Défis de conception sismique et de construction du pont sur la rivière de la Petite Nation

Munzer Hassan, Ing., Ph.D. CIMA +, Laval, Québec, Canada.

Marie-Claude Michaud, Ing., M.Sc.A CIMA +, Laval, Québec, Canada.

RÉSUMÉ

Le projet du pont sur la rivière de la Petite Nation s'inscrit dans le cadre des travaux de prolongement de l'autoroute 50, visant à relier les villes de Gatineau et Montréal. Les services de CIMA+ ont été retenus par la direction territoriale de l'Outaouais du Ministère des Transports du Québec pour la conception et la surveillance du pont susmentionné. C'est un pont à poutres d'acier, composé de quatre travées, totalisant une longueur de 306 m. Du point de vue catégorie d'importance sismique, l'ouvrage est classé " pont de secours ".

La conception sismique du pont présentait plusieurs défis, conséquence d'une topographie au relief très accidenté, couplée à un profil du socle rocheux très variable. La hauteur importante des piles, due à la dénivelée de terrain qui est de 35m, a, en effet, requis des analyses poussées de l'interaction sol-structure, doublées d'études de sensibilité concernant les rotations au niveau des fondations et les effets $P-\Delta$. Par ailleurs, le fait que la hauteur des piles varie sensiblement d'une unité de fondation à une autre, à cause du niveau de roc très variable, pouvait avoir pour effet de générer des comportements indésirables des unités de fondation sous l'action sismique. Ceci a conduit à mettre en œuvre un concept novateur de pile constituée de colonnes reposant sur une pyramide tronquée multicellulaire. En faisant varier l'épaisseur des parois des cellules selon la hauteur de la pile, il a été alors possible d'aboutir à une distribution uniforme de la rigidité des piles et, consécutivement, obtenir un comportement conforme aux spécifications réglementaires en vigueur en matière de calcul sismique.

La construction d'un ouvrage de cette envergure a aussi présenté des défis de construction : les coffrages à utiliser en raison de la géométrie inusitée des piles; le détail et la pose des armatures d'acier, notamment dans les zones de formation des rotules plastiques; mais aussi et surtout le contrôle de la qualité du béton vis-à-vis de la température dans la mesure où les semelles de fondations présentent des épaisseurs allant jusqu'au 2600 mm. À cela, il faut ajouter un problème de remaniement du sol au droit de la pile centrale, qui s'est manifesté par les remous et le bouillonnement du fond de la rivière durant le forage d'un des pieux caissons. Ceci avait nécessité une étude de l'étendue de la perturbation, la caractérisation du sol remanié ainsi que de nouvelles analyses de la structure durant la période de construction, tout cela en respectant l'échéancier du projet initialement arrêté.

Le présent article a pour but de présenter, de façon succincte, l'approche suivie lors de la conception sismique du pont eu égard des défis décrits plus haut et les solutions préconisées pour adresser les difficultés de réalisation rencontrées.

1. DESCRIPTION DU PONT

Le pont est situé dans la municipalité de Plaisance en Outaouais. Il permet de franchir la rivière de la Petite Nation (Figure 1). La longueur totale du pont, soit 306 m, a été déterminée en fonction du profil de la route et de la topographie du site. Plusieurs solutions alternatives, faisant intervenir des paramètres comme la longueur du pont, le nombre de travée ou encore la quantité des remblais, ont été examinées dans le but d'optimiser les coûts du projet. La solution d'un pont à quatre travées, dont deux travées centrales de 85 m chacune et deux travées de rive de 67 m chacune, a été finalement retenue. C'est donc une superstructure parfaitement symétrique qui a été préconisée, avec les avantages du point de vue performance sismique que cela sous-entend. La longueur des travées centrales, soit 85 m, a été choisie afin d'éviter que des travaux majeurs

dans le lit de la rivière soient requis et d'empêcher toute modification au lit de la rivière, minimisant ainsi les impacts sur l'environnement pendant et après la construction.

Le tablier du pont a une largeur totale de 14320 mm. Il est de type composite : poutres assemblées en acier de 3000 mm de hauteur et dalle en béton armé de 225 mm d'épaisseur avec 2% de devers (Figure 2). Le contreventement du tablier est assuré par des diaphragmes solides au droit des piles, alors qu'en zone courante, c'est-à-dire entre piles, le choix avait porté sur des contreventements en X. Le système structural longitudinal peut être assimilé à une poutre continue, fixe dans les directions longitudinales et transversale au droit des piles et retenue dans la direction latérale au droit des culées (Figure 3).

Les piles présentent des hauteurs importantes et variables en raison de la topographique du terrain et du profil variable du socle rocheux (voir Figure 3). La pile centrale (3), située sur la rive Ouest de la rivière et dont la hauteur du fût égale 29 m, est fondée sur une semelle (9 m \times 20 m \times 2.6 m) reposant sur dix caissons, de longueur égale à 35 m. Dans les piles 2 et 4, situées sur la rive Ouest et Est de la rivière, respectivement, le roc est affleurant à l'endroit de la pile 4 et à quelques mètres de profondeur pour la pile 2 et, par conséquent, les fondations sont de type superficiel. La pile 2 présente une hauteur de 22 m et sa semelle de fondation a les dimensions suivantes : 8 m \times 16 m \times 2.5 m. En comparaison, dans la pile 4, qui présente une hauteur de 27 m, la semelle de fondation possède les dimensions suivantes : 8 m \times 17 m \times 2.5 m. La figure 4 montre la pile 3 pendant la construction et la pile 2 presque achevée.



Figure 1 : Vue en plan du pont



Figure 2 : Section transversale



Figure 3 : Profil longitudinal du pont



Figure 4 : Piles 2 et 3 du pont pendant la construction

2. DÉFIS DE LA CONCEPTION SISMIQUE

2.1. Critères de conception

Rappelons que le projet du pont sur la rivière de la Petite Nation s'inscrit dans le cadre des travaux de prolongement de l'autoroute 50, visant à relier les villes de Gatineau et Montréal. Il est donc situé sur une autoroute et par conséquent, il a été classé par le ministère des transports du Québec (MTQ) comme pont de secours. Le Code canadien pour le calcul des ponts routiers CAN/CSA-S6-06 définit les ponts de secours comme ceux faisant partie du réseau routier, devant rester ouvert à l'ensemble du trafic dans le cas d'un tremblement de terre équivalent au séisme de calcul (clause 4.4.2). Les ponts de secours doivent également être accessibles aux véhicules d'urgence à des fins de sécurité et de défense dans le cas d'un séisme majeur probable. Cela implique qu'un pont de secours doit être conçu pour avoir une ductilité et une redondance accrues, avec un mécanisme de rupture claire qui garantit la sécurité et limite les dommages pendant un séisme majeur.

En termes de critères d'analyse minimaux, le Code CAN/CSA-S6-06 spécifie que pour les ponts de secours situés dans les zones de rendement sismique 2, 3 et 4, une analyse spectrale multimodale doit être effectuée (voir Clause 4.4.5.3.1). Dans ce contexte, il peut être utile de mentionner que le pont est situé dans une zone de rendement sismique 3. En revanche, le profil du pont, avec des hauteurs de piles sensiblement variables d'une unité de fondation à une autre, et par conséquent une distribution des rigidités non uniforme, ne permettait pas de rencontrer les exigences relatives aux ponts réguliers. Ceci avait donc motivé la mise en œuvre d'une solution novatrice de pile constituée de colonnes reposant sur une pyramide tronquée multicellulaire, où l'épaisseur des parois des cellules varie selon la hauteur de la pile. Grâce à cette solution, il a été alors possible d'aboutir à une distribution plus uniforme de la rigidité des piles et par conséquent de considérer le pont comme étant régulier; ce qui par ailleurs autorisait à appliquer, en toute rigueur, la méthode spectrale multimodale pour la détermination des efforts dus à l'action sismique.

Concernant le spectre de calcul utilisé, le Code définit, dans la clause 4.4.7, le coefficient de réponse sismique élastique C_{sm} pour le m^e mode de vibration, comme suit :

$$C_{sm} = \frac{1.2AIS}{T_m^{2/3}} \le 2.5AI$$
 [1]

Où A = le ratio d'accélération pour la zone spécifiée dans la clause 4.4.3, S = le coefficient de site spécifié dans la clause 4.4.6, $T_m =$ la période de vibration de m^e la mode en secondes, I = le facteur d'importance, selon la catégorie d'importance sismique spécifiée dans la clause 4.4.2 (I = 3 pour les ponts de secours).

À noter que le facteur d'importance ne doit pas dépasser le facteur de modification de réponse pour les éléments d'ossature ductile défini dans la clause 4.4.8.1. La Figure 5 montre le spectre élastique pour le site de pont tenant en compte des paramètres sismiques appropriés pour le site du pont, tel que prévu par le Code CAN/CSA-S6-06 ; à savoir A = 0.2 g, S = 1 et I = 3.



Figure 5 : Spectre de design élastique C_{sm} (A = 0.2 g, S = 1, I = 3)

Concernant l'aspect géotechnique, il a été jugé judicieux d'établir, comme préalable à la conception, le profil du socle rocheux. Ceci a été réalisé par la méthode de réfraction sismique. Les données recueillies, conjuguées à d'autres données du projet, ont permis d'explorer différentes alternatives concernant l'emplacement des fondations. Des sondages ont été réalisés par la suite afin de déterminer les conditions spécifiques à l'endroit des unités de fondations projetées. Les résultats de ces sondages ont montré que la profondeur du socle rocheux était très variable, allant de 0 à 33 m au-dessous du niveau du terrain naturel. Les résultats ont également montré que le profil du socle rocheux présentait une pente longitudinale significative ainsi que de grandes pentes transversales aux droits des piles 2 et 4, allant jusqu'à 1V:2 H. Ceci a requis la réalisation d'une excavation importante du roc sous ces deux unités de fondation afin de disposer d'une surface horizontale du roc. Il importe de mentionner ici que les niveaux de dessous des semelles ont été déterminés de sorte que les piles 2 et 4 aient des rigidités similaires. Dans la pile 3, où le roc se situe à 33 m de profondeur, une fondation profonde était inévitablement requise. Il s'agissait de semelles avec pieux caissons forés, de 1,5 m de diamètre. Le fait que le sol entourant les pieux-caisson, entre la semelle et le socle rocheux, soit un till de bonne qualité offrait un avantage certain en ce qui a trait à l'interaction sol-structure. Enfin, il y a lieu de mentionner que le coefficient de site sismique, S, utilisé dans l'équation 1, a été établi à 1, dans la mesure où le sol sur le site a été classé comme un sol de profil I.

2.2. Choix du système résistant

Différents systèmes structuraux, susceptibles d'assurer à l'ouvrage un comportement ductile sous l'effet d'une action sismique, ont été examinés. Le principal défi provenait cependant de la hauteur des piles qui passait de 22 m dans la pile 2 à 29 m dans la pile 3. Pareille variation dans la hauteur des piles, et consécutivement dans leur rigidité, engendre une augmentation de la demande en ductilité des piles les plus courtes, en raison de leur rigidité relative plus élevée. Or, les prescriptions réglementaires contenues dans le Code CAN/CSA-S6-06, en matière de calcul sismique, sont claires sur ce point: les éléments ductiles de l'infrastructure doivent avoir une rigidité similaire pour pouvoir prétendre au scénario, désirable, d'une plastification simultanée des colonnes; à défaut, c'est une rupture séquentielle des piles de différentes hauteurs qui se produira.

La solution adoptée alors consistait à concevoir une pile comprenant, dans sa partie supérieure, quatre colonnes rectangulaires ductiles, lesquelles reposent sur une pyramide tronquée multicellulaire ; celle-ci constituant la partie inférieure de la pile. La pyramide est composée de trois cellules dont l'épaisseur des parois varie d'une pile à une autre. En comparaison, les colonnes ductiles et les chevêtres sont identiques pour l'ensemble des piles. En faisant varier l'épaisseur des parois des cellules selon la hauteur de la pile, il a été alors possible d'aboutir à une distribution plus uniforme de la rigidité des piles, et consécutivement, obtenir un comportement conforme aux spécifications réglementaires en vigueur en matière de calcul sismique. Le système structural ainsi choisi permet en effet une bonne dissipation d'énergie à travers la formation de rotules plastiques dans la partie ductile de la pile, tout en maintenant les déplacements au sommet dans les limites acceptables. La Figure 6 donne, à titre illustratif, quelques détails concernant le profil et la section de la pile 3. Dans la Figure 7, l'on montre la pile 2 en construction.

En ce qui concerne les retenues dans la direction longitudinale, il a été prévu que les forces sismiques induites pendant le séisme soient transférées aux piles, 2, 3 et 4 à travers des appuis fixes. Le choix de trois points fixes dans le sens longitudinal présente plusieurs avantages. Il permet, en effet, de : (i) distribuer les forces sismiques aux trois piles et, par conséquent, d'obtenir des déplacements raisonnables dans la direction longitudinale ; (ii) réduire le nombre de joints modulaires aux deux extrémités du pont ; et enfin (iii) minimiser l'effet P- Δ , en plus de garantir la dissipation d'énergie sismique avec la formation de 12 rotules plastique en bas des colonnes. Aux niveaux de culées, ce sont plutôt des appuis glissants dans la direction longitudinale qui ont été utilisés.

Dans la direction transversale, les cinq unités de fondation (culées 1 et 5 et les piles 2 à 4) sont fixées à la superstructure pour transférer les charges sismiques au socle rocheux. Le comportement ductile est assuré par les 12 colonnes où l'on prédit la formation de 24 rotules plastiques. L'utilisation d'appareils anti-soulèvement a été préconisée dans les appuis qui présentaient un risque de soulèvement.







Figure 7 : Pile no. 2

2.3. Interaction sol-structure et analyse dynamique

Rappelons que, conformément aux recommandations du Code CAN/CSA-S6-06, c'est la méthode spectrale multimodale qui a été utilisée pour l'analyse de la structure du pont sous l'action de charges sismiques. Pour ce faire, un modèle 3D a été élaboré (Figure 8) en utilisant le programme Advance Design América. Dans ce modèle 3D, les pieux caissons sous la pile 3 ont été modélisés à l'aide d'éléments poutre, retenus par des ressorts élastiques latéraux simulant l'interaction sol-structure. Afin de valider l'hypothèse du comportement linéaire du sol, une analyse non-linéaire utilisant les courbes de comportement P-Y du sol, a été conduite à l'aide du programme LPile. Les résultats obtenus à partir de cette analyse ont montré que le sol restait, effectivement, dans le domaine linéaire élastique. Ils ont également confirmé les valeurs des déplacements et des efforts obtenus dans les caissons à partir de l'analyse 3D, en supposant un comportement linéaire du sol. La variation des déplacements horizontaux et des moments de flexion dans le caisson le plus chargé en fonction de la profondeur est montrée dans les Figures 9(a) et 9(b), respectivement.

La sensibilité élevée de la structure aux rotations de la fondation, et l'influence significative que cela peut avoir sur les déplacements de la structure et sur les effets de P- Δ , imposait l'empêchement de toute rotation dans les fondations des piles 2 et 4. Ces deux piles, fondées sur un socle rocheux de bonne qualité, ont donc été encastrées au sol au moyen de tirants d'ancrage actifs. Les fondations et les tirants d'ancrage ont été conçus et dimensionnés pour empêcher tout soulèvement des bords des fondations, lors d'un événement sismique. Au total, 68 et 76 tirants, avec une force de pré-tension initiale de 2430 kN, ont été utilisés dans les fondations des piles 2 et 4, respectivement.



Figure 8: Modèle 3D du pont



Figure 9 : (a) variation des déplacements horizontaux en fonction de la hauteur; (b) variation des moments de flexion en fonction de la hauteur.

Les résultats de l'analyse dynamique ont montré que le déplacement maximal de la fondation de la pile 3 était égal à 5 mm, ce que confirmait par ailleurs l'analyse non linéaire du caisson à l'aide de diagrammes P-Y et du logiciel L-Pile (voir Figure 9). Les réactions longitudinales et transversales sur chacune des piles et culées sont rassemblées dans les Tableaux 1 et 2. Ces réactions correspondent aux charges sismiques appliquées dans chacune des directions principales, respectivement. Il peut être utile de mentionner ici que la charge morte totale de la superstructure du pont, incluant les éléments en acier, la dalle de béton, la couche d'usure et les parapets, égale 51 000 kN. À noter, cependant, que les forces montrées dans ces deux tableaux résultent de l'analyse élastique et ne tiennent pas compte du facteur de modification de la réponse, R. Ces forces élastiques sont appliquées au niveau des appuis dans les directions longitudinale et transversale, respectivement. L'examen de ces résultats montre, de façon claire, que le comportement du pont est bien symétrique, et ce dans les deux directions principales, ce qui par ailleurs confirme le succès de la solution mise en œuvre pour adresser le problème de la distribution non uniforme des rigidités, discuté plus haut.

Élément résistant	Culée 1	Pile no. 2	Pile no. 3	Pile no. 4	Culée 5
Force longitudinale (kN)	0	11030	7580	10440	0
Force latérale (kN)	10	50	30	60	10

Tableau 1: Forces longitudinales et transversales lors d'un séisme de calcul dans la direction principale longitudinale (I = 3) (R = 1)

Élément résistant	Culée 1	Pile no. 2	Pile no. 3	Pile no. 4	Culée 5			
Force longitudinale (kN)	0	970	20	1000	0			
Force latérale (kN)	4070	12070	16720	12140	4070			

<u>Tableau 2: Forces longitudinales et transversales lors d'un séisme de calcul dans la direction</u> principale latérale (I = 3) (R = 1)

2.4. Dimensionnement des piles

Quatre combinaisons sismiques ont été utilisées pour obtenir les forces de conception dans les colonnes, à savoir :

- ▶ 1.25 D + L + 0.3 T
- ▶ 1.25 D + 0.3 L + T
- ➢ 0.8 D + L + 0.3 T
- ➢ 0.8 D + 0.3 L + T

Où D = la charge morte ; L = la force sismique résultant d'un séisme dans la direction longitudinale ; T = la force sismique résultant d'un séisme dans la direction transversale.

Dans le cas du pont de la Petite Nation, un facteur de modification de la réponse, R = 3, a été appliqué aux efforts sismiques élastiques bruts dans la direction longitudinale. Les extrémités inférieures des colonnes sur les piles ont été conçues de manière à obtenir simultanément des rotules plastiques lors d'un séisme survenu dans la direction longitudinale. En revanche, dans la direction transversale, un facteur R= 5 a été utilisé dans la mesure où chaque pile dispose de quatre colonnes. Les sections critiques sur les extrémités supérieures et inférieures des colonnes ont été conçues et dimensionnées, dans ce cas-ci, pour reprendre les forces de conception. Le calcul et la disposition de l'armature des colonnes privilégient la formation de rotules plastiques dans les extrémités supérieures et inférieures des douze colonnes et protègent ainsi les parties cellulaires des piles, les chevêtres et les fondations. La Figure 10 montre la disposition de ferraillage dans les colonnes de la pile 3.

Les éléments protégés de l'infrastructure ont été conçues et dimensionnées pour résister aux forces probables, susceptibles de se développer dans les rotules plastiques dans les colonnes ductiles. Cela a conduit à la conception des infrastructures pour des forces sismiques supérieures à celles qui correspond aux forces élastiques, c'est à dire I = 1 et R = 1. Cette approche a été adoptée car elle offre une conception plus sécuritaire et assure un meilleur contrôle du scénario de rupture.

Enfin, il importe d'ajouter qu'une attention particulière a été accordée à la question de la disposition des armatures et du bétonnage, notamment dans les zones de formation de rotules plastiques, qui, de par leur vocation, sont fortement armées. Egalement une reformulation du béton utilisé dans les sommets des pyramides tronqués, là où les colonnes prennent leurs encastrements, a été élaborée. Celle-ci préconisait, entre autres, un béton avec des gros granulats limités à 14 mm.



Figure 10 : Ferraillage des zones de rotules plastique à l'extrémité inférieure des colonnes

3. DÉFIS DE LA CONSTRUCTION

3.1. Remaniement du sol sous la pile 3

Lors de forage d'un pieu caisson avoisinant le lit de la rivière de la Petite Nation, il a été constaté un remous et un bouillonnement de l'eau de la rivière, signe d'un remaniement du sol autour du caisson. Les travaux ont été alors immédiatement arrêtés afin de déterminer l'étendue de la perturbation et son influence éventuelle sur le comportement de l'ouvrage. Pour ce faire, cinq forages ont été réalisés entre les caissons (voir figure 11). L'analyse des résultats obtenus des logs des forages a montré que la perturbation se limite à la zone comprise entre les caissons 4 et 6. Seul le forage F-09-01, effectué entre ces deux caissons, a en effet montré des valeurs N_{spt} et des coefficients de réaction latérale plus faibles, comparativement à ce qui a été initialement rapporté dans le rapport géotechnique.

Néanmoins, il a été jugé plus judicieux de reprendre le calcul des coefficients de réaction latérale du sol, selon la profondeur correspondant à chacun des forages réalisés et en utilisant deux méthodes distinctes: celle proposée par Terizahi, jugée plutôt conservatrice, et celle proposée par Reese, jugée en revanche plus optimiste. Les valeurs ainsi obtenues ont été comparées à celles utilisées lors de la conception et notées Min et Max, dans la Figure 12. Mentionnons que Min réfère aux valeurs minimales de coefficient de réaction latérale du sol utilisé pour un avoir le déplacement maximal de la pile alors que Max réfère aux valeurs maximales de coefficient de réaction du sol utilisé pour avoir l'effort maximal dans la pile. Selon la Figure 12, on peut observer que la perturbation la plus significative s'est produite à une profondeur de 15 m et 20 m.

Une analyse dynamique spectrale multimodale de la structure a été effectuée en utilisant les valeurs les plus conservatrices obtenues par la méthode Terizaghi dans les caissons 4 et 6, lesquels – rappelons-le –délimitaient la zone de perturbation du sol. Les résultats de cette analyse

ont été compilés pour évaluer l'influence de la perturbation sur les résultats de calcul utilisés dans la conception, notamment les efforts et les déplacements de la structure. Il en a résulté que l'effet de la perturbation était négligeable. Celle-ci s'était, en effet, produite à des profondeurs dépassant 10 m. Or, à ce niveau-ci, les efforts agissant dans les pieux caissons sont sensiblement atténués et les déplacements se rapprochent déjà des valeurs nulles, comme le montre clairement la Figure 9. Une variation d'à peine 1% a été enregistrée dans les efforts ayant servi dans la conception de la pile 3, siège de la perturbation. Quant aux piles 2 et 4, les données de calcul sont restées inchangées. Il a été noté, cependant, une légère redistribution des efforts entre les pieux caissons dans la partie supérieure, notamment les pieux 4 et 6. Mais ceci n'a aucunement affecté la conception initiale de ces caissons dans la mesure où ils disposaient d'une réserve de résistance suffisante.



Figure 11 : Disposition des forages additionnels à l'endroit de la pile No. 3



Figure 12: Coefficients de réaction latérale du sol perturbé comparés aux valeurs limites utilisées lors de la conception

3.2. Contrôle de la température du béton des semelles

Les dimensions des semelles sont très imposantes (voir §1), avec des épaisseurs égales à 2500 mm (piles 2 et 4) et 2600 mm (pile 3). Ceci impliquait la nécessité d'un contrôle de qualité du béton rigoureux, en particulier en ce qui a trait à la température. Les exigences réglementaires énoncées dans ce chapitre par la norme CAN/CSA A23.1-04, la norme 3101 du tome 7 du MTQ et le devis spécial du projet, sont les suivantes :

- ➤ La température du béton, lors de la mise en place, doit être au maximum de 20° C;
- L'écart maximal entre la température à la surface du béton et la température ambiante est de 13° C, tel que spécifié dans le Code CAN/CSA A23.1-04 (Tableau 21) pour les dimensions des semelles ;
- L'écart maximal entre les températures à la surface du béton et interne du béton est de 20° C;
- > La température interne du béton ne doit pas excéder 70° C.

Pour rencontrer ces exigences, les mesures suivantes ont été prises : (i) remplacer une partie de l'eau de gâchage par de la glace, dans la perspective d'obtenir une température de mélange de 15° C, au lieu de 20° C admise par la norme ; (ii) viser une température d'hydratation maximale de 60° C au lieu de 70° C, en écartant tout ajout cimentaire susceptible d'augmenter la chaleur d'hydratation. En revanche, un retardateur de prise a été utilisé afin d'éviter les joints froids lors du bétonnage ; et (iii) contrôler la température ambiante afin de garder l'écart maximal, entre la température à la surface du béton et la température ambiante, à la limite admissible, soit 13 C°. À noter ici que le béton utilisé dans les semelles était de type V, avec une résistance à la compression de 35 MPa à 28 jours.

Un dispositif de mesures, consistant en l'installation de thermocouples, a été mis en place afin de suivre l'évolution de la température du béton dans les semelles, à leurs surfaces ainsi que la température ambiante, et ce, depuis la mise en place du béton jusqu'à la fin de la cure. Les mesures étaient recueillies à intervalles définis, comme l'indique la Figure 13.

L'évolution de la température dans le béton est montrée dans la Figure 14. On observe que la température maximale atteinte dépasse légèrement le seuil visé de 60° C. Elle n'atteint donc pas la valeur limite prescrite par la norme qui est de 70° C. Dans la Figure 15, est présentée l'évolution de l'écart enregistré entre la température dans la semelle et celle mesurée à sa surface. Selon le laboratoire chargé du contrôle de la qualité du béton sur chantier, les résultats de recherche, validés par l'expérience vécue dans d'autres projets, ont montré que des écarts de 20° C à 30° C n'affectaient nullement la qualité du béton. Dans le cadre de ce projet, des écarts de cet ordre, c'est-à-dire 20° C à 30° C, ont été observés mais après deux jours de cure, ce qui est admissible pour le béton dans la mesure où celui-ci aura, à cet âge-là, déjà atteint une résistance appréciable. Enfin, concernant l'écart entre la température à la surface du béton et la température ambiante, il a été contrôlé à 13° C au moyen de chauffage des abris autour de la semelle.

Aucune fissure de retrait n'a été observée lors de décoffrage des trois semelles de fondation, opéré après trois semaines de cure, ce qui autorise à dire que les mesures prises pour le contrôle de la température du béton ont été efficientes.



Figure 13: Disposition des thermocouples dans la semelle de la pile No. 2



Figure 14: Température maximale à l'intérieur de la semelle de la pile No. 2



Figure 15 : Écart de température entre le cœur et la peau de la semelle de la pile No. 2

4. CONCLUSIONS

Le présent article concerne la conception et la construction du pont franchissant la rivière de la Petite Nation Bridge, dans la municipalité de Plaisance en Outaouais. On y expose, de façon succincte, les défis que présentait la conception sismique de l'ouvrage et les solutions préconisées pour adresser les difficultés rencontrées lors de sa construction.

Les défis de la conception sismique provenaient essentiellement du fait que les piles étaient de hauteur à la fois importante et variable d'une unité de fondation à une autre. Ceci avait motivé la mise en œuvre d'un concept novateur de pile, qui permettait d'avoir une distribution uniforme de la rigidité à travers l'ensemble des unités de fondation et assurait, par conséquent, à la structure un comportement conforme aux spécifications sismiques en vigueur. Parallèlement à cela, et en guide de validation, plusieurs analyses poussées portant sur l'interaction sol-structure et autres études de sensibilité concernant les rotations au niveau des fondations et les effets P- Δ ont été conduites.

Les défis de construction étaient également nombreux. On citera notamment le contrôle, à travers une série de mesures, de la qualité de béton vis-à-vis de la température. Le fait qu'aucune fissure de retrait n'a été observée lors de décoffrage des trois semelles de la structure permet de dire que les mesures prises ont été efficientes. Le problème de remaniement du sol, survenu au droit de la pile 3 durant le forage des pieux caissons, a été examiné sous tous ses angles : étendue de la perturbation, caractérisation du sol remanié et mise à jour des analyses de la structure tenant compte des nouvelles données géotechniques. Aucune modification n'a été enregistrée dans les résultats de calculs, ayant servi dans la conception des unités de fondation du pont, à la suite de ce problème, excepté une légère redistribution des efforts entre les pieux caissons, notamment les pieux 4 et 6. Mais ceci n'a aucunement affecté la conception initiale de ces pieux dans la mesure où ils disposaient d'une réserve de résistance suffisante.

5. REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient tous ceux et celles qui ont contribué à la bonne qualité de cet ouvrage, en particulier, les laboratoires Qualitas pour les études géotechniques et la caractérisation du sol et le laboratoire Fondex-Shermont pour le suivi de chantier. Egalement, les remerciements s'adressent à l'équipe de surveillance de CIMA+ de Gatineau et à l'entrepreneur générale Pomerleau pour la bonne collaboration lors de la réalisation des travaux de construction.

6. RÉFÉRENCES

- 1. Association canadienne de normalisation, 2006. " Code canadien sur le calcul des ponts routiers". CAN/CSA-S6-06 ", Toronto, Ontario, Canada.
- 2. Qualitas Outaouais, 2008. Étude géotechnique, pont de l'autoroute 50 au dessus de la rivière de la Petite Nation, Gatineau, Québec, Canada.
- 3. Ministère des Transports du Québec, 2006. Étude Hydraulique, Pont sur autoroute 50 audessus de la rivière Petite Nation, Québec, Canada.