

Vulnérabilité sismique des ponts continus en béton armé au Québec

Gustavo H. Siqueira, Adamou Saidou, Patrick Paultre

Résumé : Les dommages causés aux réseaux de transports terrestres suite aux récents tremblements de terre soulignent le besoin d'études en évaluation du risque sismique et de plans de priorités d'intervention pour la réhabilitation des ponts existants. Généralement, les ponts sont le maillon faible du réseau de transport et, dans le cas du Québec dont une part importante du commerce transite par camions, l'impact d'une fermeture partielle du réseau routier suite à un séisme peut avoir des répercussions économiques graves en plus des éventuelles pertes de vies humaines. Au Québec, 75 % des ponts ont plus de 30 ans et d'importants détails sismiques adoptés dans les codes récents n'ont pas été intégrés lors de leur dimensionnement. Par conséquent, ils ne sont pas en conformité avec le nouvel aléa sismique avec risque uniforme de 2 % en 50 ans adopté en 2005 pour tout le Canada. Il est nécessaire de développer des méthodes fiables pour évaluer la capacité structurale des ponts au Québec, avant et après un tremblement de terre, et d'évaluer l'efficacité de techniques de réhabilitation pour les ponts les plus vulnérables. L'étude présentée dans cette communication utilise les courbes de fragilité comme méthode d'évaluation du risque sismique pour les ponts du réseau routier du Québec. La vulnérabilité sismique des ponts en béton à travées continues tels que construits au Québec est comparée à celle des mêmes ponts réhabilités avec des isolateurs sismiques en caoutchouc naturel. Les résultats montrent que le remplacement des appareils d'appui conventionnels par les isolateurs sismiques réduit de façon significative la fragilité des composantes critiques du pont, comme les poteaux. L'étude montre que, l'augmentation de la flexibilité relative du tablier du pont entraîne cependant une augmentation de la fragilité des murs en aile des culées. Par ailleurs, dans le cas des ponts isolés, ce sont ces éléments qui contrôlent la fragilité du système, contrairement aux ponts tels que construits, dont la fragilité du système est contrôlée par les colonnes, les appareils d'appui et les murs des culées en fonction des différents états d'endommagement. Aussi, la réduction de la fragilité des éléments critiques du système comme les poteaux et les fondations, permet de réduire significativement le travail nécessaire à la restauration de la fonctionnalité du système complet réduisant ainsi les délais de circulation ou de fermeture du pont après un séisme.

Mots-Clés : Vulnérabilité sismique; ponts routiers; isolation sismique; caoutchouc naturel.

Introduction

Les dommages récents causés par les tremblements de terre ont démontré que les ponts sont les éléments les plus vulnérables d'un réseau routier. Dans la province de Québec, dont une partie significative de la production transite par les autoroutes (ISQ, 2009), la fermeture des ponts après un séisme peut mener à une crise économique, en plus de possible perte des vies humaines. En outre, environ 75 % des ponts au Québec ont 30 ans ou plus (TQ, 1995). Par conséquent, d'importants détails sismiques adoptés dans les codes récents n'ont pas été intégrés lors de leur dimensionnement et ils ne sont pas en conformité avec le nouvel aléa sismique avec risque uniforme de 2 % en 50 ans adopté en 2005 pour tout le Canada. Cela souligne la nécessité de développer des méthodes fiables pour évaluer la capacité et l'intégrité structurale des ponts au Québec, avant et après un tremblement de terre, et de développer des techniques effectives pour la réhabilitation des ponts les plus vulnérables (Roy *et col.*, 2010).

Les courbes de fragilité constituent des outils statistiques très utiles pour évaluer la vulnérabilité des ponts et pour décrire la probabilité de dommage structurel sur une gamme réaliste d'intensité de secousses sismiques. De plus, les courbes de fragilité constituent une méthode efficace pour évaluer différentes alternatives pour la réhabilitation. Elles peuvent être déduites à partir des données empiriques (Basöz et Kiremidjian 1998; Shinozuka *et col.*, 2000) ou à partir des méthodes analytiques (Nielson et DesRoches 2007a; Pan *et col.*, 2007; Padgett et DesRoches 2009; Agrawal *et col.*, 2012). Elles peuvent être aussi utilisées pour le développement de plans post-événement (HAZUS, 2003). Tavares *et col.* (2012) ont évalué la vulnérabilité sismique des configurations typiques des ponts tels que construits de la province de Québec avec l'utilisation des courbes de fragilité analytiques. Les résultats démontrent qu'un nombre considérable de ces ponts peuvent être endommagés à des niveaux plus ou moins élevés et non sécuritaires après un événement extrême.

En se basant sur une analyse de l'inventaire des ponts fourni par le Ministère des Transports du Québec (MTQ), Tavares *et col.* (2012) ont démontré que 21,1 % des ponts de la province sont de type continu à portées multiples (MSC) appuyé sur des poutres longitudinales en béton armé. En raison de leur nombre, de leur importance et de leur susceptibilité aux événements sismiques, cette étude propose, pour ce type de ponts, le remplacement des appareils d'appui en élastomère habituellement utilisés au Québec par des isolateurs sismiques en caoutchouc naturel. Une étude de sensibilité, avec l'utilisation des principes de l'analyse statistique des essais, a été réalisée de façon à déceler les paramètres dont une variation des propriétés a un impact significatif sur la réponse des composantes clés du pont. Une étude comparative utilisant des modèles analytiques détaillés en trois dimensions a été menée pour évaluer la vulnérabilité sismique des ponts continus en béton armé dans leurs configurations tel que construit et réhabilité. Des analyses non linéaires temporelles ont été conduites en utilisant les tremblements de terre artificiels développés par Atkinson (2010) pour la région Est du Canada. Des résultats d'essais réalisés sur des isolateurs sismiques carrés de différentes tailles et facteurs de forme ont été utilisés pour tenir compte de l'incertitude dans les propriétés mécaniques des isolateurs sismiques. Les courbes de fragilité ont été développées pour les composantes clés du pont et une simulation du type Monte-Carlo du système a permis d'évaluer la fragilité du système de pont au complet.

Considération de l'incertitude et modélisation des paramètres

La configuration typique des ponts de type MSC comprend un tablier en béton armé appuyé sur quatre poutres longitudinales en béton armé ou en béton précontraint. La majorité des ponts ont trois portées et ils sont supportés par des piliers en béton armé avec fondations superficielles et par des culées de type pleines avec des fondations de type semelles superficielles. Les piliers ont trois colonnes circulaires en béton armé et une poutre transversale en tête des poteaux. Les modèles génériques par éléments finis qui ont été créés tiennent compte du comportement des différentes composantes d'un pont, tout en considérant le comportement non linéaire de certains éléments, comme les poteaux, les culées et les appareils d'appui. Dans cette étude, les appareils d'appui conventionnels – connexion typique entre la superstructure et les piliers dans les configurations tel que construit – ont été remplacés par des isolateurs sismiques en caoutchouc naturel. L'angle de biais n'a pas été considéré lors des analyses (Tavares *et col.*, 2012). De façon à représenter la variabilité du portfolio des ponts continus en béton armé, huit configurations géométriques ont été définies et elles sont présentées au tableau 1. Les paramètres géométriques ont été traités comme des macro-variables et une distribution statistique a été attribuée aux histogrammes actuels de chaque paramètre géométrique. Les distributions attribuées à chaque paramètre ont été échantillonnées en utilisant la méthode hypercube latine d'échantillonnage (Latin Hypercube Sampling - LHS). La composition des huit blocs a été choisie de façon à tenir compte de l'influence des différents paramètres et aussi en fonction de l'importance de la géométrie des modèles.

Tableau 1 : Configurations géométriques des ponts continus en béton armé.

MSC	Portées	Longueur totale (m)	Largeur du tablier (m)	Hauteur de la colonne (m)	*Lmr
Bloc 1	3	100,98	13,04	6,72	0,30
Bloc 2	3	64,79	8,35	8,35	0,52
Bloc 3	3	54,61	23,43	9,78	0,36
Bloc 4	3	75,27	17,65	4,73	0,47
Bloc 5	3	45,93	10,72	3,77	0,46
Bloc 6	3	114,49	15,23	7,8	0,32
Bloc 7	3	67,96	11,8	6,15	0,43
Bloc 8	3	89,27	16,16	4,24	0,39

* Rapport entre la longueur de la portée centrale sur la longueur totale du pont

Un modèle générique par éléments finis a été créé et paramétré pour permettre de considérer des variations dans les caractéristiques géométriques et dans la modélisation des composantes. Le modèle utilise des éléments finis du type poutre-colonne non linéaire (nonlinear beam-column elements) et des éléments sans longueur (zero-length elements) du logiciel OpenSees (Mazzoni *et col.*, 2007). Le schéma du modèle avec les distributions statistiques considérées pour certains paramètres est présenté à la figure 1. La superstructure, composé du tablier et des poutres longitudinales, a été modélisée avec des éléments finis de type poutre élastique. Le comportement de l'ensemble des éléments de la superstructure a été modélisé avec un seul élément fini élastique, représenté par la ligne centrale dans la figure 1a. Pour la portée centrale, 20 éléments ont été considérés et, pour les deux autres portées, 10 éléments ont été utilisés pour chaque portion. Au niveau des propriétés physiques, les paramètres définis incluent l'aire de la section transversale (A), le module d'élasticité (E), le module de cisaillement (G), et les moments

d'inertie autour des trois directions principales (torsion J , I_y et I_z). Afin de transférer correctement les efforts dans la direction transversale, des connexions rigides ont été considérées au niveau des culées et des piles.

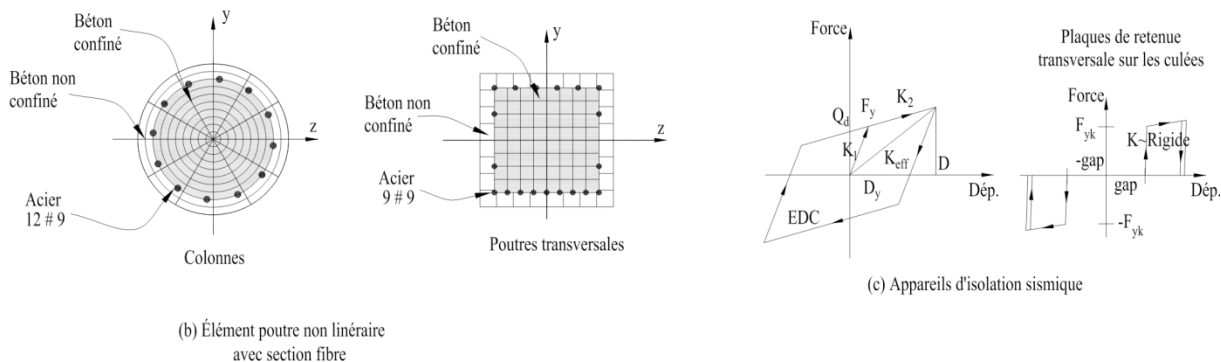
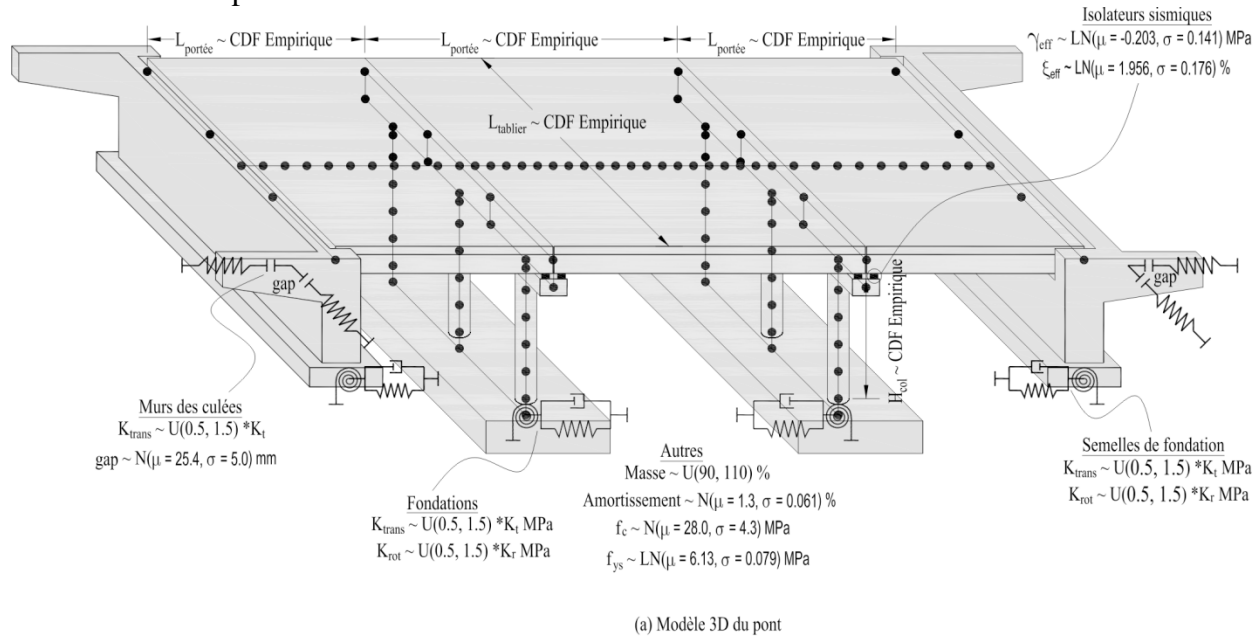


Figure 1 : Modèle analytique pour les ponts en béton de type MSC et considération de l'incertitude des paramètres (N = distribution normale; LN = distribution log normale; U = distribution uniforme).

Pour la modélisation des poteaux et des poutres transversales, des éléments finis poutre-colonne non linéaires ont été utilisés. Ces éléments sont définis avec une formulation en force (*force-based elements*) avec la propagation de la plasticité (Neuenhofer et Filippou, 1998). Comme on peut le constater sur la figure 1b, la section transversale de l'élément est divisée en plusieurs couches (*fiber element*). Pour chaque couche, on peut définir la relation contrainte-déformation et ainsi, délimiter précisément les régions de béton confiné, de béton non confiné et des armatures d'acier. La relation contrainte-déformation pour le béton confiné et non confiné a été définie selon la loi de comportement proposée par Cusson et Paultre (1995). Chaque colonne a été divisée en cinq éléments finis dans la direction de la hauteur. Aux extrémités de chaque poteau, dans les régions de formation des rotules plastiques, sept points d'intégration de Gauss-Lobatto ont été utilisés à l'intérieur de chaque élément fini. Le diamètre de chaque poteau a été défini de façon à respecter une charge axiale équivalente à 10% de la capacité du poteau, et il a été limité entre 0,75 et 2,5m pour éviter des dimensions irréalistes.

Les éléments de liaison clés du système, comme les connexions entre la superstructure et les piles ou les culées, les fondations, et les éléments d'impact (*pounding*), ont été modélisés en utilisant des éléments sans longueur. L'effet de l'impact entre le tablier et les culées, est considéré en utilisant un élément bilinéaire, qui tient compte de l'énergie dissipée lors du contact, en série avec des écarts (*gap elements*). Les propriétés analytiques pour les fondations superficielles ont été obtenues en utilisant des modèles ressorts-amortisseurs (Clough et Penzien, 1975) indépendants de la fréquence. L'effet d'interaction sol-structure est pris en compte par l'utilisation de six ressorts-amortisseurs sans longueur dans la direction des six degrés de liberté de la structure, selon les recommandations du code CSA-S6-06 (2006). Une masse ponctuelle est attribuée aux éléments de fondations et est appliquée au niveau de la mi-hauteur de la semelle. Le comportement des culées a aussi été incorporé dans le modèle par l'utilisation de ressorts (translation et rotation) en se basant sur la théorie linéaire élastique du demi-espace et leurs rigidités ont été calculées en se basant sur le modèle analytique proposé par Wilson (1988). Le modèle analytique tient compte de la rigidité des murs arrière, du remblai, de la rigidité des semelles dans la direction longitudinale, de la rigidité des murs en aile et du remblai dans la direction transversale. Plus de détails sur les modèles et les hypothèses de modélisation adoptées peuvent être trouvés dans Suescun (2010) et Tavares *et col.* (2012).

Analyse de sensibilité

Une analyse de sensibilité a été réalisée sur les configurations typiques des ponts continus en béton armé afin de vérifier les paramètres de modélisation qui ont une influence significative sur la réponse des ponts réhabilités. Les essais consistent à évaluer la réponse des paires pont-séisme en faisant varier le niveau des différents paramètres qui peuvent influencer la réponse des différentes composantes de chaque classe des ponts. Tavares et col. (2012) ont déterminé et évalué douze paramètres d'intérêt dans le cas des ponts tels que construits. Le remplacement des appareils d'appui conventionnels par des isolateurs sismiques en caoutchouc naturel change le comportement du pont et génère une nouvelle source d'incertitude qui doit être évaluée. Une étude de variance (ANOVA) a été réalisée en utilisant une analyse factorielle à deux niveaux. Les procédures définies dans Wu et Hamada (2000) et Montgomery (2005) ont été utilisées pour la définition d'une analyse fractionnelle de résolution *IV*, en considérant seulement les effets principaux et négligeant les interactions d'ordre deux (2) ou supérieures entre les différents paramètres. Un total de 32 essais a été établi pour les différents niveaux des paramètres évalués. Les paramètres évalués ainsi que leurs niveaux inférieur (-) et supérieur (+) sont présentés au tableau 2. Dans le cas des isolateurs sismiques, en plus des variations des dimensions des appareils dues aux différentes géométries des ponts évaluées, les variations des propriétés du caoutchouc dues à différents phénomènes, comme le changement de température et le vieillissement, sont prises en compte. Au niveau des piles, un détail présent dans l'inventaire concernant la capacité de rotation à la base de ces éléments pour les ponts continus a été considéré pour les analyses de sensibilité. Pour l'amortissement, seule la variation d'amortissement structural a été prise en compte lors des analyses de sensibilité, puisque la valeur de l'amortissement des isolateurs sismiques a été fixée à 7,5 %. Pour tenir compte des effets des différents tremblements de terre, une conception avec 4 répliques a été considérée, dont un tremblement de terre différent étant appliqué à chaque série de 32 essais, ce qui totalise 128 essais. Les quatre signaux utilisés font partie de la série de tremblements de terre artificiels

créée par Atkinson (2009) pour un sol du type C. Les valeurs d'accélération maximale au sol sont 0,92, 0,31, 1,08 et 0,23 g à des distances de l'épicentre de 10,7, 21,5, 14,0 et 41,6 km, respectivement.

Tableau 2 : Paramètres considérés pour l'étude de sensibilité.

Paramètre	Niveau inférieur (-)	Niveau supérieur (+)	Units
Résistance du béton	20,9	35,1	MPa
Résistance de l'acier	403,65	522,9	MPa
Rigidité initiale passive des culées	50	150	%
Rigidité initiale active des culées	50	150	%
Rigidité en rotation des fondations	50	150	%
Rigidité en translation des fondations	50	150	%
Connexion pile-fondation	rot. libre (0)	fixée (1)	-
Variation de la masse	90	110	%
Amortissement	0,4	3,0	%
Écart aux culées	25,4	76,4	mm
Angle de biais	0	43	°
Rigidité effective des isolateurs sismiques	583,4	1506,9	N/mm

Pour chaque classe de ponts, la réponse de composantes considérées comme les plus vulnérables a été analysée en fonction de la variation des différents paramètres présentés au tableau 2. Les composantes dont la réponse a été suivie sont présentées au tableau 3. Une analyse ANOVA a été effectuée pour chacune des huit composantes critiques en utilisant le logiciel commercial d'analyse statistique *Design Expert* (State-Ease, Inc. 2000). La réponse de chaque composante face à la variation des différents paramètres est décrite par un modèle de régression multiple (Wu et Hamada, 2000). Le choix des paramètres significatifs pour la réponse des différentes composantes se fait en évaluant l'hypothèse d'une valeur nulle pour le coefficient de régression lié à chaque paramètre. Cette évaluation est faite à partir de la probabilité de rejet de l'hypothèse nulle, donnée par un *p-value*. Plus la valeur du *p-value* est petite, moins l'hypothèse nulle est réaliste. Par conséquent, cette valeur fournit une mesure quantitative de l'importance de chaque paramètre à l'étude. Dans cette étude, toutes les valeurs de *p-value* plus petites que 0,05 ont été considérées comme significatives.

Tableau 3 : Réponses des composantes suivies lors des analyses de sensibilité.

Composantes évaluées	Notation
Déplacement longitudinale du poteau	Col disp-x
Déplacement transversale du poteau	Col disp-z
Déformation du mur arrière des culées (longitudinale)	Abut back-x
Déformation des murs en ailes des culées (transversale)	Abut wing-z
Déformation de la semelle des culées (longitudinale)	Abut foot-x
Déformation de la semelle des culées (transversale)	Abut foot-z
Déformation des isolateurs (longitudinale)	Isolator-x

Tous les paramètres qui ont de l'influence sur la réponse de trois composantes à la fois ont été considérés comme significatifs. Au tableau 4, le résumé des paramètres significatifs pour les ponts continus est présenté. La rigidité effective des isolateurs sismiques, les rigidités initiales passive et active des culées et les écarts aux culées sont les paramètres les plus significatifs issus des analyses de sensibilité, en plus de la variation de la géométrie représentée par les effets du bloc. Ils se sont démontrés comme significatifs pour six des huit composantes évaluées. En plus des paramètres précédents, les paramètres qui ont de l'influence sur la réponse de trois composantes ou plus à la fois sont les rigidités en rotation et en translation des fondations, l'amortissement structurel, le type de connexion entre la pile et la fondation et l'angle de biais. Ces paramètres doivent être évalués avec prudence et une variation des propriétés doit être considérée lors des analyses de vulnérabilité sismique pour le portfolio des ponts continus en béton armé réhabilités. Pour les paramètres qui n'ont pas été classés comme significatifs, une valeur fixe dans la plage des valeurs présentées au tableau 2 peut être adoptée.

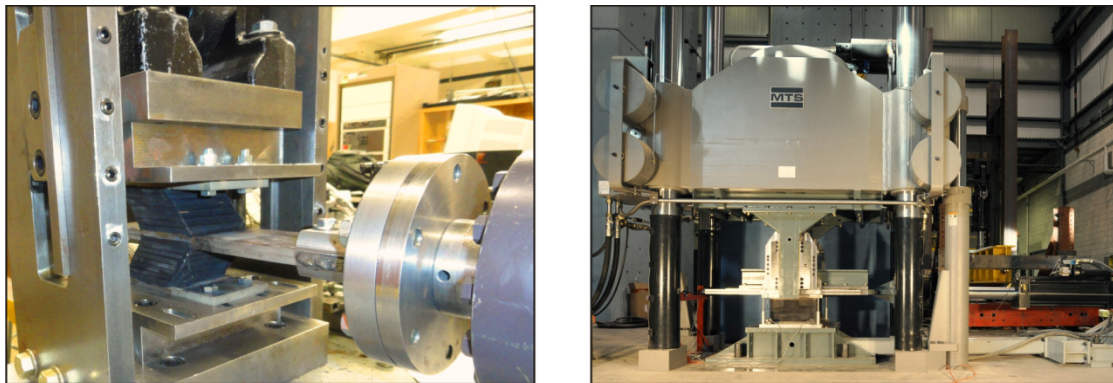
Tableau 4 : Paramètres significatifs issus des analyses de sensibilité.

Paramètres significatifs	
Géométrie	√
Résistance du béton	
Résistance de l'acier	
Rigidité effective des isolateurs	√
Rigidité initiale passive des culées	√
Rigidité initiale active des culées	√
Rigidité en rotation des fondations	
Rigidité en translation des fondations	
Variation de la masse	
Amortissement	
Écart aux culées	√
Connexion pile-fondation	√
Angle de biais	√

Réhabilitation avec les isolateurs sismiques en caoutchouc naturel

Du fait de l'importance de la variation des propriétés mécaniques des isolateurs sismiques démontrée par les analyses de sensibilité, une attention spéciale a été portée lors de la définition des paramètres du système d'isolation. Les propriétés des appareils d'isolation ont été modélisées par une loi bilinéaire selon les indications de Naeim et Kelly (1999). La modélisation tient compte d'une variation de 1,85 à 2,5s pour les deux périodes fondamentales dans les directions longitudinale et transversale, respectivement. Un déplacement moyen de 100mm a été adopté en considérant un spectre de risque médian (avec \pm un écart type) compatible avec la région de l'Est du Canada et la gamme des périodes de vibration présentées précédemment. Les propriétés mécaniques des isolateurs sismiques ont été déterminées à partir des essais expérimentaux sur des échantillons carrés fabriqués avec un caoutchouc naturel standard de 55 duro (Shore A). Différents spécimens ont été testés avec les côtés variant de 100 à 450mm et le

facteur de forme variant de 4,2 à 12,5. Deux configurations expérimentales ont été utilisées et elles sont présentées à la figure 2. Le montage expérimental pour les échantillons à taille réduite (fig. 2a) a été dimensionné pour tester deux échantillons soudés en parallèle (type sandwich) avec une longueur maximale de 100 mm à une fréquence de 0,5Hz. La capacité en force des vérins horizontal et vertical est de $\pm 100\text{kN}$, et le déplacement horizontal maximum disponible est de $\pm 100\text{mm}$. Le montage expérimental pour l'essai des échantillons de grande taille a été conçu pour tester des spécimens carrés conventionnels (un échantillon à la fois) de dimensions planes variant de 250mm à 500mm de côté. La force horizontale maximale disponible est de $\pm 500\text{kN}$ pour des déplacements horizontaux de $\pm 250\text{mm}$ à 0,1Hz pour un chargement harmonique ou de 500mm pour des essais quasi statiques unidirectionnels. La force axiale est appliquée par une presse MTS de capacité de 11400kN.



(a) Configuration d'essai - échantillons réduits (b) Configuration d'essai - échantillons de grande taille

Figure 2 : Configurations expérimentales utilisées pour les essais de caractérisation des propriétés.

De façon à tenir compte de l'incertitude concernant les propriétés mécaniques des isolateurs sismiques, les résultats expérimentaux sur le module de cisaillement et sur l'amortissement pour des charges axiales de service variant entre 5,0 et 7,5MPa et des déformations en cisaillement variant de 50 à 125% ont été utilisés pour définir des distributions statistiques de valeurs qui expriment la variabilité des propriétés observées expérimentalement. Ces résultats ont été mis sous forme d'histogrammes et une fonction de densité de probabilité (probability density function – PDF) leur a été attribuée de façon à représenter statistiquement les variations des propriétés mécaniques. Un exemple de graphique de la procédure utilisée est présenté à la figure 3 pour les valeurs du module de cisaillement et du taux d'amortissement.

Une distribution log normale a été la plus représentative des résultats expérimentaux pour les valeurs du module de cisaillement et de l'amortissement. Dans le cas du module de cisaillement, une distribution log normale avec médiane (λ) de -0,203 (0,816MPa) et écart type (ξ) de 0,141 a été adoptée. Pour les valeurs du taux d'amortissement, une distribution log normale avec médiane de 1,956 (7,075%) et écart type de 0,176 a été représentative des valeurs expérimentales. En utilisant la méthode hypercube latine d'échantillonnage, les distributions ont été échantillonnées pour l'obtention de valeurs statistiquement représentatives de la variation des propriétés observée expérimentalement. Les valeurs des échantillons du module de cisaillement ont varié de 0,65MPa à 1,03MPa, pour une distribution cumulative de probabilité entre 5% et 95%. Dans le cas de l'amortissement, les valeurs des échantillons ont varié de 5,3% à 9,5% pour une

distribution cumulative de probabilité entre 5% et 95%. La plage de variation des propriétés des échantillons obtenue statistiquement varie entre 0,65 et 1,30 de la valeur médiane pour le module de cisaillement et le taux d'amortissement. On considère donc que la plage de valeurs des échantillons tient compte des changements des propriétés du caoutchouc dues aux effets environnants, en plus de la variation des propriétés due aux effets de la variation de la déformation en cisaillement et de la charge axiale. Plus de détails sur les essais de caractérisation des propriétés des isolateurs sismiques peuvent être trouvés dans Siqueira (2013). Pour les isolateurs sismiques situés sur les culées, une plaque de retenue latérale a été considérée dans la direction transversale (fig. 1c) pour réduire la demande en déformation placée sur les murs en aile. Les propriétés des plaques de retenue latérale ont été adoptées en se basant sur les valeurs proposées par Padgett (2007), qui ont été définies en se basant sur des détails typiques de réhabilitation pour les ponts de la région centrale et du Sud-Est des États-Unis.

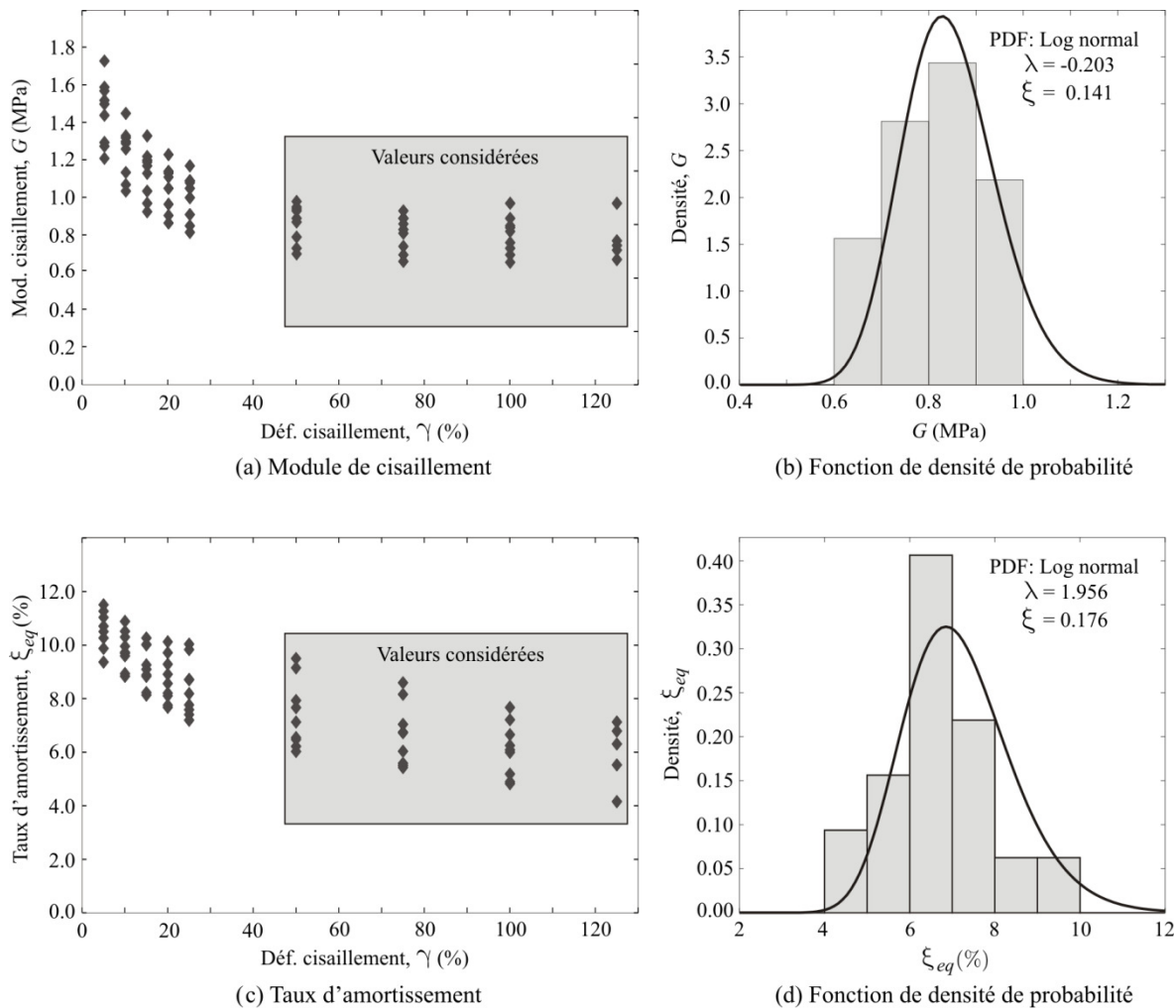


Figure 3: Représentation de la variabilité des résultats expérimentaux à partir des fonctions de densité de probabilité.

Méthodologie pour le développement des courbes de fragilité analytiques

Les courbes de fragilités analytiques développées sont basées sur des analyses temporelles non linéaires et elles visent à représenter la vulnérabilité sismique d'un portfolio général de structures réhabilitées. La fragilité est normalement définie comme la probabilité conditionnelle que la demande sismique (D) de la structure ou d'une des composantes du système atteigne ou dépasse sa capacité (C) pour un niveau donné de l'intensité du mouvement du sol (IM), dans le cas présent, l'accélération maximale au sol (PGA). Considérant que la demande sismique et la capacité structurale suivent une distribution log normale, en raison de leur nature aléatoire, la fragilité des composantes du système peut être calculée sous une forme fermée, comme présentée à l'équation 1.

$$[1] \quad \mathbf{P[LS|IM]} = \Phi \left(\frac{\ln(S_D/S_C)}{\sqrt{\beta_{(D|IM)}^2 + \beta_C^2}} \right)$$

Où Φ représente la fonction cumulative de distribution normale, S_D est la médiane de la demande, $\beta_{D|IM}$ est l'écart type de la demande, S_C est la médiane de la capacité et β_C est l'écart type de la capacité. Pour la détermination de la demande placée sur les composantes du système, huit configurations typiques des ponts continus en béton armé ont été couplées avec différents signaux des tremblements artificiels, pour un total de 120 analyses. À partir d'une analyse de régression sur la réponse obtenue pour les colonnes, les isolateurs sismiques, les murs des culées et les fondations des culées, un modèle probabiliste de demande sismique (PSDM) a été obtenu pour chacune des composantes. En se basant sur les travaux de Cornell et col. (2002), dans lesquels la valeur médiane de la demande sismique est censée suivre une loi de puissance ($S_D = a \cdot IM^b$), la relation entre la valeur maximale de la réponse des composantes et l'intensité du séisme, dans l'espace transformé logarithmique, peut être écrite comme présentée à l'équation 2.

$$[2] \quad \ln(S_D) = \ln(a) + b \cdot \ln(IM)$$

Dans cette équation les valeurs des coefficients inconnus a et b peuvent être estimées à partir d'une régression linéaire dans l'espace transformé. L'écart type logarithmique de la demande ($\beta_{D|IM}$) conditionné par la mesure d'intensité du séisme (IM) peut aussi être estimé à partir d'une analyse de régression pour chaque composante, comme présenté à l'équation 3. Dans cette équation, N représente le nombre de simulations et d_i la réponse maximale de la composante d'intérêt.

$$[3] \quad \beta_{(D|IM)} \cong \sqrt{\frac{\sum (\ln(d_i) - \ln(a \cdot IM^b))^2}{N - 2}}$$

L'estimation de la capacité des composantes est traditionnellement définie pour correspondre aux définitions qualitatives présentées par le HAZUS (2003) et qui correspondent à quatre niveaux d'endommagement : léger, modéré, sévère et complet. Des valeurs spécifiques (en termes de la médiane S_C et de l'écart type β_C) sont attribuées pour chacune des descriptions

qualitatives des niveaux de dommage et en fonction de chaque composante du pont de façon à générer un état limite (LS), ce qui correspond à un niveau de fonctionnalité prévue du pont. Les valeurs des états limites sont aussi supposées suivre une distribution log normal. Les valeurs adoptées et les considérations lors des analyses seront présentées plus tard.

En utilisant les valeurs de la demande médiane des différentes composantes du pont, une matrice de corrélation a été obtenue et elle a été utilisée pour la génération d'un modèle probabiliste de demande sismique conjointe (joint PSDM), selon la méthodologie proposée par Nielson et DesRoches (2007b). La matrice de corrélation reflète la dynamique générale du pont comme un système au complet, incluant l'influence d'une composante dans le comportement des autres composantes. La fragilité du système pour les ponts continus en béton armé a été évaluée à partir d'une simulation du type Monte-Carlo et en utilisant une approche en série pour les analyses de défaillance du système. Cette simulation est censée intégrer le modèle probabiliste de demande sismique conjointe sur tous les domaines de défaillance possibles comme il est décrit par les états limites. La probabilité que le pont comme un système au complet atteigne ou dépasse un état limite en particulier est maintenant l'union des probabilités des composantes qui dépassent le même état limite. Finalement, les paramètres des distributions log normales qui représentent la fragilité du système (la valeur médiane et l'écart type logarithmique) sont estimés à partir d'une analyse de régression, permettant l'évaluation de la probabilité conditionnelle d'atteindre différents niveaux de dommage.

Pour tenir compte de l'incertitude concernant les séismes, la série de tremblements de terre artificielle développée par Atkinson (2009) pour la région Est du Canada et pour un sol du type C du NBCC (2005) a été utilisée. Cette série est compatible avec un aléa sismique de risque uniforme (UHS) de dépassement de 2 % en 50 ans. La capacité de la procédure utilisée pour le développement des courbes de fragilité de propager les incertitudes comme la source, la propagation des ondes et les conditions du sol est conditionnée par la capacité de la série utilisée de capturer ces sources aléatoires d'incertitude. La gamme de PGA pour la série complète varie de 0.1g à 1.25g. D'un total de 180 tremblements de terre artificiels qui ont été générés, une série de 120 composantes orthogonales ont été sélectionnées et appliquées dans les directions longitudinale et transversale des modèles analytiques des ponts.

Estimation de la demande sismique et de la capacité structurelle

La demande sismique des ponts réhabilités est évaluée à partir de la génération des PSDMs pour la réponse des composantes critiques du système en considérant une loi de puissance, comme présentée dans la section précédente. La non-linéarité potentielle pour le comportement des poteaux, des semelles de fondation et des murs des culées, ainsi que des isolateurs sismiques a été considérée dans les modèles analytiques en trois dimensions. La demande placée sur chaque composante varie par rapport à celle des ponts tels que construits quand l'isolation sismique a été appliquée comme méthode de réhabilitation. Les différences peuvent être vérifiées en fonction des différentes valeurs de la médiane ($\ln(a)$) et de la pente (b) des modèles de régression. Une comparaison entre les modèles de régression pour le déplacement relatif des poteaux (*column drift*) pour les ponts tels que construits et isolés est présentée à la figure 4. Le remplacement des appareils d'appui conventionnels (traits pleins) par les isolateurs sismiques (traits discontinus) augmente la flexibilité du système, réduisant ainsi significativement le déplacement relatif des

poteaux. Les estimations complètes des valeurs des PSDMs pour les poteaux tels que construits et isolés peut-être trouvées dans Tavares *et col.* (2012) et Siqueira (2013).

Dans cette étude, les valeurs médianes des états limites qui ont été prescrites par Tavares *et col.* (2012) ont été adaptées pour les poteaux, les murs et les semelles de fondation des culées pour les modèles de pont réhabilités avec l'isolation sismique au Québec. Ces états limites sont associés à la description qualitative ou fonctionnelle de l'interprétation du niveau de dommage comme il est présenté dans le HAZUS (2003). En raison de la non-spécificité d'une configuration unique des colonnes, les valeurs de déplacement relatif ont été adoptées en se basant sur l'étude menée par Tavares *et col.* (2010), dans laquelle le niveau de dommage varie de la première plastification et perte d'enrobage jusqu'à l'effondrement de la colonne. Dans le cas des murs et les semelles de fondation des culées, le premier état limite est défini comme la première plastification, tandis que les autres états limites sont basés sur le déplacement ultime de ces composantes.

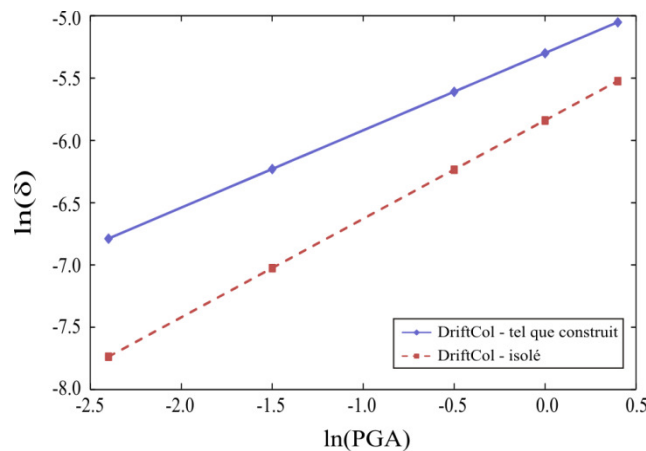
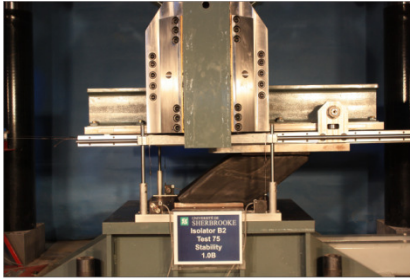


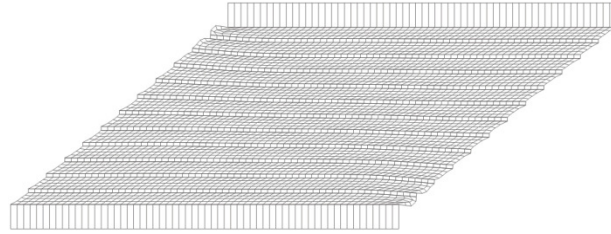
Figure 4: Comparaison des PSDMs pour le déplacement relatif des poteaux.

La dérivation des états limites pour les isolateurs sismiques est basée sur des tests de stabilité de deux échantillons élancés mesurant 300mm de côté, avec une hauteur totale de caoutchouc de 180mm et des facteurs de forme de 6,25 et 8,33, respectivement. Les essais expérimentaux ont été basés sur la méthode du déplacement latéral constant et la charge axiale critique a été déterminée à partir de l'approche par les chemins d'équilibre développé par Nagarajaiah et Ferrell (1999). Des modèles bidimensionnels par éléments finis ont été développés en utilisant le logiciel ADINA^R et les résultats de la modélisation comparés aux résultats expérimentaux des deux échantillons élancés. Le modèle Néohookeen avec raidissement et les éléments à quatre nœuds avec pression constante ont été utilisés pour la représentation des éléments en caoutchouc. Étant donné la bonne précision entre les résultats expérimentaux et la modélisation par éléments finis, trois nouveaux modèles pour des isolateurs carrés de 300mm de côté avec une hauteur totale de caoutchouc de 108mm ont été modélisés, couvrant une plage des facteurs de forme variant de 6,5 à 12,5. Les détails des tests de stabilité et de la modélisation du caoutchouc sont montrés à la figure 5. En considérant les pressions de service variant entre 5,0 et 7,5MPa, la valeur moyenne du déplacement critique qui cause l'instabilité des modèles par éléments finis est de 288mm, ce qui correspond à une déformation en cisaillement de 267 %. Étant donné que les spécimens testés n'ont présenté aucun signe d'endommagement intermédiaire avant l'instabilité

ou la déchirure en cisaillement, qui a eu lieu pour des déformations en cisaillement de l'ordre de 300% à une charge de compression de 5,0MPa, la valeur de 267 % de déformation en cisaillement est considérée comme le seul état limite de capacité des isolateurs sismiques en caoutchouc naturel au Québec. Les états limites pour toutes les composantes considérées des ponts isolés au Québec sont présentés au tableau 5, en fonction de la valeur médiane (S_C) et de l'écart type logarithmique (β_C).



(a) Configuration du test de stabilité



(b) Détail de la modélisation du caoutchouc

Figure 5 : Détail des tests de stabilité : (a) photographie d'un spécimen durant le test; (b) détail du maillage dans la position déformée de l'échantillon.

Tableau 5 : États limites de capacité pour les ponts isolés au Québec.

Component	Léger		Modéré		Sévère		Complet	
	S_C	β_C	S_C	β_C	S_C	β_C	S_C	β_C
Déplacement relatif des colonnes (%)	0.5	0.25	0.7	0.25	1.1	0.46	3.0	0.46
Déformations des murs arrière des culées (mm)	7.0	0.25	15.0	0.25	30.0	0.46	60.0	0.46
Déformations des murs en aile des culées (mm)	7.0	0.25	15.0	0.25	30.0	0.46	60.0	0.46
Semelles des culées, longitudinale (mm)	4.0	0.25	20.0	0.25	40.0	0.46	80.0	0.46
Semelles des culées, transverse (mm)	4.0	0.25	20.0	0.25	40.0	0.46	80.0	0.46
IS* longitudinale, déformation en cisaillement (%)	267.0	0.46	267.0	0.46	267.0	0.46	267.0	0.46
IS* transversale, déformation en cisaillement (%)	267.0	0.46	267.0	0.46	267.0	0.46	267.0	0.46

* IS = isolateur sismique

Résultats des analyses de fragilité

En utilisant la méthodologie présentée précédemment, les courbes de fragilité ont été développées pour les différentes composantes du pont, et avec l'adoption d'une approche d'un système en série, la fragilité du pont comme un système au complet a été évaluée. La comparaison de la fragilité des composantes ainsi que du système au complet pour les ponts tels que construits et isolés est présentée à la figure 6. Due à leur faible probabilité d'occurrence, la fragilité des composantes avec des valeurs de probabilité cumulative plus petite que 5 % pour une valeur de PGA égale à 1,0 g n'est pas présentée. Comme on peut le constater, l'utilisation des isolateurs sismiques est effective pour la réduction de la fragilité de presque toutes les composantes évaluées. Conformément aux résultats de Tavares *et col.* (2012), les semelles de fondation des culées ne présentent pas une vulnérabilité significative. Dans le cas des poteaux, une réduction significative a été observée pour les états limites léger et modéré de dommage. La composante qui contrôle et qui contribue le plus pour la fragilité du système varie pour les ponts tels que construits dépendamment de l'état de dommage d'intérêt. Pour l'état léger de dommage, les appuis conventionnels en élastomère sont les plus fragiles, suivis par les poteaux. Dans le cas

des dommages modérés, les murs des culées et les poteaux ont affiché des niveaux très similaires de fragilité dans la gamme des valeurs de PGA considérée. Les murs des culées se sont illustrés comme les composants les plus fragiles pour les états de dommage restants des ponts tels que construits. Cela pourrait entraîner des restrictions à la circulation ou même la fermeture du pont dans certains cas. Dans le cas des ponts isolés, les murs en aile des culées contrôlent la fragilité du système pour tous les niveaux de dommages. Ceci peut apporter des avantages au niveau de la performance du pont après un séisme. Par exemple, si on considère le niveau de performance après un tremblement de terre décrit par les états limites, le système reste fonctionnel et la fermeture du pont ne surviendra pas à cause de l'intégrité des poteaux et des fondations.

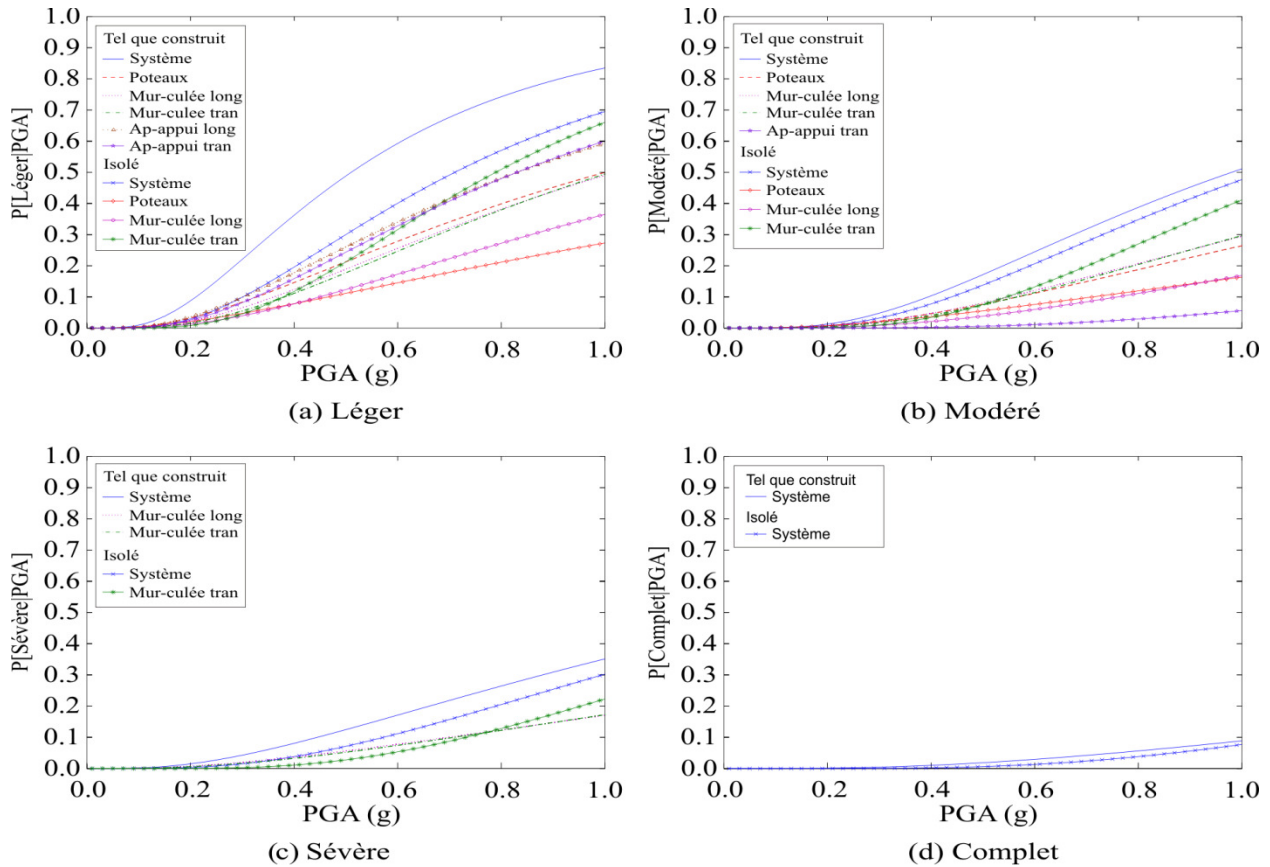


Figure 6 : Comparaison de la fragilité des composantes et du système pour les ponts continus en béton armé tels que construits et isolés au Québec.

La fragilité du système du pont au complet a été réduite significativement pour le niveau de dommage léger, et des réductions plus petites ont été observées pour les niveaux de dommage modéré et sévère. Cette réduction plus petite peut être expliquée par le fait que les murs en aile des culées gouvernent la fragilité des ponts isolés. Due à la masse de la superstructure pour ce type de pont, des forces d'inertie importantes sont transférées au niveau de ces minces structures, et malgré l'utilisation des plaques de retenue latérales pour réduire la demande, des dommages significatifs sont attendus durant un événement extrême. La probabilité de dommage complet est de moins de 10% pour ce genre de pont, et ainsi une faible probabilité d'effondrement des ponts de cette classe est attendue.

Conclusions

Cette étude présente le développement des courbes de fragilité analytiques pour les configurations typiques des ponts continus en béton armé au Québec réhabilités avec l'utilisation des isolateurs sismiques en caoutchouc naturel. La méthodologie pour l'évaluation de la fragilité des ponts isolés comprend l'utilisation des modèles analytiques en trois dimensions soumis à une série bidirectionnelle des tremblements de terre artificiels développés pour la région Est du Canada. La contribution de plusieurs composantes vulnérables a été incorporée lors de l'estimation de la fragilité du système pont. Une analyse de sensibilité a été conduite sur les composantes le plus vulnérables de façon à vérifier l'impact de la variation des propriétés des éléments utilisés pour la génération des modèles analytiques. Cette analyse a démontré que la variation de la rigidité effective des isolateurs sismiques, les rigidités initiales passive et active des culées et les écarts aux culées sont les paramètres les plus significatifs, en plus de la variation de la géométrie représentée par les effets de bloc. La variation des propriétés de ces éléments doit être considérée avec prudence lors des analyses de vulnérabilité sismique. Des résultats expérimentaux sur des isolateurs sismiques carrés de différents facteurs de forme et dimensions ont été utilisés de façon à tenir compte de l'incertitude sur les propriétés mécaniques des isolateurs sismiques. De plus, des résultats expérimentaux et une modélisation par éléments finis, pour la détermination de la charge axiale critique des isolateurs sismiques carrés, ont été utilisés pour l'établissement des états limites de capacité du système d'isolation en termes de la déformation en cisaillement. La fragilité des différentes composantes permet une meilleure compréhension de l'impact de l'isolation sismique sur la demande placée sur ces composantes. Généralement, l'utilisation des isolateurs sismiques réduit de façon significative la demande placée sur des composantes clés du système, comme les poteaux des ponts isolés. Au niveau du système, l'utilisation des isolateurs sismiques a réduit de façon significative la fragilité du pont au complet pour le niveau léger de dommage. Des réductions plus modestes ont été observées pour des niveaux de dommage plus important. La différence principale entre la fragilité des systèmes tels que construits et isolés est que, dans le cas des ponts tels que construits, différentes composantes gouvernent la fragilité du système dépendamment de l'état limite d'intérêt. Dans le cas des modèles isolés, la fragilité du système est gouvernée par les murs en aile des culées dans tous les niveaux de dommage évalués. La protection des composantes clés du système, comme les poteaux et les fondations, entraîne un plus court délai pour restaurer la fonctionnalité du pont et une probabilité plus faible de restriction de la circulation ou de la fermeture du pont après un événement extrême.

Remerciements

Les auteurs désirent remercier le soutien financier accordé par le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) au réseau canadien des recherches sismiques (CSRN) dans le cadre du programme des réseaux de recherche stratégique, le Fonds québécois pour la recherche sur la nature et les technologies (FQRNT) pour le support financier au Centre d'études interuniversitaire des structures sous charges extrêmes (CEISCE), et Transports Québec (TQ) pour le support accordé à la présente recherche. Par ailleurs, les auteurs remercient aussi le support informatique fourni par le Réseau québécois de calcul de haute performance — RQCHP.

Références

- Agrawal, A.K., Ghosn, M., Alampalli, S. et Pan, Y. 2012. *Seismic fragility of retrofitted multi-span continuous steel bridges in New York*. Journal of Bridge Engineering, vol. 17(4), pp. 562–575.
- Atkinson, G.M. 2009. *Earthquake time histories compatible with the 2005 national building code of Canada uniform hazard spectrum*. Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 36(6), pp. 991–1000.
- Basöz, N. et Kiremidjian, A.S. 1998. *Evaluation of bridge damage data from the loma prieta and northridge, california earthquakes*. MCEER-98-004, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, NY, USA.
- CAN/CSA-S6-06. 2006. *Canadian Highway Bridge Design Code*. Canadian Standards Association.
- Clough, R.W. et Penzien, J. 1975. *Dynamics of structures*. McGraw-Hill.
- Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O. et Foutch, D.A. 2002. *Probabilistic basis for 2000 sac federal emergency management agency steel moment frame guidelines*. Journal of Structural Engineering, vol. 128(4), pp. 526–533, 2002.
- Cusson, D. et Paultre, P. 1995. *Stress-strain model for confined high-strength concrete*. Journal of Structural Engineering, vol. 121(3), pp. 468–477.
- FEMA. 2003. *Multi-hazard loss estimation methodology: earthquake model - HAZUS-MH MR3 technical manual*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA.
- ISQ. 2009. *Le québec chiffres en main*. Institut de la statistique du Québec, Québec, QC.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. et Fenves, G.L. 2009. *Open system for earthquake engineering simulation user command-language manual, opensees version 2.0*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, USA. (available online: <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/>).
- Montgomery, D.C. 2005. *Design and Analysis of Experiments*. John Wiley & Sons, Inc.
- Naeim, F. et Kelly, J.M. 1999. *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*. John Wiley & Sons, Inc., 1999.
- Nagarajaiah, S. et Ferrell, K. 1999. *Stability of elastomeric seismic isolation bearings*. Journal of Structural Engineering, vol. 125(9), pp. 946–954.
- NBCC. 2005. *National Building Code of Canada*. National Research Council of Canada.
- Neuenhofer, A. et Filippou, F.C. 1998. *Geometrically nonlinear flexibility-based frame finite element*. Journal of Structural Engineering, vol. 124(6), pp. 704–711, 1998.
- Nielson, B.G. et DesRoches, R. 2007a. *Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and southeastern United States*. Earthquake Spectra, vol. 23(3), pp. 615–633.
- Nielson, B.G. et DesRoches, R. 2007b. *Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 36(6), pp. 823–839.

- Padgett, J.E. 2007. *Seismic vulnerability assessment of retrofitted bridges using probabilistic methods*. PhD thesis. Department of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA, USA.
- Padgett, J.E. et DesRoches, R. 2009. *Retrofitted bridge fragility analysis for typical classes of multi-span bridges*. *Earthquake Spectra*, vol. 25(1), pp. 117–141.
- Pan, Y., Agrawal, A.K. et Ghosn, M. 2007. *Seismic fragility of continuous steel highway bridges in New York State*. *Journal of Bridge Engineering*, vol. 12(6), pp. 689–699.
- Roy, N. Paultre, P. et Proulx, J. 2010. *Performance-based seismic retrofit of a bridge bent: Design and experimental validation*. *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 37(3), pp. 367–379.
- State-Ease, Inc. 2000. *Design-Expert 6.0.1*.
- Shinozuka, M., Feng, M.Q., Lee, J. et Naganuma, T. 2000. *Statistical analysis of fragility curves*. *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 126(12), pp. 1224–1231.
- Siqueira, G.H. 2013. *Évaluation du risque sismique des ponts routiers au Québec réhabilités avec l'utilisation d'isolateurs en caoutchouc naturel*. PhD thesis. Faculté de Génie, Département de Génie Civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, QC.
- Suescun, J.R. 2010. *Fragility curves for quebec's multi-span continuous concrete girder bridges considering the soil profiles specified in the CAN/CSA-S6-06 code*. Master's thesis. Faculté de Génie, Département de Génie Civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, QC.
- Tavares, D.H., Cardona, L. et Paultre, P. 2010. *Bridge reinforced concrete column limit state definition*. In *Anais do 52o Congresso Brasileiro do Concreto, CBC2010*, Fortaleza, CE, Brazil.
- Tavares, D.H., Padgett, J.E. et Paultre, P. 2012. *Fragility curves of typical as-built highway bridges in eastern Canada*. *Engineering Structures*, vol. 40, pp. 107–118, 2012.
- TQ. 1995. *Manuel d'inspection des structures: Évaluation des dommages*. Ministre des Transports du Québec, Bibliothèque Nationale du Québec, Gouvernement du Québec, Québec, QC.
- Wilson, J.C. 1988. *Stiffness of non-skew monolithic bridge abutments for seismic analysis*. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 16, pp. 867–883.
- Wu, C. F. J. et Hamada, M. 2000. *Experiments: Planning, Analysis, and Parameter Design Optimization*. John Wiley & Sons, Inc.