



COMPORTEMENT SISMIQUE DES PILES DE PONTS ISOLÉS À LA BASE AVEC FAIBLES TAUX D'ARMATURES LONGITUDINALES

Mohammadreza MORADIANKHABIRI

Étudiant à la maîtrise, École de technologie supérieure, Montréal
Mohammadreza.moradiankhabiri.1@ens.etsmtl.ca

Lotfi GUIZANI, ing., Ph.D.

Professeur, École de technologie supérieure, Montréal
Lotfi.Guizani@etsmtl.ca

Amar KHALED, ing., Ph.D.

Professeur, École de technologie supérieure, Montréal
Amar.Khaled@etsmtl.ca

Résumé:

L'isolation sismique de la base est de plus en plus utilisée sur les structures de ponts au Canada depuis les années 1990. Cela est principalement attribuable à son efficacité dans la réduction des forces sismiques et à l'amélioration de la performance sismique qu'elle procure aux structures. Or, l'isolation sismique de la base des ponts permet généralement une réduction si importante de la demande sismique sur les piles que la conception de celles-ci est, dans la plupart des cas, gouvernée par le taux d'armature longitudinale minimale requis par le code, pour le contrôle du retrait et des charges non-sismiques. Des recherches précédentes sur les ponts conventionnels ont démontré la possibilité de réduire le taux d'armature longitudinale minimale dans les piles de ponts de 0,8% à 0,5%, lorsqu'un confinement adéquat est assuré. Ce projet s'inscrit dans le cadre de la poursuite d'un objectif global qui consiste à étudier l'effet de la réduction du taux minimum d'armature longitudinale sur la performance sismique des ponts isolés à la base. Cette étude considère des mouvements sismiques bidirectionnels du sol anticipés dans deux sites situés à l'est et l'ouest du Canada.

Un pont typique à deux travées avec une pile centrale à colonnes multiples est utilisé dans le cadre de ce projet. Des isolateurs sismiques, caractérisés par un comportement hystérétique bilinéaire couplé dans les deux directions sont incorporés au modèle tridimensionnel du pont isolé à la base. Les colonnes de la pile sont modélisées par des éléments fibres afin de pouvoir suivre l'évolution des dommages. Des analyses dynamiques temporelles non-linéaires sont effectuées sur plusieurs variantes du modèle de base du pont, soumises aux composantes horizontales des mouvements sismiques sélectionnés. Ces composantes ont été préalablement calibrées sur les spectres du CNBC des sites. Le taux d'armature longitudinale dans les colonnes varie de 0,3% à 0,8%.

Les résultats de l'étude permettent de mieux comprendre comment la réduction du taux d'armature longitudinale affecte la réponse et la performance sismique de ce type de pont lorsqu'il est isolé à la base dans les deux régions de l'est et de l'ouest du Canada. De plus, l'étude permet de vérifier si les conclusions des études précédentes, quant à la réduction possible du taux d'armature longitudinale pour les ponts conventionnels, peut être étendue aux ponts isolés à la base dans le contexte de l'aléa sismique du Canada, défini dans le code national du bâtiment 2010.

Introduction

Dans un contexte de conception parasismique, les ponts sont classés selon leurs importances. Le code canadien de calcul de ponts routiers (CSA-S6) définit trois(3) classes d'importance et module les dommages et la performance sismique ciblée lors de la conception en fonction de cette classification. Alors que le code S6-06 établit ces critères de performance de manière implicite et indirecte, la nouvelle édition du code S6, le S6-14, spécifie explicitement la performance sismique via son approche de conception axée sur la performance. Par exemple, les ponts les plus importants, classés ponts de secours dans le code S6-06 ou essentiels dans le code S6-14, doivent rester en service et pratiquement sans dommage après le séisme de conception; alors que des niveaux de dommages plus sévères sont acceptés pour les ponts des autres classes, et ce selon la récurrence du séisme. Dans le cas où les dommages sont acceptables, des spécifications sismiques dans le CSA-S6 ont pour le but de s'assurer que la dissipation de l'énergie sismique se fasse par un comportement ductile et stable, au sein de zones critiques préalablement établies. C'est la raison pour laquelle certaines exigences concernant ces zones critiques, notamment celles relatives au pourcentage et à la configuration des armatures pour les éléments en béton armé, doivent être respectées.

La technologie de l'isolation sismique de la base des ponts a été utilisée au Canada depuis les années 1990. Elle constitue désormais une alternative efficace et bien établie pour les ponts conventionnels (avec base fixe) et ce aussi bien dans les régions sismiques de l'est que celles de l'ouest du Canada ((Ghobarah 1988, Guizani 2003, Guizani et Chaallal 2010, Dion, 2010)). Ainsi, au Québec, on ne dénombre pas moins d'une douzaine de ponts conçus et/ou réhabilités au moyen de l'isolation sismique de la base (Guizani, 2015). Cette popularité croissante est principalement due à l'efficacité de cette technique dans la réduction des forces sismiques et l'augmentation du niveau de performance sismique des structures, combinée à des exigences plus strictes des trois dernières éditions du code canadien des ponts routiers (CSA S6 2000, 2006 et 2014). Le niveau de performance, associé à une réponse élastique, sans dommages, est généralement facile à atteindre pour les ponts isolés à la base, car l'isolation sismique permet de réduire la demande sismique élastique, typiquement de 3 à 10 fois. Dès lors, au Québec, la conception des éléments structuraux, notamment les colonnes de ponts isolés à la base est, le cas échéant, gouvernée par le pourcentage d'armature longitudinale minimale.

Les codes de conception des ponts spécifient des limites pour le pourcentage d'acier d'armature longitudinale dans les colonnes en béton armé. Au Canada, le code CSA-S6 spécifie une valeur minimale de 0.8%, laquelle vise à contrer les effets de retrait et de fluage et à éviter les modes de rupture fragiles. Cependant, cette limite inférieure varie considérablement entre les codes. Par exemple, les limites inférieures de 1.0 et 0.8% sont spécifiées aux États-Unis et en Nouvelle Zélande Respectivement (AASHTO 2010, Chiomento 2012). Des limites aussi basses que 0.3% et 0.5% sont spécifiées en Europe et au Japon, respectivement (Priestley et al. 1996). Des essais cycliques unidirectionnels et bidirectionnels effectués sur des colonnes de pont circulaires et rectangulaires pourvues d'un pourcentage d'armature longitudinale de 0,5% ont présenté un comportement très ductile (Priestley et al. 1994; Khaled et al. 2011). Bien que le taux d'armature longitudinale dans les colonnes testées était inférieur au minimum requis par le code, des ductilités en déplacement supérieures à 10.0 ont été observées avant la rupture des spécimens.

La limite inférieure du pourcentage d'armature longitudinale est d'une importance plus accentuée pour les ponts isolés à la base que les ponts conventionnels, spécialement dans les zones à sismicité modérée comme les régions de l'est et de l'ouest du Canada. Dans ces deux zones, et plus particulièrement au Québec, la valeur minimale de l'acier d'armature longitudinale spécifiée par le CSA-S6 gouverne souvent la conception des ponts isolés à la base.

Les études précédentes au sujet des armatures longitudinales minimales et de son effet sur la performance sismique des ponts restent limitées aux ponts conventionnels, à bases fixes, conçus selon le principe de calcul par capacité. Dans cet article, le comportement sismique des ponts à bases isolées, conçus pour la région de l'est du Canada (Montréal au Québec) et la région de l'ouest du pays (Vancouver en Colombie-Britannique) est examiné à partir des résultats d'analyses temporelles non-linéaires bidirectionnelles d'un pont régulier à deux travées. L'objectif est d'évaluer numériquement l'effet de la diminution du pourcentage d'armatures longitudinales, en dessous du minimum actuellement requis par le code, sur le comportement et la performance sismique des ponts isolés en comparaison avec les

ponts conventionnels. Afin d'explorer les réserves de résistance, et par conséquent la marge de sécurité, deux niveaux de séisme sont considérés : 1) le séisme de conception du CNB 2010 et; 2) le séisme maximum crédible défini comme étant 50% plus intense. Différents pourcentages d'acier d'armatures longitudinales allant de 0.3% à 0.8%, répondants tous à la demande sismique élastique du séisme de calcul, sont considérés pour les variantes du modèle de l'étude, pour les 2 sites sélectionnés, Montréal et Vancouver. Les résultats obtenus sont examinés en termes d'indicateurs de dommages, à savoir les déformations dans différentes fibres, afin d'évaluer la performance sismique et l'étendue des dommages en fonction du pourcentage d'acier d'armatures longitudinales dans les colonnes des ponts isolés.

1. Sélection et la calibration des signaux sismique historique

1.1. Sélection des signaux sismiques

Deux ensembles d'enregistrements sismiques historiques, représentatifs de la sismicité de l'est et de l'ouest du Canada, ont été sélectionnés sur la base sur l'aléa sismique pour les sites de Montréal et Vancouver, respectivement. Montréal et Vancouver sont les deux villes urbaines du Canada où le risque sismique est le plus élevé. Chaque enregistrement sismique est composé de deux composantes horizontales orthogonales. Un résumé des propriétés des enregistrements choisis pour les deux sites sont présentées dans les tableaux 1 et 2. .

Tableau 1 – Propriétés des signaux sismiques non calibré pour la région de l'Est du Canada (Montréal, Québec)

Numéro	Date, Tremblement de terre	M _w	R (km)	Composant, Orientation	PGA (g)
NHN_BC1	1985 Dec. 23, Nahanni	6.5	24	Bettlement Creek- S3, N270	0.186
NHN_BC2				Bettlement Creek- S3, N360	0.194
OTT_R1	2010 Juin. 23, Ottawa	5.0	58.7	Val-des-Bois- NS	0.034
OTT_R2				Val-des-Bois- EW	0.033
SAG_CN1	1988 Nov. 25, Saguenay	5.7	43	Chicoutimi Nord, N124	0.131
SAG_CN2				Chicoutimi Nord, N214	0.106
SAG_EB1	1988 Nov. 25, Saguenay	5.7	90	Les Éboulements, NS 0	0.125
SAG_EB2				Les Éboulements, EW 270	0.102
SAG_SA1	1988 Nov. 25, Saguenay	5.7	64	Saint-André, NS 0	0.156
SAG_SA2				Saint-André, EW 270	0.091

Tableau 2 – Propriétés des signaux sismiques non calibré pour la région de l'Ouest du Canada (Vancouver, Colombie-Britannique)

Numéro	Date, Tremblement de terre	M _w	R (km)	Composant, Orientation	PGA (g)
LP_SFP1	1989 Sept. 17, Loma Prieta	7.0	98	San-Francisco-Presidio, EW 90	0.199
LP_SFP2				San-Francisco-Presidio, NS 0	0.100
MH_SYGA1	1984 Apr. 24, Morgan Hill	6.2	36	San Ysidro Gilroy #6, EW 90	0.286
MH_SYGA2				San Ysidro Gilroy #6, NS 360	0.219
N_CORR1	1994 Jan. 17, Northridge	6.7	41	Castaic-Old Rte, EW 90	0.568
N_CORR2				Castaic-Old Rte, NS 360	0.514
N_SPPV1	1994 Jan. 17, Northridge	6.7	58	San Pedro Palos Verdes, EW 90	0.095
N_SPPV2				San Pedro Palos Verdes, NS 0	0.101
WN_PKC1	1987 Oct. 01, Wattier-Narrows	6.1	38	Pacoima-Kagel Can, EW 90	0.158
WN_PKC2				Pacoima-Kagel Can, NS 0	0.155

1.2. Transformation et calibration des signaux sismiques

Les deux composantes horizontales des enregistrements sismiques ont été d'abord transformées selon leurs axes principaux (mineurs et majeurs), suivant la procédure proposée par Penzien et Watabe (1975). Les composantes principales, mineures et majeures, de chaque enregistrement ont été par la suite calibrées sur le spectre de réponse de l'aléa sismique uniforme du Code National du Bâtiment du Canada 2010 (CNBC 2010) pour un sol C et une probabilité de retour de 2% dans 50 ans. La calibration a été effectuée par la méthode d'ajustement dans le domaine temporel, à l'aide du logiciel Seismomatch (Hancock et al, 2006). Les intensités des deux composantes de chaque enregistrement calibrées ont été ajustées par des facteurs de 1.142 et 0.858 afin de respecter un rapport spectral de 0.75 pour les deux composantes orthogonales (Lopez et al. 2006). Les spectres des accélérogrammes calibrés pour les deux régions de l'étude sont montrés dans la figure 1.

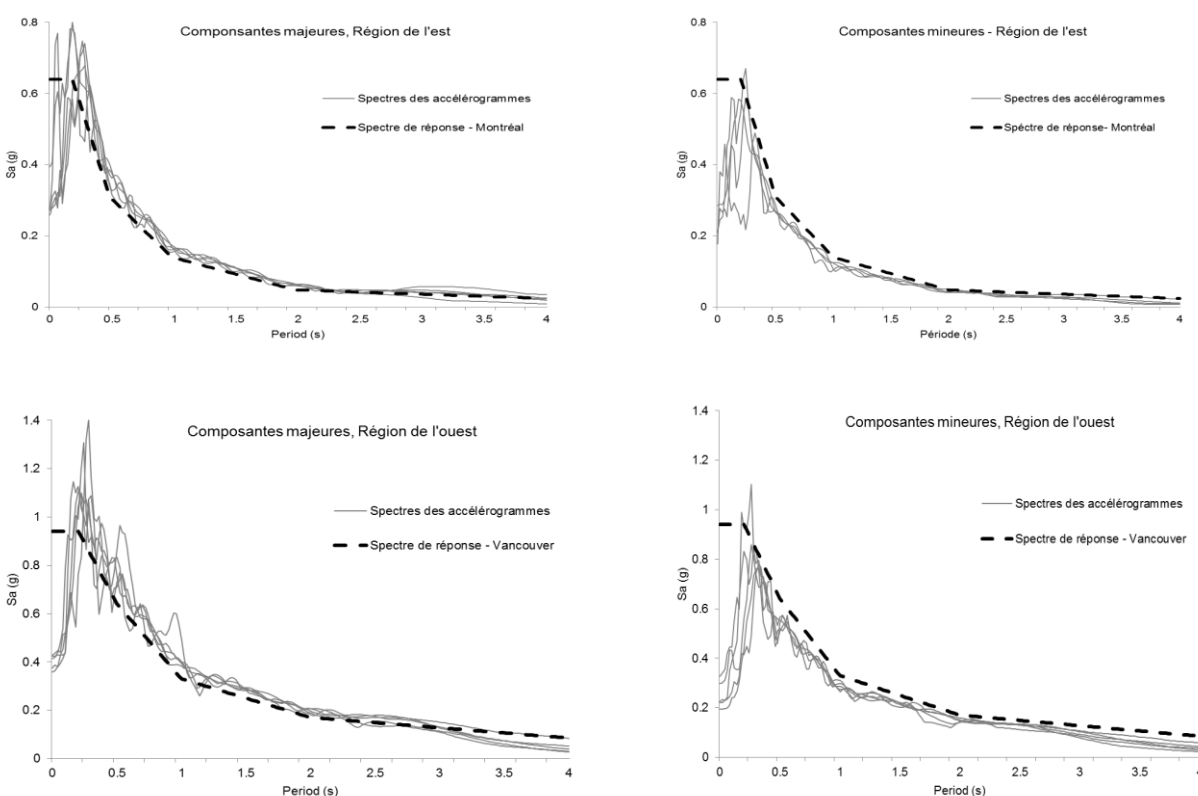


Figure 1 – Spectres des accélérogrammes calibré sur le spectre de réponse du CNBC2010

2. Modèle du pont

Le pont étudié est un pont régulier continu à deux travées de 36m chacune. Le tablier, composé de d'une dalle en béton reposant sur six (06) poutres préfabriquées en béton de type NEBT1600, s'appuie sur deux culées et une pile centrale. La pile est constituée de trois colonnes rectangulaires en béton de 900 mm x 1800 mm, d'une hauteur de 6m, et d'un chevêtre de 1,0 m x 1,0m x 13,0m. Les figures 2 et 3 montrent une vue en plan et une coupe du pont ainsi que l'emplacement des isolateurs sismiques.

Le modèle de rotule plastique concentrée a été retenu, dans SAP2000, pour représenter la zone dans laquelle la colonne se comporte dans le domaine inélastique. La longueur de la rotule plastique, L_p , a été déterminée à l'aide de l'équation 1 proposée par Priestley et al. (1996), tel que suggéré dans le guide de conception des ponts, (Aviram et al. 2008).

$$L_p = 0.08 L + 0.022 f_y d_{bl} \geq 0.044 f_y d_{bl} \quad (f_y \text{ in MPa}) \quad (1)$$

Où d_{bl} et f_y représentent respectivement le diamètre et la limite élastique de l'armature longitudinale. La zone de rotule plastique est modélisée au moyen d'éléments fibres avec un comportement axial non linéaire (Figure 3-(c)).

La résistance en compression, f_c , et le module d'élasticité, E_c , du béton sont respectivement de 35MPa et de 26000 MPa. Une limite élastique, $f_y = 400$ MPa et un module d'élasticité, $E_s = 200000$ MPa ont été considérés pour l'acier d'armature.

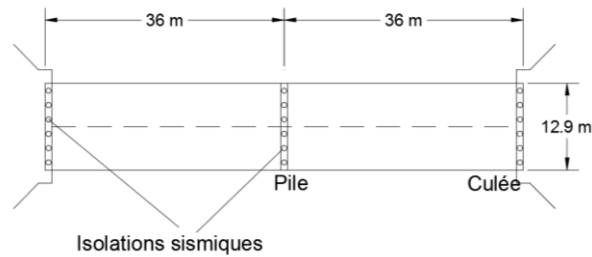


Figure 2 – Localisation des piles et des culées

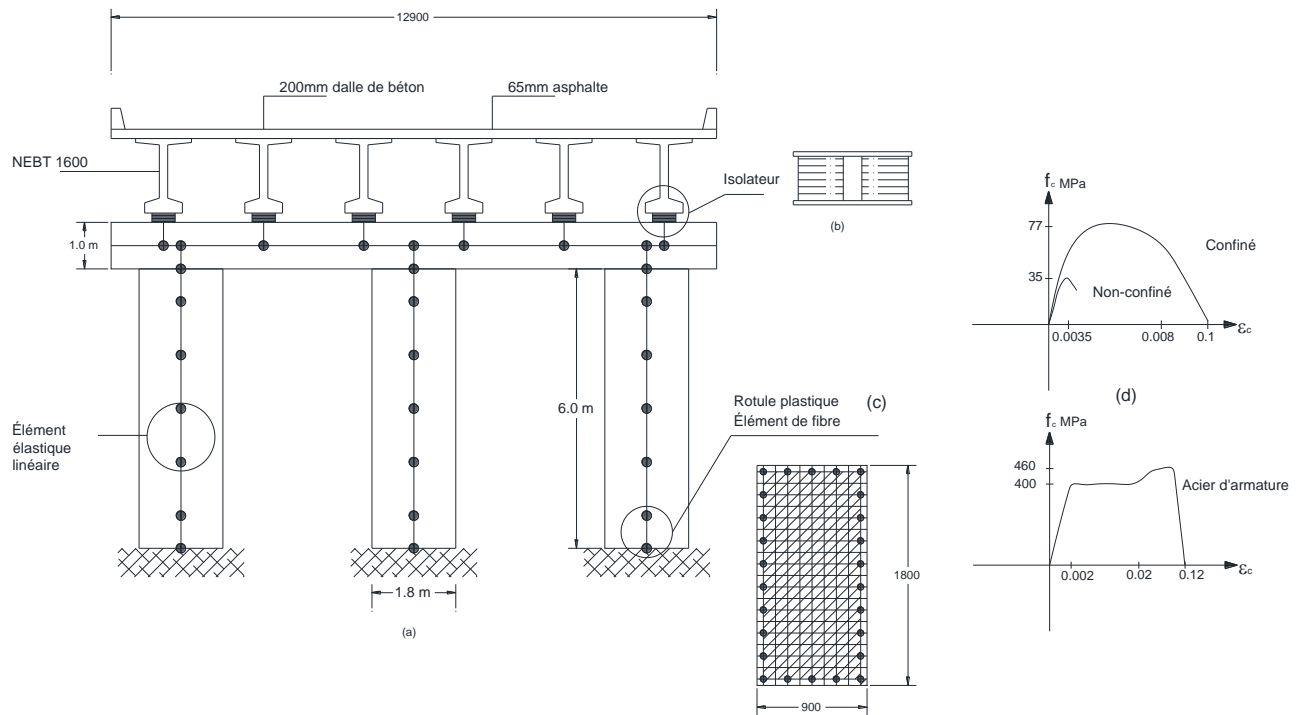


Figure 3 – Modèle du pont isolé

Le modèle de comportement contrainte-déformation adopté, pour le béton confiné et non confiné, est celui de Mander et al. (1988), illustré sur la figure 3-d). Celui-ci a été jumelé aux règles de dégradation du modèle Takeda et al. (1970). Le comportement de l'acier d'armature est représenté par le modèle de Park et al. (1986), illustré sur la figure 3-d).

3. Le système d'isolation sismique

Le système d'isolation sismique est composé de 18 isolateurs sismiques répartis à raison de six appuis par unité de fondation. Étant donné que les appuis supportent également les charges verticales, leurs propriétés hystérétiques pour les charges horizontales sont réparties proportionnellement à leurs capacités verticales, soit 50% à la pile centrale et 25% à chaque culée. Cela veut dire que les appuis sur la pile ont une rigidité latérale post-élastique (k_d) et une résistance caractéristique initiale (Q_d) égalant deux fois celles des appuis aux culées. Les isolateurs ont des caractéristiques d'hystérésis identiques dans les deux directions horizontales. Les propriétés hystérétiques ont été choisies de telle sorte que la période de vibration et l'amortissement du système linéaire équivalent, calculées en utilisant le spectre du code CSA-S6-06, soient de 2.0s et de 18% respectivement. Ces valeurs sont à l'intérieur des valeurs typiques utilisées pour la conception des isolateurs sismiques au Canada durant la dernière décennie. Les propriétés hystérétiques globales de système d'isolation sont présentées au tableau 3. Les propriétés d'un appui à la pile égalent le $1/12^{\text{ième}}$ et celles d'un appui à la culée le $1/24^{\text{ième}}$ de ces valeurs globales.

Tableau 3 – Propriétés hystérétiques globales du système d'isolation du pont

Hysteretic properties			
$K_{effective}$	K_d	Q_d	K_u
12353 kN/m	8300 kN/m	243 kN	83000 kN/m

Les isolateurs sismiques ont été modélisés dans SAP2000 par les éléments de lien « Link-Elements » avec le comportement hystérétique de l'isolateur en élastomère (CSI 2011). Le modèle d'hystérésis bidirectionnel adopté a un comportement bilinéaire couplé en cisaillement, basé sur le modèle de Wen (CSA12011, Wen 1976).

4. Procédures d'analyse et de conception

4.1. Analyse spectrale

Le pont a été conçu conformément aux exigences du code CSA-S6 en considérant un pont de secours ($I=3.0$) à une différence près : Le spectre de réponse du CNBC2010 est utilisé à la place de celui du S6-06 pour le calcul de la demande sismique élastique. Les forces sismiques ont été calculées à partir d'une analyse spectrale multi-modale. Une inertie égale à 70% de l'inertie de la section brute du béton a été considérée comme inertie effective des colonnes pour tenir compte de leurs propriétés fissurées. La règle de 30% a été utilisée pour combiner les réponses spectrales obtenues dans les deux directions principales du pont.

Pour la variante de pont conventionnel (non isolé à la base), un facteur d'importance, $I=3.0$, et des facteurs de modification de la réponse, R , de 3.0 et de 5.0 ont été appliquées dans les deux directions longitudinale et transversale respectivement, pour établir les forces de calcul. Pour le pont isolé à la base, nous avons considéré $I=R=1.0$, dans les deux directions. Le logiciel SpColumn (StructurePoint 2012) a été utilisé pour le calcul des armatures dans les colonnes, satisfaisant la demande sous la combinaison des charges permanentes et de la charge sismique. L'acier d'armature de confinement dans la région de la rotule plastique est composé de barres 15M espacées de 75mm c/c. Le tableau 4 résume la demande en armatures longitudinales établie par le processus de conception décrit ci-dessus.

Tableau 4 – Demande en armatures longitudinales pour colonnes les ponts étudiés

Région de l'Est (Montréal)		Région de l'Ouest (Vancouver)	
Pont conventionnel	Pont isolé	Pont conventionnel	Pont isolé
1.6 %	0.02%	4.6%	0.6%

Afin d'étudier l'effet de l'abaissement du pourcentage d'acier d'armatures longitudinales minimum, la présente étude considère quatre (4) modèles de colonnes pour chaque site (région sismique), et ce en allouant différents pourcentages d'acier d'armatures longitudinales. Les colonnes du modèle C4 sont celles des ponts conventionnels, disposant des pourcentages d'armature requis, soit 1.6% et 4.6% à l'est et à l'ouest respectivement. Les colonnes des modèles C1, C2 et C3 sont celles des ponts isolés dans les deux sites de l'étude. La colonne du modèle C3 dispose du pourcentage d'acier d'armature minimum exigé par le code CSA-S6-06, soit 0.8%. Il est à noter que ce taux d'armature minimum est supérieur à l'armature requise pour les ponts isolés à la base, aux deux sites de l'étude. Pour le site de l'est (Montréal), étant donné que la demande sismique en termes d'armature est aussi basse que 0.02%, la colonne C1 est conçue avec un taux d'armatures longitudinales de 0.3% et la colonne C2 avec un taux de 0.5%. Pour le site de l'ouest (Vancouver), la colonne du modèle C1 dispose d'un taux de 0.5% (légèrement inférieur à la demande) alors que la colonne C2 dispose d'un taux d'armature égalant le taux requis, soit 0.6%. Le tableau 5 résume les pourcentages d'acier requis et pourvus des différentes variantes étudiées.

Tableau 5 – Les modèles du pont étudiés par analyses temporelles non linéaires

	Pont isolé			Pont conventionnel
	Modèle C1	Modèle C2	Modèle C3	Modèle C4
Région de l'Est Montréal	($\rho = 0.3\%$) Acier d'armature requis	($\rho = 0.5\%$) Acier d'armature visé	($\rho = 0.8\%$) Acier d'armature minimale	($\rho = 1.6\%$) Acier d'armature requis
Région de l'Ouest Vancouver	($\rho = 0.5\%$) Acier d'armature visé	($\rho = 0.6\%$) Acier d'armature requis	($\rho = 0.8\%$) Acier d'armature minimale	($\rho = 4.6\%$) Acier d'armature requis

4.2. Analyses dynamiques non linéaires temporelles

Une série d'analyses temporelles non linéaires a été effectuée sur les modèles numériques des huit (08) variantes des modèles des ponts C1 à C4 pour les deux sites, en les soumettant aux deux composantes principales orthogonales des enregistrements sismiques calibrés décrits plus haut. Deux séries d'analyse ont été effectuées sur chaque modèle : 1) analyses sous la paire de signaux sismiques calibrés sur le spectre de calcul du CNBC 2010 et; 2) analyses sous les mêmes enregistrements multipliés par un facteur 1.5. Cette deuxième série d'analyses vise à étudier le comportement et la réserve de résistance et de stabilité des ponts isolés ayant un faible taux d'armature sous un événement extrême représentant "le séisme maximum crédible", tel que défini dans certains codes.

5. Résultats et discussion

Des déformations limites, associées à différents niveaux de dommages et différents niveaux de performance sismique d'intérêt, telles qu'établies dans le code CSA-S6-14, sont résumées au tableau 6.

Tableau 6 – Déformations limites dans le béton et les armatures associées à différents niveaux de performance/dommage, selon le code CSA-S6-14

Service	Dommages	Déformation de béton	Déformation de l'acier
Immédiat	mineures	Inférieur à 0.004	Inférieur à la limite d'élasticité : ϵ_y
Limité	Réparables	Dommages modérés	Inférieur à 0.015
Interrompu	Importantes	Éclatement de l'enrobage Pas d'écrasement de noyau	Inférieure à 0.05

Les déformations maximales des éléments fibres, mesurées dans la zone de rotule plastique, pour le béton non confiné, le béton confiné et l'acier d'armature de coins, pour les deux sites, sous tous les enregistrements sismiques, sont présentées dans les tableaux 7 à 10. Ces déformations maximales constituent d'excellents indicateurs des niveaux de dommage pour chaque cas. À ce titre, ils sont adoptés en tant qu'indicateurs et utilisés pour vérifier les critères de performance explicites du code CSAS6-14 en comparant ces valeurs maximales aux valeurs limites associées à différents niveaux de dommages, montrées au tableau 6. En ce faisant, il est alors possible de classer la sévérité et l'étendue des dommages en fonction de la diminution de la quantité d'acier d'armature pour les cas étudiés.

Tableau 7 – Déformations maximales sous le séisme de conception – Site de Montréal

Fibre	Pont isolé			Pont conventionnel
	Modèle C1 ($\rho = 0.3\%$)	Modèle C2 ($\rho = 0.5\%$)	Modèle C3 ($\rho = 0.8\%$)	Modèle C4 ($\rho = 1.6\%$)
Béton non confiné	-0.000460	-0.000440	-0.000410	-0.001304
Béton confiné	-0.000425	-0.000408	-0.000379	-0.001119
Acier d'armature	0.000053	0.000050	0.000045	0.000961

Tableau 8 – Déformations maximales sous le séisme maximum crédible – Site de Montréal

Fibre	Pont isolé			Pont conventionnel
	Modèle C1 ($\rho = 0.3\%$)	Modèle C2 ($\rho = 0.5\%$)	Modèle C3 ($\rho = 0.8\%$)	Modèle C4 ($\rho = 1.6\%$)
Béton non confiné	-0.00056	-0.00053	-0.00049	-0.001845
Béton confiné	-0.000505	-0.000483	-0.000455	-0.001547
Acier d'armature	0.000119	0.000112	0.000102	0.001794

En comparant les résultats du tableau 7 aux seuils du tableau 6, on constate que, tous les ponts situés à Montréal, se comportent dans le domaine élastique sous le séisme de calcul, et ce sans dommages que ce soit au niveau du béton non confiné, du béton confiné ou au niveau des armatures longitudinales.

Ceci s'applique même au pont avec la colonne C1, pour lequel un taux de renforcement en acier aussi bas que 0.3% a été pourvu. Pour les ponts isolés à Montréal, vu que la demande sismique est très basse (0.02%), les déformations obtenues sont beaucoup moins élevées que ceux des ponts situés à Vancouver dont la demande sismique est proche de la valeur pourvue. De plus, pour la même raison, les ponts isolés à Montréal, sont le siège de déformations moins importantes que les ponts conventionnels. Pour tous les modèles du site de Montréal (est du Canada), aucun dommage ne devrait survenir sous le séisme de calcul.

D'après les résultats du tableau 8, même sous le séisme "maximum crédible", tous les ponts situés dans la région de l'Est du Canada (Montréal) se comportent également dans le domaine élastique, sans aucun dommage. Les déformations maximales obtenues pour le pont conventionnel sont néanmoins plus importantes que ceux des ponts isolés, soit de l'ordre de 1.5 fois pour la déformation maximale de l'acier et de l'ordre de 3.0 à 4.0 fois pour les déformations du béton. Ceci est dû au fait que la quantité d'armatures pourvue dans les ponts isolés est largement supérieure à celle requise alors que pour les ponts conventionnels, la quantité d'armatures fournie est à peine supérieure à la demande. Cependant, dans tous les cas, toutes les déformations maximales demeurent en deca de la limite élastique de l'acier (0.002) ou de l'éclatement du béton non confiné en compression (0.003 à 0.004).

Tableau 9 – Déformations maximales sous le séisme de conception – Site de Vancouver

Fibre	Pont isolé			Pont conventionnel
	Modèle C1 ($\rho = 0.5\%$)	Modèle C2 ($\rho = 0.6\%$)	Modèle C3 ($\rho = 0.8\%$)	Modèle C4 ($\rho = 4.6\%$)
Béton non confiné	-0.00148	-0.001376	-0.001246	-0.00165
Béton confiné	-0.00127	-0.001185	-0.00108	-0.00136
Acier d'armature	0.001359	0.00106	0.000838	0.001615

Tableau 10 – Déformations maximales sous le séisme maximum crédible – Site de Vancouver

Fibre	Pont isolé			Pont conventionnel
	Modèle C1 ($\rho = 0.5\%$)	Modèle C2 ($\rho = 0.6\%$)	Modèle C3 ($\rho = 0.8\%$)	Modèle C4 ($\rho = 4.6\%$)
Béton non confiné	-0.00315	-0.003367	-0.003015	-0.00254
Béton confiné	-0.00231	-0.001825	-0.001623	-0.00204
Acier d'armature	0.0085	0.008287	0.002178	0.003094

Le tableau 9 montre que pour le site de l'Ouest (Vancouver), sous le séisme de calcul, tous les ponts se comportent dans le domaine élastique et sans aucun dommage. La déformation maximale des fibres au niveau de l'enrobage demeure inférieure à la limite de (0.004) associée, dans la littérature, à l'éclatement du béton non confiné. Les déformations maximales dans le béton situé au noyau de la colonne sont davantage moins élevées que la déformation associée à la rupture par compression du béton confiné. Finalement, la déformation de l'armature longitudinale demeure également inférieure à la limite élastique ($\epsilon_y=0.002$).

Les résultats du tableau 10, montrent que, sous le séisme "maximum crédible", tous les modèles de ponts situés à Vancouver, se comportent au-delà de la limite élastique et subissent des dommages. En effet, la déformation de l'armature longitudinale est supérieure à la limite élastique (0.002). Les colonnes C1 et C2 montrent les valeurs de déformations dans les armatures de l'ordre de 4 fois la limite élastique

tandis que pour les colonnes C3 et C4, les déformations dans les armatures longitudinales sont à peine supérieures à la limite élastique. Malgré cela, pour tous les ponts, la déformation maximale de l'acier d'armature est inférieure à la limite de dommage réparable de (0.015), définie par le code CSA-S6-14. De plus, l'éclatement du béton non confiné ne devrait pas survenir dans les colonnes C3 et C4 et ne devrait pas être très sévère pour les colonnes C1 et C2. Ceci indique également que les armatures transversales devraient rester élastiques et maintenir un confinement adéquat du béton. Par ailleurs, le béton confiné du noyau des colonnes C2 à C4 devrait rester sans dommages significatifs, étant donné que sa déformation maximale est inférieure au seuil de rupture. Ceci est constaté même dans le cas de la colonne C1, pour laquelle la déformation maximale du béton confiné est plus importante, mais demeure tout de même inférieure à la limite de 0.004.

Il est à noter que pour le modèle du pont C1, situé à Vancouver et conçu avec un pourcentage d'acier de 0.5%, soit très légèrement en dessous de la demande sismique, la déformation sous le séisme de calcul reste quand même à l'intérieur de la limite élastique. Cela est dû au fait que l'acier d'armature requis est calculé avec la résistance pondérée tandis que la performance est évaluée avec les valeurs de résistance nominales, laquelle représente une réserve supplémentaire de 15 à 50%. Ceci explique aussi pourquoi le pont conventionnel à Montréal se comporte dans le domaine élastique sous le séisme maximum crédible, de 150% plus fort que le séisme de calcul.

6. Conclusions

Tous les modèles de ponts étudiés, situés à Montréal (Est du Canada) et à Vancouver (Ouest du Canada), se comportent conformément à la philosophie et répondent aux critères de performance du code CSA-S6-14 pour un pont essentiel (équivalent au pont de secours du S6-06), sous le séisme de calcul. Ils démontrent un comportement élastique sans aucuns dommages. Cela est vrai même pour les modèles des ponts avec des pourcentages d'armatures longitudinales inférieure à la valeur minimale actuellement prescrite, soit 0.8%.

Les modèles de ponts isolés situés à Montréal génèrent une demande sismique très basse. Par conséquent, même avec le pourcentage d'acier de 0.3% aucun dommage n'est observé sous le séisme de calcul et le séisme maximal crédible.

La diminution de pourcentage d'armature longitudinale cause une augmentation de la déformation maximale et de l'indicateur de dommage dans le béton et dans les armatures longitudinales. Pour les ponts de la région de l'ouest du Canada, des déformations et des niveaux de dommage supérieurs sont constatés sous le séisme maximum crédible. Cependant, les matériaux restent à l'intérieur de la limite de dommage réparable. Les déformations peuvent être diminuées en utilisant la résistance probable des matériaux.

Un paramètre clé qui se dégage de cette étude et qui semble influencer grandement la performance sismique est le taux d'armature fourni par rapport à la demande élastique. Toutefois, l'étude est limitée et ne tient pas compte de l'effet du fluage et du retrait sur la réponse sismique des ponts étudiés. Ainsi, les résultats de cette étude constituent une première exploration et des études supplémentaires sont requises, notamment pour la région de l'Est afin d'étudier la performance de ponts isolés avec des demandes sismiques plus importantes. Une utilisation de la résistance probable des matériaux peut également être considérée afin d'étudier les niveaux de dommage attendus. Toutefois, le résultat préliminaire présenté dans cette étude montre que la diminution de la limite inférieure de l'acier d'armature longitudinale à une valeur de 0.5% pour les colonnes des ponts isolés à la base est une option à considérer sérieusement, notamment pour les ponts situés à l'Est du pays.

7. Références

- AASHTO, "AASHTO LRFD Bridge Design specifications", 5th edition, *Washington, DC*, 2010.
- BONDONET, Gael, "Élaboration d'un isolateur à la base original pour les ponts et viaducs au Canada", *Doctorate thesis (in french)*, École Polytechnique de Montréal, Montreal, Canada, 1997.
- Canadian Standards Association (CSA), "Canadian highway bridge design code", CAN/CSA S6-06, Mississauga, ON, Canada, 2006.
- Canadian Standards Association (CSA), "Canadian highway bridge design code", CAN/CSA S6-14, Mississauga, ON, Canada, 2014.
- Chiomento, Arnaud. Vulnérabilité sismique des piles de ponts rectangulaires sous-armées dans l'Est Canadien. Diss. École de technologie supérieure, 2012.
- CSI, Computer & Structures, "SAP2000-Integrated Software for Structural Analysis and Design", Berkeley, CA, 2011.
- DION, Cassandra, "Étude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques", *École Polytechnique de Montréal*, 2010.
- GHOBARAH, A, "Seismic behaviour of highway bridges with base isolation", *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 15, n° 1, 1988, p. 72-78.
- GUIZANI, Lotfi, "Sur l'isolation sismique des ponts au Canada", In *10e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*, 2003.
- GUIZANI, Lotfi, CHAALLAL, Omar, "Mise en conformité sismique des ponts par isolation de la base - Application au pont Madrid au Québec", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 38, n° 1, 2010, p. 1-10.
- GUIZANI, Lotfi, "Influence de la sismicité sur la performance des ponts isolés à la base au Canada", In *22e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*, 2015
- HANCOCK, J., WATSON-LAMPREY, J., ABRAHAMSON, N.A., BOMMER, J.J., MARKATIS, A., MCCOY, E., MENDIS, R, "An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets", *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 10, n° SPEC. ISS. 1, 2006, p. 67-89.
- KHALED, Amar, MASSICOTTE B, TREMBLAY R, "Cyclic testing of large-scale rectangular bridge columns under bidirectional earthquake components", *Journal of Bridge Engineering*, vol. 16, n° 3, 2011, p. 351-363.
- LÓPEZ, O.A., HERNÁNDEZ, J.J., BONILLA, R, FERNÁNDEZ, A, "Response spectra for multicomponent structural analysis", *Earthquake spectra*, vol. 22, n° 1, 2006, p. 85-113.
- MANDER, J. B., PRIESTLEY, M.J.N, PARK, R, "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, vol. 114, n° 8, 1988, p. 1804-1826.
- PARK, Y.J., WEN, Y-K, ANG, A, "Random vibration of hysteretic systems under bi-directional ground motions", *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 14, n° 4, 1986, p. 543-557.
- PENZIEN, J, WATABE, M, "Characteristics of 3-Dimensional Earthquake Ground Motions", *Coll. Earthquake Eng. and Struct. Dyn.*, 1975.
- PRIESTLEY M.J.N, BENZONI G, "Seismic performance of circular columns with low longitudinal reinforcement ratios", *ACI Structural Journal*, vol. 93, n° 4, 1996.
- StructurePoint, "SpColumn: Design and investigation of concrete column sections, V.4.8". StructurePoint productivity suite of powerful software tools for reinforced concrete analysis and design, Skokie, IL, 2012.

TAKEDA, T., SOZEN, M.A, NIELSEN, N.N, "Reinforced concrete response to simulated earthquakes", *Journal of the Structural Division*, vol. 96, n° 12, 1970, p. 2557-2573.

WEN, Y-K, "Method for random vibration of hysteretic systems", *Journal of the engineering mechanics division*, vol. 102, n° 2, 1976, p. 249-263.