maritime commercial puisse éviter les rapides de Lachine. Fermé à toute navigation en 1970, il a été remblayé sur une certaine largeur en 1977 pour y aménager un grand parc ainsi qu'une piste cyclable parallèle au canal. Le parc s'étend de la rue Saint-Patrick jusqu'au canal où se nichent les colonnes de la pile 3. Les résultats des sondages à cet endroit ont montré que le remblayage a probablement été effectué avec des matériaux et des techniques de compactage douteux considérant la faible compacité des sols. Le potentiel de liquéfaction et de décalage latéral (*lateral spread*) de cette couche de sol a été évalué par l'ingénieur géotechnicien. La résistance des sols à ces modes de rupture a été jugée acceptable par rapport à la période de retour du séisme de conception. Toutefois, cette épaisse couche de sols faibles à l'axe 3 s'est avérée être un enjeu majeur de la conception des unités de fondation, comme l'explique la section suivante.

## 3 UNITÉS DE FONDATION

Toutes les unités de fondation du pont au-dessus du canal de Lachine reposent sur des fondations profondes. En effet, même si la deuxième couche de till possède une bonne capacité portante (certains piliers existants reposent sur celle-ci), les pieux-caissons ont été préférés à tous les endroits. Cette décision a été prise pour l'ensemble du projet, car la plupart des ponts sont construits en plusieurs phases de construction, et ce, généralement à côté d'une structure existante. L'espace disponible pour réaliser les travaux est donc limité. Le pont du canal de Lachine repose sur 35 des 200 pieux-caissons du projet.

### 3.1 Géométrie

Toutes les piles sont composées de plusieurs colonnes individuelles qui sont placées sous chacune des poutres-caissons de la superstructure. Compte tenu de la largeur importante du tablier (40 à 50 m) par rapport à la hauteur libre (5 à 7 m), aucun chevêtre ne pouvait être construit aux piles afin de maximiser la transparence des piles (exigence architecturale). La figure 3 montre l'unité de fondation à l'axe 2 où sept poutres-caissons constituent la superstructure. Les axes 4 et 5 sont similaires, mais ils ne comportent que six colonnes. Dans tous les cas, les colonnes ont un diamètre de 1,45 m, tandis que les pieux-caissons ont un diamètre de 1,8 m. La partie supérieure de la colonne est plus large afin d'accueillir la surface requise afin de placer les vérins pour procéder au levage du tablier. Elle est le résultat d'un processus itératif avec l'architecte.

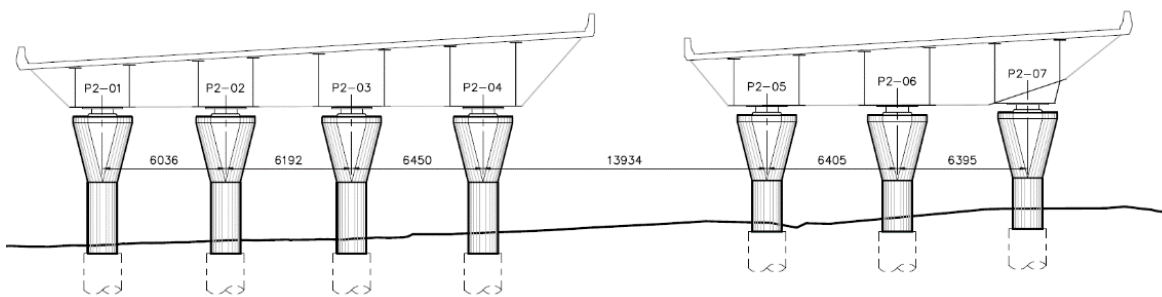


Figure 3 : Pile typique – Axe 2 illustré

Afin d'accentuer la transparence des unités de fondation et de mettre en valeur le pylône du pont, une configuration différente a été utilisée à l'axe du pylône où il n'y a que trois colonnes. Comme le montre la figure 4, les deux colonnes extérieures sont conçues selon un modèle similaire, mais plus grand que les colonnes typiques, alors que la colonne centrale est rectangulaire. Les faces extérieures de la colonne centrale sont déterminées par l'extension des faces du pylône vers le sol. Les colonnes extérieures ont un diamètre de 2,05 m tandis que la colonne du pylône a une dimension minimale de 3,1 m et certains côtés sont inclinés. De plus, compte tenu des charges verticales plus importantes à l'axe 3 et le désir d'équilibrer sa rigidité latérale avec celle des autres axes adjacents, chaque colonne repose sur un pieu-caisson de 2,4 m qui se prolonge jusqu'au substrat rocheux et se termine avec une emboîture d'une longueur équivalente à deux fois le diamètre du pieu.

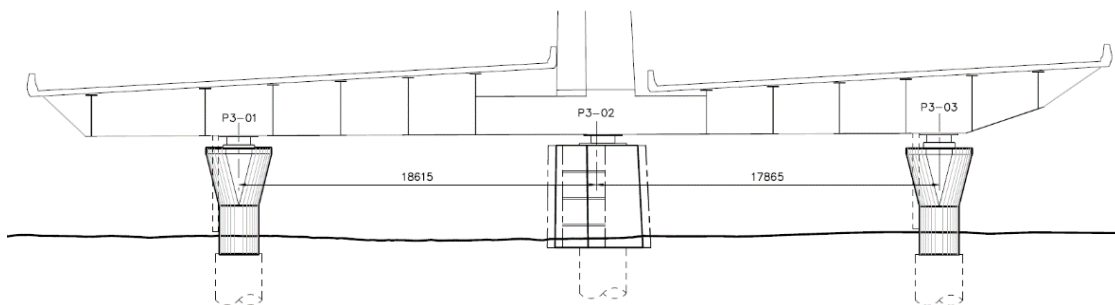


Figure 4 : Pile de l'axe 3

La différence de diamètre entre les deux types de colonnes rondes et les pieux-caissons qui les supportent est de 350 mm. Elle permet l'ajustement de la colonne à sa position théorique en plan si le pieu-caisson est légèrement désaligné ou décalé. Les tolérances maximales de construction sont de 2 % pour la déviation verticale et de 100 mm pour le positionnement en plan. La valeur de 350 mm a été déterminée en comparant l'espace disponible à l'intérieur de la cage d'armature du pieu-caisson au diamètre extérieur de la cage d'armature de la colonne, et ce, en appliquant simultanément les deux tolérances de construction mentionnées ci-dessus. L'armature de la colonne est encastree dans les 2 m supérieurs du pieu-caisson et le transfert des efforts est effectué à l'aide d'un chevauchement sans contact (*non-contact lap splice*), mais avec l'ajout d'armature de confinement supplémentaire (FHWA, 2010).

Les exigences techniques du projet étaient précises sur le rendu désiré aux culées. La face avant devait être légèrement inclinée et avoir des motifs verticaux pour à la fois reproduire un mur de soutènement original du canal de Lachine et compenser pour le large espace horizontal sous le pont. La solution structurale retenue pour construire les culées consiste à un chevêtre en béton armé sur lequel s'appuient les isolateurs sismiques supportant la superstructure. Le chevêtre coulé en place repose sur des pieux-caissons d'un diamètre de 1,2 m et un mur en remblai renforcé par des inclusions en terre armée de diamètre. De plus, à la culée 1, puisque le nouvel alignement n'est plus qu'à quelques mètres d'un bâtiment existant, un chevêtre en porte-à-faux a été utilisé pour maintenir l'accès aux camions du service des incendies (figure 5).



Figure 5 : Culée Gadbois partiellement terminée

### 3.2 Approche de conception sismique

La conception des unités de fondation de presque tous les ponts de ce projet a été contrôlée par les charges sismiques. Sur plus de 30 structures réalisées dans le cadre du contrat de conception-construction, seul ce pont a adopté une stratégie de conception parasismique fondée sur l'isolation sismique. Comme décrit dans les sections suivantes, cette option offre de loin la meilleure performance sismique pour les particularités de ce pont de secours. Elle s'est également avérée être l'option la plus économique. Le pont du canal de Lachine est un pont de secours et il doit demeurer ouvert à la circulation après un séisme important correspondant à une période de retour de 475 ans.

### 3.2.1 Spectre de conception

Les exigences du projet étaient claires : le spectre de conception devait être celui défini dans le Code canadien sur le calcul des ponts routiers, CAN/CSA-S6-06 (CSA 2006a), et l'utilisation d'un spectre de conception propre au site était interdite. L'un des problèmes connus de ce spectre de conception est sa forme principalement basée sur l'accélération maximale au sol (AMS) et par conséquent, il n'est pas un spectre qui possède un risque uniforme. De plus, l'équation définissant la forme du spectre a été développée en se basant sur l'aléa sismique de la côte ouest qui s'avère différent de celui de la côte est. En effet, ce dernier se caractérise plutôt par des accélérations élevées dans les courtes périodes, mais des accélérations nettement plus faibles dans les longues périodes.

Un moyen efficace de réduire les forces sismiques transmises aux unités de fondation d'un pont est d'utiliser l'isolation sismique. Le concept est de découpler le mouvement du tablier de celui des piles et du sol. Des isolateurs sismiques sont installés entre la superstructure et les unités de fondation pour allonger la période de vibration du pont et réduire l'accélération spectrale de conception. Des isolateurs sismiques ont été utilisés sur les ponts dans de nombreux cas au cours des deux dernières décennies et, dans la plupart des cas, les piles sont conçues pour rester dans le domaine élastique. La norme CAN/CSA-S6-06 reconnaît que la philosophie de conception des ponts isolés assure déjà un niveau de performance comparable à celui des ponts de secours et d'urgence conçus avec une approche conventionnelle (CSA 2006b). En effet, il définit un spectre de conception différent pour les structures isolées où le conservatisme inclus dans le spectre de conception conventionnel pour les structures avec de longues périodes est exclu. Les équations 1 et 2 présentent respectivement la définition des spectres de conception des ponts conventionnels et des ponts isolés. Des différences majeures peuvent être relevées. Pour les structures isolées, le coefficient 1,2 n'apparaît pas et l'équation est proportionnelle à  $1/T$  au lieu de  $1/T^{2/3}$ . Ces deux seuls changements entraînent une réduction de l'accélération spectrale d'environ 50 % à 2 secondes. De plus, comme la plupart des systèmes d'isolation fournissent un amortissement effectif supérieur à 5 %, un coefficient (B) est inclus pour réduire encore plus l'accélération spectrale comme le montre la Figure 6 pour un amortissement effectif de 15 %.

$$[1] C_{sm} = 1,2AIS/T^{2/3} \leq 2,5AI$$

$$[2] C'_{sm} = AS/(TB) \leq 2,5A/B$$

Où A est l'accélération maximale du sol, S est le coefficient de site, T est la période naturelle du pont et B est un coefficient pour prendre en compte l'amortissement effectif de la structure.

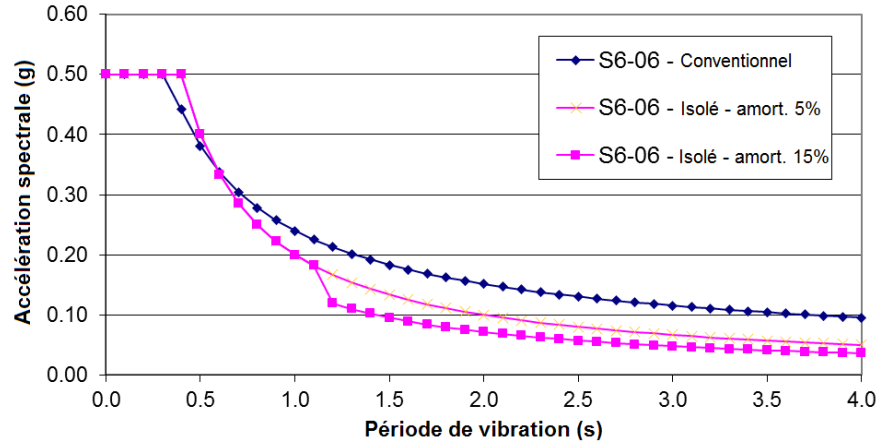


Figure 6 : Comparaison des spectres de conception of S6-06

### 3.2.2 Options de conception parasismique conventionnelle

Malgré les avantages du spectre de conception isolé, KPH Turcot a demandé d'étudier certaines options de conception sismique conventionnelle. Une approche de conception parasismique conventionnelle fait référence à la stratégie où certains éléments des unités de fondation sont conçus et détaillés pour subir de grandes déformations inélastiques (comportement ductile) et dissiper l'énergie. D'autres éléments, tels que la superstructure et les chevêtres sont conçus comme des éléments à capacité protégée pour ne pas être endommagés après un séisme.

Dans la direction longitudinale, différents scénarios de fixité pour les appareils d'appui ont été considérés pour tenter de répartir la force sismique entre les différentes colonnes. Naturellement, la première option envisagée a été de fixer les appareils d'appui de l'axe 3 puisqu'il est situé près du milieu du pont et qui permet alors une expansion et une contraction thermique libre du tablier. Cependant, comme mentionné précédemment, les 7 mètres supérieurs de sol à l'axe 3 n'offrent pratiquement aucun support latéral. Compte tenu du poids important de la superstructure, qui est d'environ 200 MN, la demande sismique dans les pieux était tout simplement trop importante, même si le diamètre des pieux-caissons aurait été augmenté à 3 mètres. L'utilisation d'un groupe de pieux sous chacune des 3 colonnes de l'axe 3 a également été envisagée. Toutefois, les colonnes qui s'y trouvent sont trapues et ne présentent donc pas la ductilité souhaitée. Ceci est d'autant plus vrai qu'ils supportent des charges axiales importantes puisqu'il n'y a que 3 colonnes supportant les deux plus grandes portées du pont et du pylône.

La deuxième option envisagée était d'utiliser des appareils d'appui fixes à deux piles. Certaines configurations avec des diamètres de pieux différents ont d'abord été envisagées avec des appuis fixes aux piles 3 et 4, mais il s'est avéré très difficile de répartir efficacement la force latérale entre les différentes configurations en raison des conditions du sol variables. Une meilleure option a été trouvée en fixant les piles 4 et 5 car les conditions du sol sont similaires. Des calculs détaillés ont été effectués à l'aide de cette configuration et la demande sismique s'est avérée encore trop importante dans les fondations. Même si des pieux-caissons possédant un diamètre de 2,4 mètres étaient utilisés sous chaque colonne de ces deux axes, la demande de flexion était telle qu'un ratio d'armature longitudinale de 4 % serait nécessaire dans chaque colonne et pieu. Même si la S6-06 permet l'utilisation d'un ratio d'armature allant jusqu'à 4 % dans un élément structural, une bonne pratique pour les pieux-caissons est de rester entre 1 % et 2 % pour avoir

un espace suffisant entre les barres d'armature et faciliter le bétonnage des pieux (FHWA, 2010). La demande en cisaillement était également très importante près de l'emboîtement du pieu et nécessitait des étriers très rapprochés. L'utilisation d'un petit groupe de pieux sous chaque colonne serait la meilleure façon de procéder dans ce cas-ci. Cela est toutefois coûteux et prend beaucoup de temps pour un projet de conception-construction accéléré. Cette option a donc été écartée. Enfin, l'utilisation d'appuis fixes sur 3 axes (ex. : axes 3, 4 et 5) n'était pas possible compte tenu de la longueur des portées par rapport à la hauteur des colonnes. En effet, le système de pieu-colonne s'avère trop rigide pour permettre les mouvements thermiques de la superstructure sans fissuration, surtout en hiver lorsque le sol est gelé dans les 2 mètres supérieurs du sol. Par conséquent, il était clair que l'isolation sismique constituait la solution la plus économique pour les unités de fondation.

### **3.2.3 Option de conception parasismique avec isolation sismique**

Non seulement l'isolation sismique a fourni une solution économique pour les unités de fondation, mais elle a permis de résoudre certains des défis techniques de ce pont à haubans unique, dont certains sont décrits ci-dessous. Premièrement, l'absence d'un chevêtre à chaque pile réduit la redondance structurale des unités de fondation. En effet, la force horizontale appliquée à chaque pile ne peut pas être directement partagée entre toutes les colonnes d'un axe. Ceci est particulièrement problématique en raison de la différence de hauteur entre les poutres-caissons d'une même section transversale du pont. Cela engendre des réactions d'appui variables d'une colonne à l'autre sur une même pile. Par exemple, à la pile 2 (voir figure 3), les réactions verticales sous charges permanentes varient de 4600 kN à 7000 kN. La résistance en flexion de chaque pieu-colonne est donc différente, mais la force latérale appliquée à chaque colonne individuellement n'est pas proportionnelle à la charge verticale pour une approche de conception parasismique conventionnelle. En fait, cette configuration n'est tout simplement pas structurellement efficace. De plus, en cas d'un tremblement de terre important, les dommages pourraient être concentrés sur quelques colonnes seulement qui devraient alors se déformer de façon importante pour redistribuer la demande sismique aux autres colonnes. Cependant, en utilisant des isolateurs sismiques à friction, la participation de toutes les colonnes est optimisée puisque la force horizontale est maintenant proportionnelle à la force verticale.

Deuxièmement, sous l'effet de la dilatation ou de la contraction thermique du tablier, les isolateurs sismiques se comportent de la même façon que les appareils d'appui mobiles. Ils permettent une translation horizontale avec une résistance latérale relativement faible. Le niveau de résistance dépend du type d'isolateur sismique (par exemple, les isolateurs à friction par rapport aux isolateurs frettés à noyau de plomb), mais ce comportement permet néanmoins d'utiliser des isolateurs sismiques sur tous les axes. Dans le sens longitudinal, au lieu d'avoir seulement deux piliers résistant à la force latérale totale, cette dernière est répartie entre tous les piliers et les deux culées. De plus, lors d'un séisme important, les isolateurs sismiques sont relativement flexibles, ce qui permet d'allonger la période de vibration du pont et de dissiper de l'énergie par leur comportement hystérétique. Dans les deux cas, il en résulte une diminution significative de l'accélération spectrale à prendre en compte pour la conception, comme expliqué dans la section 3.2.1. Le résultat net est que cette configuration est si efficace qu'il est possible de concevoir l'ensemble des colonnes et des pieux pour qu'ils demeurent le domaine élastique sous le séisme de conception, et ce, avec des pieux-caissons plus petits que ceux considérés pour toute approche de conception parasismique conventionnelle.



Troisièmement, le pont du canal de Lachine se compose de deux tabliers (un tablier pour chaque direction de l'autoroute) qui ne sont reliés que par des poutres transversales d'ancrage des haubans dans les travées 2 et 3. Il n'y a pas de dalle reliant les deux ponts entre eux et faisant office de diaphragme. L'analyse spectrale multimodale pourrait suggérer que chaque tablier se déplacera relativement en phase l'un par rapport à l'autre, mais il y a peu de chance que ceci représente la réalité. En effet, la masse des deux tabliers est différente et les conditions du sol varient d'un côté à l'autre du pont (transversalement). La demande sismique dans des éléments critiques tels que les poutres transversales d'ancrage des haubans doit être évaluée avec soin. Pour une approche de conception sismique conventionnelle, cela signifierait effectuer des analyses complexes pour capturer le comportement non linéaire des poteaux-colonnes, car leur mouvement relatif influencerait fortement les forces dans ces poutres transversales. Avec les isolateurs sismiques, la réponse de la superstructure est découplée de celles des piles. La force maximale qui peut passer à travers les poutres transversales est donc considérablement réduite. Une vérification conservatrice, mais très simple, est maintenant possible sans pénaliser la conception des poutres transversales d'ancrage des haubans qui devrait normalement être contrôlée par les charges verticales. Elle suppose que le premier tablier va dans une direction à son accélération spectrale maximale tandis que l'autre tablier va dans l'autre direction. La structure a été vérifiée pour la direction longitudinale et transversale.

En résumé, la stratégie de conception parasismique utilisant des isolateurs sismiques permet d'obtenir une meilleure performance de la structure sur plusieurs aspects. Tout d'abord, l'utilisation d'isolateurs sismiques sur tous les axes répartit la demande sismique le long des six unités de fondation au lieu de deux seules. Elle augmente la flexibilité de la structure, ce qui réduit considérablement les forces sismiques. Ces deux avantages nous permettent de concevoir élastiquement les fondations et d'atteindre le niveau de service post-séisme visé. La configuration mono pieu-caisson et pieu-colonne est suffisante à tous les endroits. L'ensemble de la superstructure, y compris le pylône, les haubans et les poutres transversales d'ancrage des haubans, se comporte comme un voilier sur l'eau (les isolateurs sismiques) avec une réponse sismique uniforme et plus douce. Les poutres transversales d'ancrage des haubans ainsi que le pylône demeurent alors dans le domaine élastique.

### **3.2.4 Conception détaillée avec de l'isolation sismique**

Une fois que la recommandation d'y aller avec l'isolation sismique a été acceptée par KPH Turcot, plusieurs analyses ont été effectuées pour optimiser la conception. Ces analyses ont considéré plusieurs scénarios en prenant notamment en compte la limite supérieure et la limite inférieure de rigidité latérale des sols données par l'ingénieur géotechnicien ainsi que les propriétés limites des isolateurs sismiques (plus de détails sur ce sujet à la section suivante). La combinaison d'un pieu-caisson possédant un diamètre de 1,8 m pour les piles typiques (axes 2, 4 et 5) et d'un pieu-caisson possédant un diamètre de 2,4 m pour l'axe 3 s'est avérée être le meilleur compromis entre la capacité verticale, le ratio de barres d'armature et l'équilibre de la rigidité latérale entre tous les axes. À titre de comparaison, le ratio d'armature des pieux-caissons aux piles 4 et 5 n'est que de 1,2 % alors que la deuxième option envisagée pour une approche conventionnelle prévoyait des pieux-caissons de 2,4 m avec un ratio d'armature de 4 %.

Il a été décidé d'isoler la superstructure dans les deux directions, ce qui signifie qu'il n'y a pas de restriction horizontale dans les isolateurs sismiques (par exemple des guides latéraux).

Premièrement, une fois les deux ponts reliés ensemble, la structure est suffisamment large pour qu'il y ait des mouvements transversaux non négligeables dus au raccourcissement et à la dilatation thermique de la superstructure. Deuxièmement, le pont est relativement long avec ses 350 m, il est en courbe et toutes ses unités de fondation sont de biais avec les deux tabliers. Dans cette situation, les guides latéraux devraient faire l'objet d'une attention particulière à toutes les phases de construction et d'opération de la structure (le pont partiellement construit sera ouvert à la circulation) afin de s'assurer que la température et d'autres effets à long terme, tels que le retrait et le fluage, ne restreignent pas la structure au-delà de ses limites. Aux piles, puisqu'il n'y a pas de chevêtre, la flexibilité des colonnes s'appuyant sur un mono-caisson est probablement suffisante, mais ce n'est pas le cas dans des culées où il y a un chevêtre reliant tous les pieux-caissons. Troisièmement, les charges horizontales en service (exemples : freinage, vent, etc.) sont assez faibles en comparaison avec les charges verticales et les isolateurs sismiques peuvent facilement résister à ces charges sans qu'aucun guide latéral ou système de retenue fusible qui se briserait lors d'un séisme. Enfin, l'analyse sismique dans le sens longitudinal a montré un mouvement de torsion de la superstructure. Ceci provient de la distance entre le centre de gravité de la masse de la superstructure et la position du centre de rigidité latérale des isolateurs sismiques. Considérant ce mouvement de torsion, l'utilisation de guides latéraux remettrait en question le concept d'isolation sismique et créerait une situation comparable à l'approche de conception sismique conventionnelle avec les inconvénients déjà discutés. En contrepartie, les joints du tablier doivent être conçus pour la flexibilité transversale que procurent les isolateurs sismiques.

Enfin, même si les calculs ont montré que les poutres transversales d'ancrage des haubans demeurent dans le domaine élastique sous le séisme de conception, il a été décidé d'ajouter une bielle reliant les deux tabliers au niveau des culées. En effet, cet ajout a été jugé nécessaire puisqu'il n'y avait aucune liaison entre les deux tabliers outre que les poutres transversales dans les travées 2 et 3. Considérant que la distance entre les culées et les poutres transversales les plus rapprochées excède 100 mètres, dans l'éventualité d'un séisme important dans la direction transversale du pont, chaque extrémité de tablier se comporterait comme un énorme porte-à-faux (représentant approximativement un tiers de la longueur du pont dans chaque cas). L'utilisation d'une bielle pour transférer les charges sismiques (compression et tension) entre les deux tabliers et s'assurer de la compatibilité des déformations a été incorporée pour augmenter la redondance et la résilience de ce pont de secours.

### **3.3 Approvisionnement des isolateurs sismiques**

Le pont du canal de Lachine était l'un des ponts sur le cheminement critique du projet. La construction des unités de fondation a débuté avant l'émission finale des plans pour construction. La conception des unités de fondation a été réalisée avec les limites inférieures et supérieures des isolateurs sismiques puisque le fabricant n'avait pas encore été choisi. L'enveloppe considérée pour les propriétés des isolateurs sismiques est le résultat d'un compromis entre le désir de permettre à tous les types d'isolateurs sismiques de se conformer aux exigences techniques et la quantité d'armatures dans les colonnes et les pieux-caissons. La hauteur des isolateurs sismiques ainsi que leurs dimensions en plan peuvent varier d'un type d'isolateur à l'autre (exemple : élastomère fretté à noyau de plomb versus pendule à friction) et a dû être prise en compte dans la conception.

Un document d'appel d'offres a été préparé en étroite collaboration entre les équipes de conception et de construction, puis a été envoyé à plusieurs fournisseurs potentiels. Compte tenu des différences de charges verticales, trois tailles d'isolateurs sismiques ont été définies. Tous les types d'isolateurs sismiques étaient acceptés, mais des exigences précises concernant leur performance étaient spécifiées et devaient être respectées. Le tableau 1 présente un extrait de ces exigences. Les paramètres définissent le comportement non linéaire des isolateurs sismiques. Pour les pendules à friction, les critères de performance devaient être comparés à la performance de l'isolateur sismique sous une charge permanente moyenne spécifiée. Cependant, il est important de souligner que les analyses détaillées du pont ont inclus la modélisation de chaque isolateur sismique avec son comportement exact. De plus, le document d'appel d'offres définissait clairement les exigences relatives aux essais de qualification et aux essais de qualité afin de s'assurer que tous les fournisseurs prévoient les mêmes essais.

Table 1: Exigences de performance des isolateurs sismiques

Type d'appui	$P_{D\text{-moyen}}$ (MN)	$Q_{d\text{-min}}$ (kN)	$Q_{d\text{-max}}$ (kN)	$K_{d\text{-min}}$ (kN/mm)	$K_{d\text{-min}}$ (kN/mm)	$\Delta_{\text{capacité}}$ (mm)
Axes 1 et 6	1,6	72	144	0,6	1,3	±196
Axes 2, 4 et 5	6,0	240	510	2,4	3,2	±178
Axe 3	18,0	720	1440	6,0	8,1	±228

Les facteurs de modification des propriétés des isolateurs sismiques, tels que le vieillissement, la contamination, l'usure et les basses températures, ont été explicitement considérés dans la conception des unités de fondation (AASHTO, 2014) et ont été validés par le fabricant choisi.

Un fournisseur de pendules à friction a été sélectionné considérant leur excellente performance à basse température ( $T = -30^{\circ}\text{C}$ ) et leur valeur ajoutée quant à l'optimisation des unités de fondation. En effet, tel que discuté à la section 3.2.3, à un même axe, les charges verticales varient significativement d'une colonne à l'autre ce qui résulte en une résistance à la flexion différente. Ces appareils d'appui permettent de distribuer efficacement la demande sismique entre les différentes colonnes puisque la force horizontale à laquelle ils résistent est directement proportionnelle à la charge verticale.

## 4 CONCLUSIONS

Le pont du canal de Lachine est un pont haubané courbe de 350 m qui doit demeurer ouvert après le séisme de conception. L'utilisation du spectre de conception de la norme S6-06 était obligatoire dans les exigences techniques du projet, ce qui résultait en des charges sismiques très importantes considérant le poids significatif de la superstructure (200 MN) et les colonnes relativement courtes des piles. De nombreuses options ont été étudiées pour atteindre le niveau de service post-sismique visé en utilisant des approches de conception parasismique conventionnelle ou avec l'utilisation de l'isolation sismique. Il a été déterminé que cette dernière approche offrait de loin la meilleure performance structurale considérant les particularités de ce pont de secours et s'avérait également l'option la plus économique.

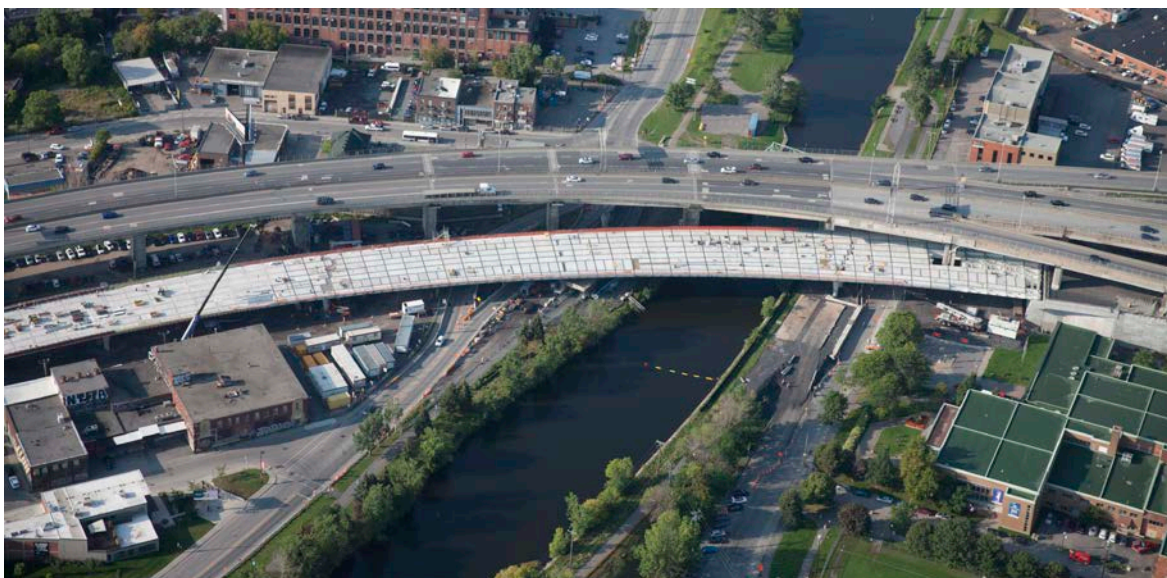


Figure 9: Vue aérienne du pont pendant sa construction (crédit : Air Photo Max)

## Remerciements

Les auteurs voudraient remercier KPH Turcot (Kiewit – Parsons – CRH Canada) et le MTQ pour l'autorisation de publier cet article. Nous aimerions également souligner l'excellent travail effectué par tous les partenaires du projet (ingénieur en géotechnique, architecte, équipe de construction, etc.) pour permettre la conception de ce pont signature unique.

## Références

- AASHTO. 2014. Guide Specifications for Seismic Isolation Design, Fourth Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- CSA. 2006a. CAN/CSA–S6 Canadian Highway Bridge Design Code, Canadian Standards Association. Toronto, ON, Canada.
- CSA. 2006b. 2006. CAN/CSA–S6.1. Commentary on Canadian Highway Bridge Design Code, Canadian Standards Association. Toronto, ON, Canada.
- FHWA. 2010. Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods, Publication No. FHWA-NHI-10-016, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.