

Estimation de la fiabilité sismique des ponts isolés à la base
au Canada en incluant l'effet des basses températures selon
une approche probabiliste

par

Mohamad NASSAR

THÈSE PAR ARTICLES PRÉSENTÉE À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE
SUPÉRIEURE COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION
DU DOCTORAT EN GÉNIE
Ph. D.

MONTREAL, LE 14 FÉVRIER 2022

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC



Mohamad Nassar, 2021



Cette licence [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/) signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

PRÉSENTATION DU JURY

CETTE THÈSE A ÉTÉ ÉVALUÉE

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Lotfi Guizani, directeur de thèse
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Mme Marie- José Nollet, codirectrice de thèse
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Mohammad Jahazi, président du jury
Département de génie mécanique à l'École de technologie supérieure

M. Amar Khaled, membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Mme Nathalie Roy, examinateur externe
Département de génie civil et de génie du bâtiment de l'Université de Sherbrooke

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 06 DÉCEMBRE 2021

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Il aura fallu six années de travail pour compléter cette thèse. J'y ai consacré énormément de temps et d'efforts, parfois au détriment des gens qui m'entourent. L'enseignement, les activités de rayonnement de la recherche et le soutien aux autres collègues et étudiants ont été d'autres sources d'épanouissement professionnel durant cette période.

Des remerciements particuliers s'imposent pour mon directeur de thèse, Monsieur Lotfi Guizani. Depuis notre premier appel téléphonique France-Québec en 2015 je reconnais, jour après jour, la confiance que tu m'as accordée. Un cours, plus de cinq articles, une dizaine de conférences et présentations diverses, d'innombrables rencontres de suivi, des conseils et des réflexions philosophiques à la tonne et, maintenant, une thèse pour couronner le tout. M. Lotfi, si le moteur de recherche de « Google LLC » ne m'a pas affiché ton adresse courriel et ta proposition de thèse en 2015, je travaillerais à tester un liant de ciment au chocolat noir et je n'aurais probablement pas été si heureux. Merci de m'avoir permis d'enseigner pendant ce temps.

Merci également à Madame Marie-José Nollet d'avoir accepté de codiriger mes travaux, pour sa contribution à ma formation scientifique et ses suggestions d'amélioration de la qualité de ma recherche. Merci également à Monsieur Antoine Tahan du département de génie de mécanique de l'ETS pour ses conseils, son approche pédagogique unique et sa générosité scientifique altruiste. J'aimerais remercier Monsieur Mohammad Jahazi d'avoir accepté de présider le jury d'évaluation et Nathalie Roy pour agir à titre d'examinatrice externe.

Merci aussi à tous mes collègues et amis du Liban, de la France et du Canada. Un profond merci à tous les organismes subventionnaires de mon projet de recherche.

Je remercie mes parents, Hoda et Yasser, pour leur support et leur compréhension. Je remercie mes sœurs Mirna, Nour, Sarah et Elissar pour leur support.

Estimation de la fiabilité sismique des ponts isolés à la base au Canada en incluant l'effet des basses températures selon une approche probabiliste

Mohamad NASSAR

RÉSUMÉ

Les ponts sont des structures à la fois d'une grande importance socio-économique et vulnérables aux séismes. L'isolation sismique à la base constitue un moyen efficace, le cas échéant, pour protéger ces ouvrages des fortes secousses sismiques. Les propriétés hystérétiques des systèmes d'isolation jouent alors un rôle primordial sur la performance sismique de telles structures. Toutefois, ces propriétés varient sous l'effet de plusieurs facteurs, notamment la température. Les codes en vigueur traitent la variation de ces propriétés au moyen d'une approche d'analyse aux bornes limites. Les effets des facteurs telle que la température sont ainsi combinés à ceux du séisme, et ce sans égard à leur probabilité d'occurrence simultanée. Cette approche n'est pas cohérente avec l'approche fiabiliste utilisée pour les combinaisons de charges, basée sur un indice de fiabilité cible, excluant les charges sismiques. Pour le code canadien CAN/CSA-S6:19, un indice de fiabilité cible annuel de 3,75 est adopté pour la plupart des structures de pont et pendant leur durée de vie. L'approche d'analyse aux bornes limites ne permet pas de définir un indice de fiabilité cible et conduirait à la mésestimation de la variation des caractéristiques hystérétiques et conséquemment à une conception non optimale du pont et du système d'isolation sismique.

L'objectif principal de la recherche faisant l'objet de cette thèse est d'estimer la fiabilité sismique des ponts isolés à la base au Canada, au moyen d'une approche probabiliste, en tenant compte notamment de la variabilité des propriétés hystérétiques des systèmes d'isolation sismique à base d'élastomère à noyau de plomb avec la température, l'aléa sismique et en incluant l'effet d'autres variables aléatoires (VAs).

D'abord, une méthodologie probabiliste qui se base sur la méthode-Monte-Carlo pour l'estimation de la fiabilité des ponts isolés à la base est détaillée et appliquée à un pont typique en béton armé à deux travées simples avec systèmes d'isolation sismique (SIS). Deux états limites sont considérés: (1) la rupture par flexion de la pile du pont et (2) le dépassement de la capacité de déplacement de l'isolateur sismique. Les principales VAs considérées sont: l'aléa sismique, la température, les dimensions à la base de la pile et les propriétés mécaniques des matériaux. Un modèle, sous forme d'une fonction continue, de l'aléa sismique en fonction de la période de la structure, incluant les incertitudes épistémiques est développé.

De plus, une méthode de transformation de la température ambiante en température effective du système d'isolation sismique, au moyen de la transformée de Laplace est élaborée. Les distributions probabilistes de ces VAs sont modélisées en se basant sur une revue de la littérature et sur les données disponibles. Les résultats préliminaires révèlent que, pour le pont étudié, la fiabilité globale du pont est égale à la fiabilité de l'état limite (2). De plus, les résultats révèlent que, pour le pont étudié, la fiabilité sismique de l'état limite (2) dépend davantage de l'aléa sismique du site étudié que de l'effet de la basse température du même site.

VIII

Ensuite, une étude de la fiabilité sismique d'un pont isolé à la base à deux travées simples et typique conçu pour sept localités au Québec est présentée. Le critère de performance sismique évalué est : aucun dommage. Deux états limites sont considérés : la flexion à la base de la pile et le déplacement dans le SIS. Les principales VAs du problème sont : L'aléa sismique, température, dimensions de la base de la pile et propriétés mécaniques des matériaux. L'effet de deux distributions probabilistes de l'incertitude sur l'aléa sismique sont étudiés : 1) Distribution normale de l'incertitude épistémique ; 2) distribution log-normale de l'incertitude totale. En utilisant le modèle d'aléa sismique 1, les résultats préliminaires révèlent que malgré les grandes variabilités de température et d'aléa sismique entre les sept sites du Québec, les indices de fiabilité du pont sont uniformes et varient autour de $\beta = 3,45 \pm 0,02$ (pour la flexion, $\beta_M = 3,59 \pm 0,07$ et pour le déplacement du système d'isolation sismique $\beta_D = 3,48 \pm 0,04$).

Enfin, une étude est menée pour l'estimation de la variation de la fiabilité sismique d'un pont typique en béton armé à deux travées, isolé à la base et situé sur un sol de classe C à Montréal. Les incertitudes épistémiques (IEs), modélisées sous forme de VAs, associées à la modélisation et à la méthode d'analyse sismique spectrale uni-modale, au réchauffement du noyau de plomb du système d'isolation sismique et aux relations température versus les propriétés du SIS sont identifiées et leurs distributions statistiques, avec leurs fourchettes de variation, sont estimées. Les effets de la variation des paramètres de distribution probabiliste associés à ces IEs sur la fiabilité du pont sont présentés. La température, l'aléa sismique horizontal bidirectionnel et les principaux paramètres affectant la résistance des composants du pont sont également modélisés comme des VAs. Les mêmes états limites et la même méthode probabiliste utilisés dans les cas d'étude précédents sont reconduits.

Les résultats préliminaires montrent qu'en incluant les effets de ces IEs, l'indice de fiabilité global estimé varie entre 3,36 et 3,62, par rapport à un indice de fiabilité global estimé à 3,49 obtenu sans inclure ces IEs. En incluant l'incertitude épistémique associée à la méthode d'analyse de la réponse sismique du pont, l'indice de fiabilité de l'état limite de comportement en flexion à la base de la pile varie entre 3,52 et 3,76 (versus 3,56 obtenu sans inclure les IEs ci-dessus).

Également, en incluant l'incertitude épistémique associée à l'effet du réchauffement du noyau de plomb, l'indice de fiabilité de l'état limite de déplacement du SIS varie entre 3,31, pour un effet extrême, et 3,49 pour un effet plus représentatif (contre 3,51 obtenu sans inclure les IEs ci-dessus).

Finalement, la méthodologie proposée pourra être utilisée pour l'estimation de la fiabilité des ponts existants surtout dans le contexte de réhabilitation des structures des ponts avec système d'isolation sismique. De plus, l'estimation de la fiabilité des ponts isolés à la base au moyen d'une méthodologie fiabiliste permettra également aux autorités législatives, responsables de la rédaction des codes et normes, les bases de révision de la normalisation actuelle. Notons que des modèles de variation reliant l'âge et le vieillissement, et autres paramètres influents, aux caractéristiques du modèle structural et/ou chargement sont requis.

Également, un effort d'optimisation et d'amélioration est nécessaire afin d'envisager l'application efficace de la méthodologie sur des ponts complexes.

Mots-clés: séisme, pont, isolation sismique à la base, propriétés hystérétiques, approche probabiliste, état limite, basse température.

Estimation of seismic reliability of base-isolated bridges in Canada, including the effect of low temperature using a probabilistic approach

Mohamad NASSAR

ABSTRACT

Bridges are structures of both great socio-economic importance and vulnerable to earthquakes. Seismic base isolation is usually an effective way to protect bridges from major earthquakes. The hysteretic properties of isolation systems govern the seismic performance of bridges. However, these properties vary under the effect of several factors, including temperature. Current codes take into account the variation of these properties by means of a bounding analysis approach. The effects of factors, such as temperature, are thus combined with those of the earthquake, regardless of their probability of simultaneous occurrence. This is not consistent with the reliability approach used for other load combinations, based on a target reliability index, excluding earthquake. For the Canadian code CAN/CSA-S6: 19, an annual target reliability index of 3.75 is adopted for most bridge structures and during its lifetime. The bounding analysis method does not allow a target reliability index to be defined and would lead to an underestimation of the variation in hysteretic characteristics and consequently to a non-optimal design of the bridge and of the seismic isolation system.

The main objective of this thesis is to estimate the seismic reliability of base-isolated bridges in Canada, by means of a probabilistic approach, taking into account, in particular, the variability of the hysteretic properties of lead rubber bearing isolation system with temperature, seismic hazard and including the effect of other random variables (RVs).

First, a probabilistic methodology based on the Monte-Carlo method for estimating the reliability of base-isolated bridges is detailed and applied to a typical reinforced concrete bridge with two spans with seismic isolation system (SIS). Two limit states are considered: (1) failure by bending of the bridge pier and (2) failure by exceeding the displacement capacity of the seismic isolator. The main considered RVs are: the seismic hazard, the temperature, the dimensions of the pile and the mechanical properties of the materials. A continuous function, of the seismic hazard as function of the period of the structure, including epistemic uncertainty is developed. In addition, a method of transforming the ambient temperature into the effective temperature of the seismic isolation system, by means of the Laplace transform is developed. The probabilistic distributions of these RVs are modeled based on a review of the literature and on the available data. The preliminary results reveal that the overall reliability of the bridge is equal to the reliability of the limit state (2). In addition, the results reveal that the seismic reliability of the limit state (2) depends more on the seismic hazard of the studied site than on the effect of the low temperature at the same site.

Second, a study that aims to estimate the seismic reliability, associated to no damage state, of a simple typical two span lifeline base-isolated bridge designed for seven localities in Quebec is presented. Two limit states are considered for possible damage: the flexure at pier-base and the displacement within the SIS. The main problem random variables (RVs) considered are:

seismic hazard, temperature, pier base dimensions and material mechanical properties. The probabilistic distributions of these RVs are modelled according to available literature and data. Two models of the uncertainties on seismic hazard are considered: 1) normal distribution of the epistemic uncertainty; 2) lognormal distribution of the total uncertainty. Using seismic hazard model 1, preliminary results reveal that in spite of the large temperature and seismic hazard variabilities between the seven sites in Quebec, the global reliability indices are almost uniform, around $\beta = 3.45 \pm 0.02$ (for flexure, $\beta_M = 3.59 \pm 0.07$ and for SIS displacement, $\beta_D = 3.48 \pm 0.04$).

Third, a study is being carried out to estimate the variation in the seismic reliability of a typical two-span reinforced concrete bridge, with seismic isolation system, located on a seismic Site Class C in Montreal. Epistemic uncertainties (EUs), considered as RVs, associated with the modeling and the modal spectral seismic analysis method, with the heating of the lead core of the seismic isolation system and with the temperature versus the properties of the SIS are identified and their statistical distributions parameters, with their margins of variation, are estimated. The effects of the variation of the probabilistic distribution parameters associated with these EUs on the reliability of the bridge are also presented. The temperature, the bidirectional horizontal seismic hazard and the main parameters affecting the resistance of the components of the bridge are also modeled as RVs. The same limit states and the same probabilistic method used in the previous study cases are adopted. Results show that including the effects of these EUs, the estimated overall reliability index varies between 3.36 and 3.62, compared to an estimated overall reliability index of 3.49 obtained without including these EUs. By including the epistemic uncertainty associated with the method of analysis of the seismic response of the bridge, the reliability index of the limit state of bending behavior at the pier-base varies between 3.52 and 3.76 (versus 3.56 obtained without including the above EUs). Also, including the epistemic uncertainty associated with the lead core heating effect, the SIS displacement limit state reliability index varies between 3.31, for an extreme effect, and 3.49 for a more representative effect (against 3.51 obtained without including the EUs above).

Finally, the proposed methodology can be used to estimate the reliability of existing bridges, especially in the context of rehabilitation of bridge structures with seismic isolation systems. In addition, estimating the reliability of base isolated bridges using a reliability-based methodology will also provide legislative authorities, responsible for establishing codes and standards, the basis for revising the current standardization. Note that variation models linking aging and other influencing parameters to characteristics of the structural model and /or loading are required. Moreover, an effort of optimisation and improvement is necessary in order to consider the effective application of the methodology on complex bridges.

Keywords: bridge, earthquake, seismic isolation system, hysteretic properties, reliability-based approach, limit state design, low-temperature.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
0.1 Le concept de l'isolation sismique.....	3
0.2 Les caractéristiques d'un système d'isolation sismique	4
0.3 Problématique	8
0.4 Objectifs de la recherche.....	10
0.5 Méthodologie sommaire et organisation de la thèse.....	11
0.6 Originalité des travaux proposés.....	16
CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	19
1.1 Importance des propriétés hystérétiques des systèmes d'isolation sismique.....	19
1.2 Propriétés des élastomères	20
1.2.1 Effet de la température sur les propriétés mécaniques de l'élastomère	20
1.2.2 Effet du vieillissement sur les propriétés mécaniques de l'élastomère.....	22
1.2.3 Effet du phénomène de la stabilité sur les propriétés mécaniques de l'élastomère.....	22
1.3 Effets thermomécaniques sur les propriétés du plomb	23
1.4 Propriétés mécaniques de l'acier	26
1.5 Effets thermomécaniques des systèmes d'isolation sismique en élastomère à noyau de plomb	27
1.6 Concept des facteurs de modification	32
1.7 Traitement de l'effet des basses températures sur les propriétés hystérétiques des systèmes d'isolation sismique par la norme CAN/CSA-S6.....	35
1.8 La fiabilité des structures selon une approche probabiliste	37
1.8.1 Contexte	37
1.8.2 Définition du problème de la fiabilité des structures	37
1.8.3 Sources et catégories d'incertitudes.....	38
1.9 Formulation du problème de la fiabilité des structures.....	40
1.10 La probabilité de défaillance.....	41
1.11 Méthodes d'estimation de la probabilité de défaillance	42
1.11.1 La méthode Monte-Carlo.....	42
1.11.2 Limitations de la méthode Monte-Carlo	45
1.11.3 La méthode de simulation stratifiée.....	46
1.11.4 La méthode d'échantillonnage préférentiel	46
1.12 Indice de fiabilité	48
1.12.1 Indice de fiabilité : Cornell, MCFOSM	48
1.12.2 Indice de fiabilité FOSM βFOSM	50
1.12.3 Indices de fiabilité FORM βFORM et SORM βSORM	52
1.13 Transformation d'un espace physique en un espace NCR.....	55
1.14 Incertitudes épistémiques et aléatoires sur l'aléa sismique.....	56

CHAPITRE 2 PRÉSENTATION D'UN CADRE MÉTHODOLOGIQUE.....	63
2.1 Modélisation des systèmes d'isolation sismique en élastomère à noyau de plomb.....	64
2.2 Modélisation du pont isolé et méthode d'analyse sismique.....	66
2.3 Étapes de calcul de la réponse sismique du pont avec système d'isolation sismique..	67
2.4 Les variables aléatoires de base	73
2.5 Les variables aléatoires considérées	74
2.5.1 Incertitude épistémique sur les valeurs des accélérations spectrales (séisme)	74
2.5.2 Température	75
2.5.3 Modèle probabiliste de la résistance en flexion à la base de la pile du pont	76
2.6 Variables aléatoires et états limite exclus de l'analyse	81
2.7 Calcul de la fiabilité du système	81
CHAPITRE 3 POSITIONNEMENT DE L'ARTICLE 1 PAR RAPPORT À L'ÉTUDE.....	83
CHAPITRE 4 A PROBABILITY-BASED RELIABILITY ASSESSMENT APPROACH OF SEISMIC BASE-ISOLATED BRIDGES IN COLD REGIONS	87
4.1 Abstract	87
4.2 Introduction.....	89
4.3 Property Modification Factors and bounding Analysis	93
4.4 Application of the Proposed method.....	100
4.4.1 Description of the Studied Structure and its Design Concept.....	100
4.4.2 Step 1: Seismic Performance Criteria	105
4.4.3 Step 2: Definition of RVs and their Probabilistic Distributions	106
4.4.4 Step 3: Structural Model of the Base-Isolated Bridge and Relations to RVs	117
4.4.5 Structural Model	117
4.4.6 Relation Between Temperature and Structural Model Properties	118
4.4.7 Steps 4 to 6: Generation of Realisations and Computation of the Probability of Failure	120
4.5 Results and discussion	120
4.6 Conclusion	127
Acknowledgments.....	129
CHAPITRE 5 POSITIONNEMENT DE L'ARTICLE 2 PAR RAPPORT À L'ÉTUDE.....	131
CHAPITRE 6 SEISMIC RELIABILITY ASSESSMENT OF BASE-ISOLATED BRIDGES IN QUEBEC	133
6.1 Abstract	133
6.2 Introduction.....	134
6.3 Limit states in Seismic Performance-Based and Probability-based Design Approaches	136
6.4 The Adopted Reliability Assessment Methodology	138
6.5 Evaluation of the Reliability of Base-Isolated Bridge	139
6.5.1 Base-Isolated Bridge Case Study Design	139

6.5.2	Seismic Performance Criteria and Associated Limit State Function.....	142
6.5.3	Bridge Capacity Evaluation	143
6.5.4	Problem RVs and their Probabilistic Distributions.....	147
6.5.4.1	Flexural Resistance Model, Including Geometric and Material Properties Variabilities	147
6.5.4.2	Probabilistic temperature Model.....	149
6.5.4.3	Probabilistic Seismic Hazard	150
6.5.5	Structural Model and Relations with RVs	151
6.5.5.1	Structural Model	151
6.5.5.2	Relations Between Temperature and Structural Model Properties	152
6.5.6	Generation of Realisations and Computation of Probability of Failure .	154
6.6	Results and Discussion for Elastic Design.....	157
6.6.1	Seismic Reliability of the Studied Case.....	158
6.6.2	Effect of Temperature Distribution and Uncertainties on Bridge Seismic Reliability	160
6.6.3	Effect of the Earthquake RP on the Seismic Reliability of the Bridge...	162
6.6.4	Effect of the Earthquake Seismic Hazard Uncertainty Probabilistic Model on the Seismic Reliability.....	165
6.7	Results and Discussion for Inelastic Design.....	168
6.8	Conclusion	169
CHAPITRE 7 POSITIONNEMENT DE L'ARTICLE 3 PAR RAPPORT À L'ÉTUDE.....		173
CHAPITRE 8 EFFECTS OF TEMPERATURE, ANALYSIS AND MODELLING UNCERTAINTIES ON THE RELIABILITY OF BASE-ISOLATED BRIDGES IN EASTERN CANADA		175
8.1	Abstract	175
8.2	Introduction.....	177
8.3	Case Study : Base-Isolated Bridge.....	183
8.4	Application of a Reliability-Based Methodology	185
8.4.1	Seismic Performance Criteria and Considered Limit State Functions....	186
8.4.2	Random Variables and Their Statistical Distributions.....	187
8.4.2.1	Probabilistic Model of the Bridge Site Seismic Hazard	187
8.4.2.2	Pier Section Properties and Flexural Resistance Model	189
8.4.2.3	Seismic Isolation System Internal Temperature Probabilistic Model	190
8.4.2.4	Structural Model Properties and SIS Properties Variation Models.....	191
8.4.2.5	SIS Properties and Relationships with Temperature	192
8.4.3	Estimation of Probability of Failure Reliability Index	195
8.5	Results and Discussions.....	197
8.5.1	Estimation of the Model Epistemic Uncertainty and its Effect on Bridge Reliability F and Di	197
8.5.2	Influence of Lead Core Heating on the Bridge Response.....	201

8.5.3	Influence of the Rubber Material Type of SIS on the Reliability of the Bridge.....	203
8.6	Conclusion	205
CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....		207
ANNEXE I Code Matlab pour le calcul de la fiabilité		211
LISTE DES RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES		218

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 2.1 Paramètres des variables aléatoires des propriétés des matériaux et géométriques selon plusieurs études	79
Tableau 2.2 Propriétés probabilistes des paramètres de modèle de résistance	80
Table 4.1 Dimensions of the LRB isolation system.....	101
Table 4.2 The SDOF vs 2DOF models estimations.....	104
Table 4.3 Flexure resistance for three models of the base isolated bridge	105
Table 4.4 Statistical parameters of material properties and dimensions.....	107
Table 4.5 Statistical parameters of flexural bending resistance.....	108
Table 4.6 Statistical parameters of the design bending resistances	109
Table 4.7 Probability of failure and reliability index for the six model designs.....	122
Table 4.8 The effect of the reserve in terms of displacement capacity on reliability index ($N = 10^7$)	126
Table 4.9 Effect of temperature and seismic hazard on the failure occurrence ($N = 10^7$)	127
Table 6.1 Minimal performance and salient deformations thresholds specified for concrete, steel and seismic isolation bearings by the CSA-S6:19 for base isolated reinforced concrete lifeline bridges	137
Table 6.2 Nominal properties of the base isolation system for each site.....	141
Table 6.3 Statistical parameters of material properties and dimensions.....	148
Table 6.4 Statistical parameters of flexural bending resistance.....	149
Table 6.5 Reliability indices for the different studied sites for the two limit states.....	158
Table 6.6 Hourly temperature percentages for temperature profiles of the seven sites	161
Table 6.7 Mean and standard deviation of the generated RP values of the seismic hazard for displacement and flexural failure cases	163

Table 6.8	Reliability indices and probabilities of failure for normal and lognormal distribution models	166
Table 8.1	Statistical parameters of the RVs of the present study	190
Table 8.2	Statistical parameters of the RVs of the present study	202
Table 8.3	Reliability indices using two different.....	203

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Comportement de l'élastomère sous basse température en fonction du temps21
Figure 1.2	Les contraintes en fonction de la déformation du plomb sous différentes températures (vitesse de déformation : 0,25/s)24
Figure 1.3	Les variations de la résistance en traction ultime du plomb en fonction de la température pour plusieurs fréquences de chargement25
Figure 1.4	Relation entre la résistance à la traction du plomb et la température selon les essais de Kalpakidis à un taux de déformation de 0,0075/s.....26
Figure 1.5	Distribution de l'augmentation de la température interne dans un isolateur sismique à noyau de plomb sous l'effet du réchauffement interne28
Figure 1.6	Réponse d'un LRB d'un pont isolé sous un séisme.....32
Figure 1.7	Influence du changement thermique.....36
Figure 1.8	Les bornes limites des propriétés du système d'isolation sismique.....36
Figure 1.9	Domaines de sûreté et de défaillance.....42
Figure 1.10	Illustration de la recherche de l'indice de fiabilité β_{FOSM}52
Figure 1.11	Illustration de la recherche de l'indice de fiabilité β_{FORM}54
Figure 1.12	Les valeurs moyennes (en carrés noirs), et moyenne ± 1 écart type (lignes pointillées) des pseudo-accélérations (en cm/s^2)60
Figure 1.13	Les centiles de la distribution de $S_a(0.2s)$ pour une période de retour de 2 475 ans déterminés pour la Malbaie, Montréal et Toronto61
Figure 2.1	Algorithme de calcul déterministe de la réponse sismique maximale d'un pont isolé répondant dans le domaine élastique par la méthode simplifiée (spectrale unimodale).....70
Figure 2.2	Les courbes $F_p - \Delta_{pile}$ et $F_p - \Delta_{pile}$ idéalisée de la pile de pont pour une analyse non linéaire71

Figure 2.3	Algorithme de calcul déterministe de la réponse sismique maximale d'un pont isolé résonnant dans le domaine inélastique par la méthode simplifiée (spectrale unimodale).....	72
Figure 2.4	Distributions de probabilité pour les lois Gamma, Gumbel, Log-normale et Normale pour des espérances et un écart type fixé :	74
Figure 4.1	Bilinear idealisation of the force-displacement relation of base-isolation systems.....	93
Figure 4.2	General scheme of the proposed probability-based reliability assessment method.....	95
Figure 4.3	Representation of the structural reliability problem	99
Figure 4.4	Geometry of the reinforced concrete bridge	101
Figure 4.5	Seismic isolation unit	102
Figure 4.6	Input and output temperature data: before and after transformation	111
Figure 4.7	Spectral accelerations for the different natural periods of the structure and return periods	112
Figure 4.8	UHS of Montreal City for $RP = 475 \text{ years}$:	115
Figure 4.9	The cumulative probability density function of $Sa(T = 2s)$	116
Figure 4.10	Selection of the Uniform Hazard Spectrum UHS for MCM	117
Figure 4.11	Bridge SDOF model	118
Figure 4.12	Three Dimensions and two dimensions distributions of $R1$, S and D for $N = 10^6$ simulations.....	125
Figure 6.1	Bilinear behaviour idealisation of the seismic isolation system	134
Figure 6.2	Steps of the probability-based reliability assessment method	139
Figure 6.3	Dimensions and components of the studied bridge	140
Figure 6.4	Geometric properties of a seismic isolation unit at the central pier.....	142
Figure 6.5	Calculation of forces at pier column base.....	144
Figure 6.6	Nominal bridge capacity curve (unidirectional seismic force, V , vs pier-top displacement, D_p)	146

Figure 6.7	Ambient temperature and effective temperature data for the seven sites	150
Figure 6.8	Base-isolated SDOF bridge model.....	152
Figure 6.9	Graphical illustration of failure and safe events for flexural behaviour at pier column base for elastic designs	155
Figure 6.10	Probabilistic distributions of the variables R , S and D for all sites.....	156
Figure 6.11	Distribution of the generated RP values of the seismic hazard for: a) flexural failure cases b) displacement failure cases.....	164
Figure 6.12	$Sa(0.2 \text{ sec})$ distribution data and the normal.....	167
Figure 8.1	Seismic isolation unit at the central pier of the studied bridge	184
Figure 8.2	2D mean seismic hazard ($Sa(T, RP)$) distributions for Montreal site for a Site Class C soil at different discrete return periods and for a 5% damping ratio	188
Figure 8.3	Distribution functions of the temperature for the studied bridge on site (Montreal).....	191
Figure 8.4	Base-isolated bridge non-linear behaviour and the equivalent viscoelastic SDOF model in the transverse direction	192
Figure 8.5	Adjustment factors of LRB hysteretic properties with temperature	194
Figure 8.6	Reliability indices obtained for the different minimum and maximum statistical parameters of δ_D	199

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

Sigles

3D	Tridimensional
AASHTO	American Association of Highway and Transportation Officials
ASM	American Society for Metals
CSA	Canadian Standards Association (Association canadienne de normalisation)
<i>COV</i>	Coefficient of Variation
ELU	État limite ultime
ELS	État limite de service
EDC	Énergie dissipée par cycle
FE	Finite Elements Method (Méthode des éléments finis)
FORM	First Order Reliability Method
HDRB	High-damping Rubber Bearing (appui isolateur sismique en élastomère à amortissement élevé)
JCSS	Joint Committee on Structural Safety
LN	Distribution lognormale
LRB	Lead Rubber Bearing (appui isolateur sismique en élastomère à noyau de plomb)
N	Distribution Normale
PDF	Probability Density Function
PSA	Seismic Probabilistic Safety Assessment
RP	Return Period
SORM	Second Order Reliability Method

Alphabet romain majuscule

A	Aire d'une section
A_s	Section d'acier en tension
b	Largeur de la poutre
d	Hauteur utile d'une section de poutre
E	Module d'Young d'un matériau
E_c	Module d'élasticité du béton
E_s	Module d'élasticité de l'acier de l'armature
f'_c	Résistance en compression
f_y	Valeur moyenne <expected> de la limite élastique
$F_{\max}$	Force maximale (pour un déplacement $\Delta_{\max}$)
F_y	Force élastique
G	Module de cisaillement d'un matériau
G_0	Module de cisaillement initial (20°C)
I	Moment d'inertie d'une section
K_d	Rigidité post-élastique de l'appui isolateur sismique ou du système d'isolation sismique
K_{eff}	Rigidité effective de l'appui isolateur sismique ou du système d'isolation sismique
K_u	Rigidité élastique de l'appui isolateur sismique ou du système d'isolation sismique
Q_d	Force caractéristique de l'isolateur sismique ou du système d'isolation sismique
$P_{\max}$	Valeur maximale de la propriété hystérétique du système d'isolation sismique

P_{min}	Valeur minimale de la propriété hystérétique du système d'isolation sismique
R	Resistance
S	Sollicitation
S_a	Accélération spectrale
T_{amb}	Température ambiante

Alphabet grec minuscule

β	Taux d'amortissement visqueux équivalent (en % de l'amortissement critique)
β	Indice de fiabilité
$\lambda_{max,P}$	Facteur de modification maximal de la propriété hystérique P
$\lambda_{min,P}$	Facteur de modification minimal de la propriété hystérique P
σ_y	Limite élastique en traction/compression d'un matériau
σ_{yl}	Limite élastique du plomb
σ_{yl_0}	Limite élastique initiale du plomb
τ	Constante de temps
φ	Fonction densité de probabilité de la loi normale centrée réduite
Φ	Fonction de répartition de la loi normale centrée réduite

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

UNITÉS GÉOMÉTRIQUES

Longueur

m mètre

mm millimètre

Aire

m² mètre carré

mm² millimètre carré

Volume

mm³ millimètre cube

cm³ centimètre cube m³ mètre cube

UNITÉS DE MASSE

Masse

g gramme

kg kilogramme

Masse volumique

g/cm³ gramme par centimètre cube

kg/m³ kilogramme par mètre cube

UNITÉS DE TEMPS

s seconde

h heure

UNITÉS CALORIFIQUES

K Kelvin

°C degré Celsius

UNITÉS MÉCANIQUES

Accélération

g accélération gravitationnelle

Force

N newton

kN kilonewton

Rigidité

kN/mm kilonewton par millimètre

INTRODUCTION

Les ponts sont des éléments de haute importance au sein des infrastructures routières et d'un réseau de transport. Au Québec, le réseau routier sous la responsabilité du MTQ compte à lui seul plus de 31000 kilomètres de route ainsi qu'environ 9700 structures, essentiellement des ponts et des viaducs (<https://www.tresor.gouv.qc.ca>). Selon le Plan québécois des infrastructures 2020-2030, l'entretien et le développement du réseau routier accaparent environ 20% du budget d'investissement de l'état (Secrétariat du Conseil du trésor, 2020). Advenant l'occurrence d'un séisme majeur, la mise hors service des ponts les plus importants du réseau routier est de nature à causer des pertes socio-économiques importantes dont les effets peuvent perdurer longtemps. D'où l'importance de bien protéger ces structures des séismes afin d'assurer la durabilité du réseau.

Le génie parasismique a pour finalité l'amélioration, dans des limites budgétaires réalistes, de la performance des structures soumises à des séismes importants. À cet effet, le recours à des technologies parasismiques est de plus en plus courant. Nous désignons par le terme technologies parasismiques l'éventail de dispositifs et accessoires structuraux permettant d'aider la structure à mieux résister aux séismes.

Depuis son édition de l'année 2000, le code canadien sur le calcul des ponts routiers CAN/CSA-S6 (CSA, 2000, 2006, 2014 et 2019) reconnaît implicitement deux stratégies de conception parasismique des ponts: Conception conventionnelle et non conventionnelle. La conception conventionnelle de la CAN/CSA-S6 se base sur le principe de dimensionnement basé sur la performance (CSA, 2014, 2019) ou sur le principe de dimensionnement en capacité (CSA, 2000 et 2006; Lestuzzi et al., 2008). Cette dernière vise à conférer à la structure les aptitudes nécessaires afin de dissiper de l'énergie sous forme de déformations plastiques. La conception non conventionnelle a recours aux technologies parasismiques, dont les plus courantes se déclinent en trois catégories à savoir: les transmetteurs de chocs sismiques, l'isolation sismique à la base et l'amortissement externe (amortisseurs) (Guizani, 2003, 2007).

Le principe de l'isolation sismique remonte au début du 20^e siècle. Par contre, les premières applications dans le monde ont été réalisées au début des années 1970 (Guizani, 2007). Au Canada, les premières applications remontent au début des années 1990 en Colombie Britannique. Au Québec, la première application de l'isolation sismique remonte au début des années 2000 sur un nouveau pont à Alma sur la route 169 au-dessus de la rivière La Grande Décharge (Guizani, 2003). En 2005-2007, il y a eu la première application de l'isolation sismique pour réhabiliter un pont existant au Québec (Guizani & Chaallal, 2010). À partir des années 2010, plusieurs projets ont vu l'application de l'isolation sismique sur des ponts importants tels que :

- le nouveau pont sur l'autoroute 25 reliant Montréal à Laval (2010);
- le pont principal sur l'autoroute 30 au-dessus de la Voie maritime du Saint-Laurent (2012);
- deux ponts sur l'autoroute 10 au-dessus de la rivière Richelieu (210-2012);
- la bretelle d'accès de l'autoroute 20 à l'autoroute 73 (2013);
- deux ponts de l'échangeur Félix-Leclerc (2015-2016);
- le viaduc Saint-Jacques, sur le boulevard Saint-Jacques, surplombant l'autoroute 15 (2018);
- le nouveau pont au-dessus du Canal Lachine (2018-2019).

L'isolation sismique est une méthode pratique et efficace permettant la réduction des forces sismiques associées aux séismes et des dommages attendus sur les ponts. Ainsi, elle présente des avantages majeurs, en particulier :

- la réduction des forces d'inertie affectant la structure;
- la préservation de la fonctionnalité de la structure et/ou le contrôle des dommages et du niveau de service après séisme (post-séisme);
- la réduction des coûts de réalisation, qui peuvent être inférieurs à ceux d'une conception parasismique conventionnelle.

Le principal inconvénient réside dans le fait que les déplacements sismiques et par conséquent les jeux sismiques (capacité de mouvement des joints) sont généralement plus grands que pour une conception conventionnelle.

Les caractéristiques hystérétiques des systèmes d'isolation sismique (propriétés de la relation force déplacement sous chargement cyclique, présentées plus loin) régissent le comportement sismique global de la structure isolée et sa réponse sismique. Ainsi, pour pouvoir aiguiller la réponse sismique d'un pont isolé à sa base et aboutir à une réponse adéquate, le choix des propriétés hystérétiques de l'isolateur s'avère primordial.

Or, la température, le vieillissement, la contamination, la vitesse, etc., sont des facteurs externes qui peuvent modifier ces propriétés hystérétiques des systèmes d'isolation sismique et par conséquent la réponse sismique des structures isolées à la base (Ankik, 2019; Constantinou et al., 1999).

0.1 Le concept de l'isolation sismique

L'isolation sismique à la base des ponts consiste à apporter une modification de la rigidité latérale globale du pont et à découpler la structure de la source excitatrice (le sol). Ce phénomène de découplage se réalise en introduisant un élément flexible dans le système de rigidité latérale de la structure (Saidou, 2012). Ceci a pour effet d'augmenter la période fondamentale du pont de sorte qu'il y a moins d'énergie sismique induite dans la structure.

Par ailleurs, comme le montre la Figure 0.1 (Saidou, 2012), les éléments d'une structure conventionnelle sont affectés par un séisme d'une façon plus considérable que dans le cas des structures isolées à la base. Dans le cas des structures conventionnelles, une partie importante de l'énergie du séisme induite dans la structure est dissipée dans ces éléments, causant ainsi leurs détériorations. Alors que, dans le cas des structures isolées à la base, il y a moins d'énergie d'induite dans la structure et une partie prédominante de cette énergie induite est dissipée au sein du système d'isolation sismique. Ceci a pour effet de réduire grandement les dommages

induits par le séisme dans la structure et ainsi préserver, le cas échéant, sa fonctionnalité après le séisme.

Toutefois, l'augmentation de période de la structure engendre une augmentation des déplacements, d'où le recours, en général, à un dispositif d'amortissement, introduisant une dissipation additionnelle de l'énergie induite par le séisme, afin de maintenir les déplacements sismiques dans des limites acceptables.

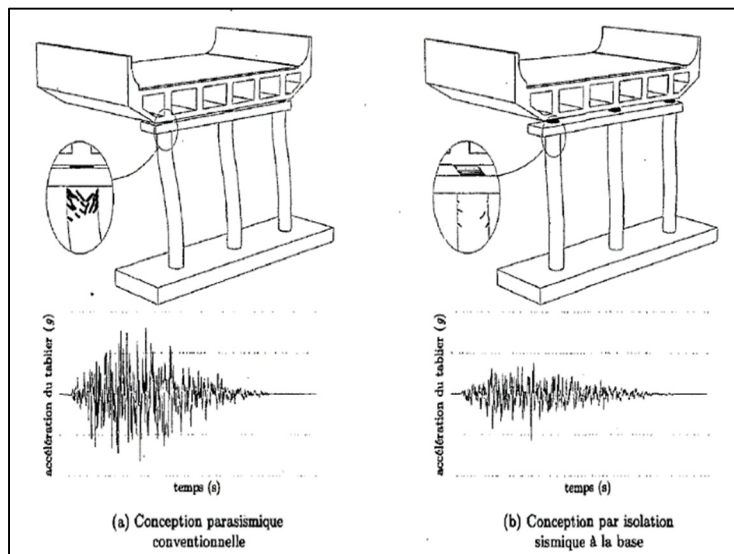


Figure 0.1 Principe de l'isolation sismique à la base
Tirée de Saidou (2012)

0.2 Les caractéristiques d'un système d'isolation sismique

La flexibilité

Une cause principale des dommages occasionnés aux structures lors des séismes réside dans le fait que les périodes naturelles des principaux modes de vibration de la plupart des structures coïncident avec la plage du contenu fréquentiel principal des séismes. Les déformations des structures ainsi que les efforts internes sont alors maximaux. La flexibilité introduite par l'isolation sismique remédie à cette situation en augmentant la période propre de vibration des

ponts afin de l'éloigner du domaine de fréquences dominantes du séisme. La Figure 0.2 illustre le principe de base de l'isolation sismique et l'effet de la flexibilité de l'isolateur sur la réponse du pont, au moyen d'un spectre de réponse sismique type utilisé par l'AASHTO (AASHTO, 1999) avec 5 % d'amortissement. Dans ce cas spécifique, il est remarqué qu'une augmentation d'une seconde de la période propre de la structure (de 0.5 s à 1.5 s) entraîne une réduction de 60 % en accélération spectrale et donc en force sismique.

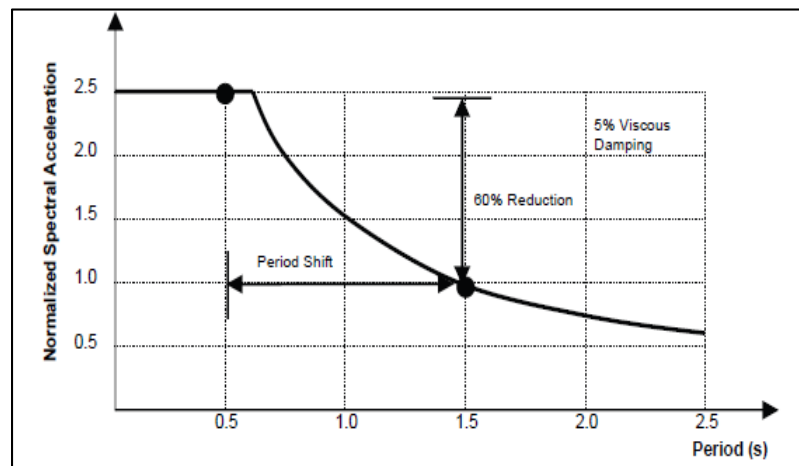


Figure 0.2 Effet de l'allongement de la période (augmentation de la flexibilité) sur la réponse sismique maximale en accélération (force d'inertie) d'une structure
Tirée de l'AASHTO (1999)

La dissipation de l'énergie par hystérésis

Le comportement des systèmes d'isolation sismique diffère d'un type à l'autre, en fonction de leurs caractéristiques inhérentes. Dans la plupart des cas, il peut être représenté par un modèle de comportement simple, de type bilinéaire. Un tel modèle, régissant la relation force - déplacement, est illustré par la boucle d'hystérésis de la Figure 0.3. Elle suit une forte pente initiale jusqu'à ce que la force atteigne la limite élastique F_y . Il s'agit de la portion élastique dont la rigidité élastique est notée par K_u .

Au-delà de la limite élastique, la réponse est caractérisée par une rigidité post-élastique, typiquement beaucoup plus faible, notée K_d .

Une autre propriété hystérétique intrinsèque du système d'isolation sismique, en lien avec celles décrites précédemment, est la résistance (force) caractéristique Q_d . Cette dernière est obtenue par intersection de l'axe des forces latérales avec la boucle d'hystérésis (force à un déplacement nul). L'énergie dissipée par cycle de chargement (EDC), représentée par l'aire de la boucle d'hystérésis indiquée (en couleur grise) sur la Figure 0.3, est fortement tributaire de la force caractéristique Q_d .

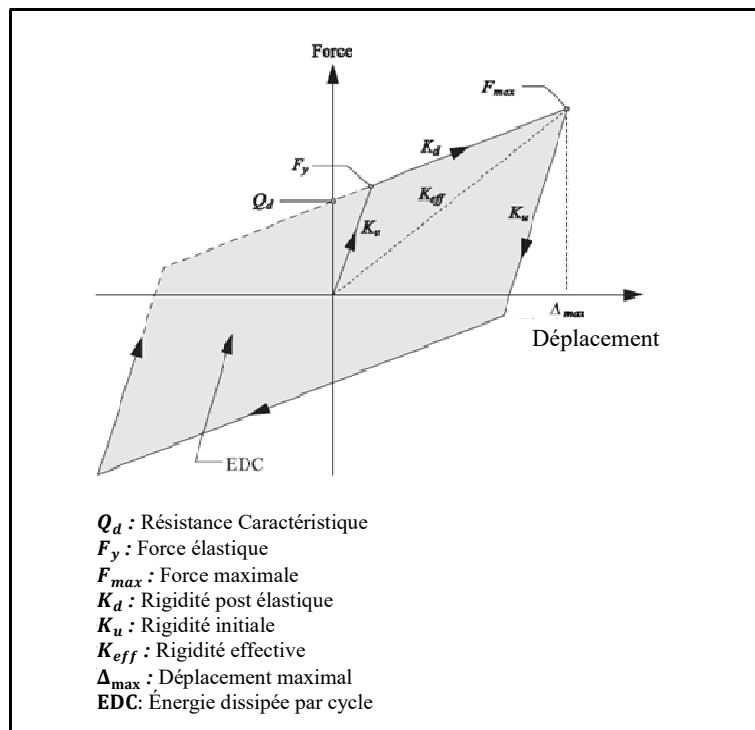


Figure 0.3 Relation force-déplacement idéalisée
pour un système d'isolation sismique
Adaptée de Buckle et al. (2006)

Le taux d'amortissement visqueux équivalent, β_e , est obtenu en égalisant l'énergie dissipée par cycle (EDC) d'un amortisseur visqueux, représenté à la Figure 0.4, à celui du système d'isolation sismique (Chopra, 2011).

Il se calcule par l'équation (0.1) et représente la fraction de l'amortissement critique du système:

$$\beta_e = \frac{EDC = \text{Énergie dissipée par cycle d'hystérésis}}{2\pi K_{eff} D_{max}^2} \quad (0.1)$$

Avec:

- K_{eff} : la rigidité effective du système d'isolation (ou de l'unité d'isolation);
- D_{max} : le déplacement sismique de calcul (maximal) du pont.

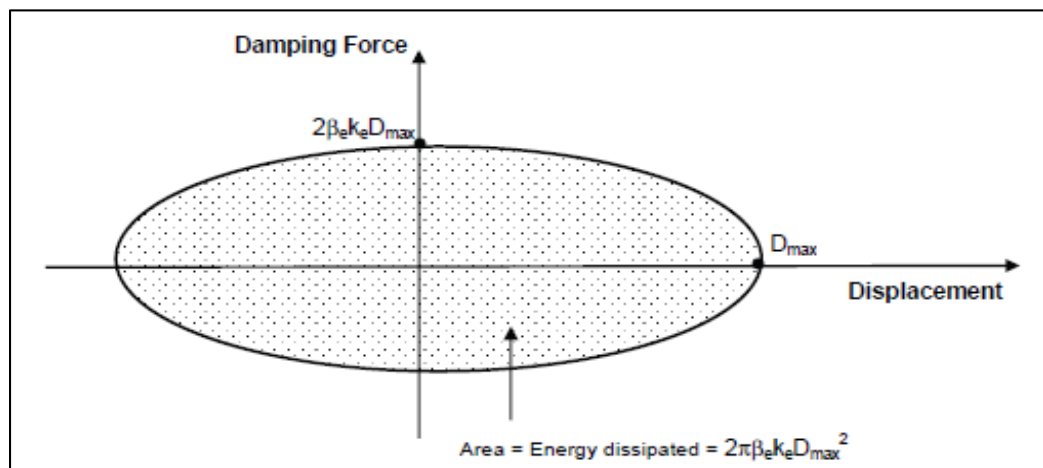


Figure 0.4 Boucle force-déplacement pour un amortisseur visqueux et énergie dissipée par cycle (fréquence égale à la fréquence du pont isolé)

Tirée de Buckle et al. (2006)

On définit la rigidité effective K_{eff} , comme étant la rigidité sécante. Celle-ci n'est pas une propriété intrinsèque du système et varie en fonction du déplacement auquel elle est évaluée. Elle constitue un artifice de calcul utile dans un processus de linéarisation (remplacer le comportement non linéaire par un comportement linéaire équivalent) permettant de calculer la réponse sismique au moyen de méthodes d'analyse élastiques. La rigidité effective correspondant au déplacement sismique maximum (déplacement de calcul) est d'un intérêt particulier, car elle permet d'évaluer la réponse maximale du pont isolé à la base.

0.3 Problématique

Lors de la conception des ponts isolés à la base, le choix des propriétés hystérétiques intrinsèques du système d'isolation sismique (notamment la rigidité post élastique K_d et la force caractéristique Q_d) est primordial, car elles régissent la performance sismique de ces ponts (Ankik, 2019; AASHTO, 2014; CSA, 2019). Or, plusieurs conditions, notamment la température, le vieillissement, le « *scragging* » appelé ici phénomène de la stabilité (il s'agit du phénomène de la perte des propriétés de rigidité et de résistance initiales due aux mouvements cycliques), peuvent affecter les propriétés hystérétiques du système d'isolation sismique. Pour le calcul à l'état limite ultime, la prise en compte des effets de ces différentes conditions combinées à ceux du séisme n'était pas adressée dans le code canadien jusqu'en 2006 (CAN/CSA-S6-06). Ce dernier se limite cependant à une unique clause générale (cl.4.10.10.4) mentionnant, tout simplement, l'obligation de prendre en considération l'effet des températures froides sur le rendement des systèmes d'isolation sismique. Par contre, elle ne spécifie pas les règles à suivre et à respecter. Contrairement, l'AASHTO (AASHTO, 2014) spécifie des règles de combinaison basées sur les travaux de Constantinou et al. (1999) qui consistaient à élaborer des facteurs de modification des propriétés hystérétiques des systèmes d'isolation sismique, pour tenir compte de l'effet des facteurs externes les faisant varier. Ceci s'inscrit dans une approche d'analyse aux bornes limites: « *Lower and upper bound analysis* ». Dans cette approche, les effets de différents facteurs, comme la température, sont combinés à ceux du séisme, et ce sans égard à la probabilité d'occurrence simultanée de ces facteurs. Ceci conduit vraisemblablement à une mésestimation de la variation des caractéristiques hystérétiques et par conséquent à une conception non optimale du pont et du système d'isolation sismique (Wang et al., 2019).

L'étude effectuée par Constantinou et al. (1999), propose des facteurs de modification des propriétés, par rapport à des valeurs nominales, pour tenir compte de la variabilité des propriétés hystérétiques des systèmes d'isolation sismique. Or, cette étude est basée sur des analyses statistiques, ou possibilistes. Il en résulte que la valeur maximale d'une propriété hystérétique, P , est obtenue en multipliant sa valeur nominale par un facteur de modification

qui la maximise. Ce facteur de modification global est obtenu à partir du produit de facteurs de modifications partiels, tenant compte des différents effets, tel qu'exprimé par l'équation suivante :

$$\lambda_{max,P} = (\lambda_{max,P,1})(\lambda_{max,P,2}) \dots (\lambda_{max,P,n}) \quad (0.2)$$

Chaque facteur de modification $\lambda_{max,P,i}$ ($1 \leq i \leq n$) est établi à partir d'essais de laboratoire et de données de la littérature disponibles pour le système d'isolation sismique considéré. Cette maximisation ne se base pas sur une approche probabiliste et s'avère sujette à questionnement dans un cadre plus global de la philosophie des codes actuels de conception, basée sur une approche fiabiliste. En effet, la probabilité de la simultanéité d'occurrence de tous ces effets est faible, voire infime. D'ailleurs, l'AASHTO (1999) propose un facteur d'ajustement tenant compte de ce fait. Cependant, il laisse le choix de ce facteur d'ajustement au jugement de l'ingénieur et non sur la base d'une approche probabiliste.

Afin de prendre en compte les effets de la température, Brisebois (2012) a utilisé le théorème de probabilité totale et a suggéré de combiner 45% du déplacement thermique avec le déplacement sismique de conception pour les conditions des états limites de service (SLS). Pour une conception sismique à l'état limite ultime (ULS), le code canadien CAN/CSA-S6 :19 adopte l'approche des facteurs de modification susmentionnée et spécifie une température concomitante au tremblement de terre de conception lequel a une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans, égale à la moyenne entre la température journalière minimale moyenne et la température effective au moment de la construction de 15°C (CSA, 2019). Cependant, cette spécification manque de justification par des études probabilistes rigoureuses considérant la probabilité de l'occurrence simultanée du séisme de conception et des basses températures. Guay (2018) a évalué la probabilité annuelle que la température journalière minimale moyenne soit inférieure à la température concomitante spécifiée par le code canadien CAN/CSA-S6-14 pour 36 emplacements au Canada. Il a été constaté que la valeur moyenne d'une telle probabilité est de 17%, mais avec une variation importante et inexpliquée entre 3% et 29%. Il a attribué cela au fait que la température concomitante considérée dans le code n'est pas

basée sur une analyse probabiliste et a recommandé une analyse probabiliste générale pour établir la température concomitante au séisme de calcul.

Il convient de noter que le CAN/CSA-S6 et le code AASHTO en vigueur incluent dans leurs philosophies l'approche fondée sur les probabilités pour des combinaisons de charges, telles que la charge permanente, la surcharge d'utilisation, etc., à l'exclusion des effets sismiques. Pour le code canadien CAN/CSA-S6:19, un indice de fiabilité cible annuel de 3,75 est adopté pour la plupart des structures de pont et pendant la durée de vie d'un pont. L'indice de fiabilité est relié à la probabilité de défaillance au moyen de l'inverse de la fonction de distribution cumulative de la loi normale. Par exemple, les indices de fiabilité 3,00, 3,75 et 4,00 correspondent aux probabilités de défaillance 1349×10^{-6} , 88×10^{-6} et 31×10^{-6} , respectivement.

Enfin, des travaux sur l'estimation de la fiabilité des ponts isolés à la base, basés sur la méthode Monte-Carlo, ont été récemment proposés (Marano, 2005; Castaldo et al., 2018; Castaldo & Ripani, 2016; Castaldo et al., 2018). Mais ces études sont spécifiques à des cas de ponts et sites particuliers et ne permettent pas de calculer une fiabilité globale des ponts isolés à la base. En outre, l'identification des variables aléatoires (VAs) qui influencent la fiabilité d'un pont isolé à la base a quant à elle été moins étudiée. Par exemple, laquelle des variables aléatoires considérées dans l'étude affecte le plus la fiabilité sismique d'un pont isolé à la base ?

0.4 Objectifs de la recherche

L'objectif principal de la recherche est d'estimer la fiabilité sismique de structures des ponts isolés à la base dans le contexte de la pratique actuelle au Canada, en appliquant les principes de l'approche probabiliste, et ce en incluant la variabilité des propriétés hystérétiques des systèmes d'isolation sismique à la base d'élastomère à noyau de plomb avec la température, l'aléa sismique, et l'effet d'autres variables aléatoires.

L'approche probabiliste permet d'inclure l'effet des incertitudes associées aux variations des caractéristiques des systèmes d'isolation sismique, y compris celles causées par les variations thermiques (ex. basses températures), sur la réponse sismique des ponts du Québec.

Dans le cadre spécifique de ce projet de recherche, cet objectif global est traduit en trois objectifs spécifiques, à savoir :

- 1) proposer et définir les étapes d'une méthodologie qui se base sur les principes de la probabilité afin d'estimer la fiabilité des structures des ponts, sous charges sismiques, en tenant compte de l'aspect aléatoire des caractéristiques des systèmes d'isolation, des variations thermiques et d'autres sources de variabilité;
- 2) démontrer l'application des étapes de la méthodologie détaillée sur plusieurs cas d'études issus d'applications concrètes pour plusieurs sites au Québec, et comparer les indices de fiabilité de ces ponts isolés à la base soumis à différentes conditions, notamment, sous les aléas sismiques et des basses températures des sites sélectionnés;
- 3) quantifier l'effet des variables aléatoires associées aux incertitudes associées aux modèle et méthode d'analyse de la réponse sismique utilisé, aux propriétés hystérétiques des systèmes d'isolation sismique en élastomère à noyau de plomb et au réchauffement interne, sur la fiabilité du pont isolé à la base.

0.5 Méthodologie sommaire et organisation de la thèse

Pour atteindre les objectifs de la présente recherche, la méthodologie suivie se base sur trois grandes étapes, chacune associée à un des objectifs spécifiques traités dans un article scientifique. Au préalable, une étude de l'état de l'art qui porte sur plusieurs objectifs est effectuée.

La Figure 0.5 illustre les différents liens entre chaque objectif spécifique, traité dans chacun des trois articles scientifiques, et les contributions qui en découlent.

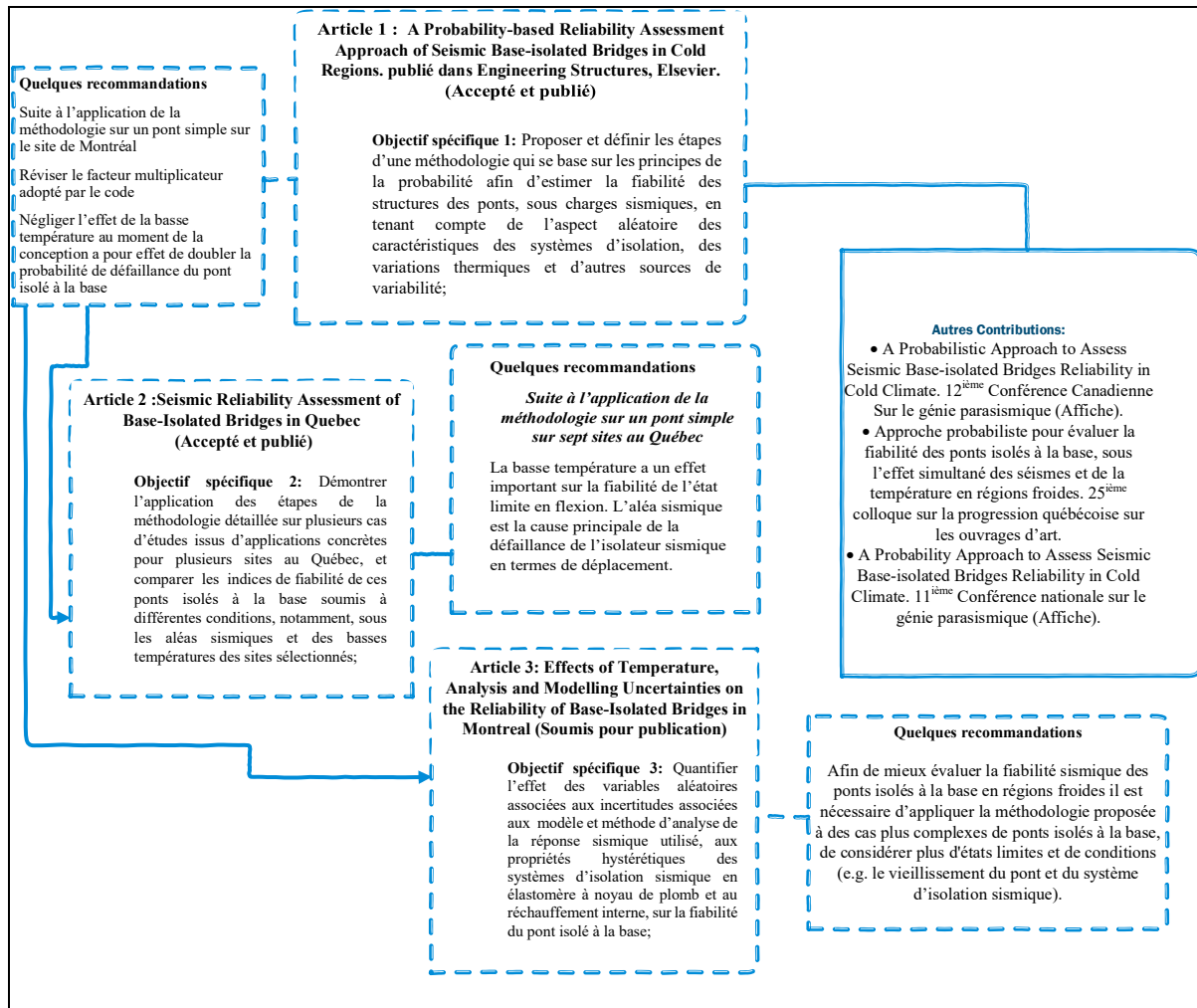


Figure 0.5 Résumé global des objectifs spécifiques et des liens entre les contributions dans le cadre de la présente thèse

En premier lieu, le développement d'une méthodologie qui se base sur les principes de l'analyse probabiliste pour la prise en compte de la variabilité des propriétés hystérétiques des systèmes d'isolation sismique (Objectif spécifique 1), s'appuie sur les étapes suivantes :

- 1) revue de la littérature sur les propriétés hystérétiques des systèmes d'isolation sismique (isolateurs sismiques, le cas échéant), les analyses aux bornes limites des valeurs de ces propriétés et les facteurs de modification des propriétés tenant compte des différentes conditions, notamment la température;

- 2) identification des étapes de la méthodologie proposée basée sur le principe de la méthode Monte-Carlo dans le cadre de conception sismique actuel des ponts au Canada basée sur la force ou sur la performance;
- 3) application de la méthodologie proposée sur un cas simple de pont typique: un pont isolé à la base à deux travées égales:
 - a) considération de la température, l'aléa sismique, les dimensions et les propriétés mécaniques des matériaux comme VAs de base;
 - b) évaluation de la fiabilité de deux états limites : 1. En termes de flexion à la base de la pile du pont. 2. En termes de déplacement au niveau du système d'isolation.

En second lieu, la méthodologie proposée est appliquée sur des ponts isolés à la base et situés au Québec pour estimer leurs indices de fiabilité (Objectif spécifique 2). Un pont typique à deux travées égales est isolé dans les deux directions : longitudinale et transversale. Les états limites en termes de flexion à la base de la pile et de déplacement au sein du système d'isolation sismique sont considérés. Pour illustrer la généralité de l'approche, la complexité du cas d'étude est augmentée par rapport à celui traité dans la poursuite de l'objectif spécifique 1. Ainsi, l'excitation sismique est bidirectionnelle et l'évaluation de la capacité des piles est réalisée au moyen des diagrammes d'interaction M-P et l'accent est mis sur l'effet de la température, l'aléa sismique, les dimensions et les propriétés mécaniques des matériaux qui sont les principales VAs de l'étude. Deux modèles d'incertitudes sur l'aléa sismique sont considérés : 1) distribution normale de l'incertitude épistémique ; 2) distribution log-normale de l'incertitude totale. Sept villes situées au Québec sont sélectionnées pour l'application de la méthodologie et les indices de fiabilité reliés à chacun des états limites ainsi que l'indice de fiabilité global du pont isolé à la base sont calculés. Les villes ont été choisies pour être représentatives des différents aléas sismiques et des conditions de température à travers la province de Québec. Aussi, comme l'approche de conception basée sur la performance est spécifiée pour les ponts isolés dans le code CSA-S6-19, un cas d'étude utilisant la méthodologie proposée a été réalisé pour démontrer l'extension et l'applicabilité de la méthodologie employée et la validité des résultats. À cet effet, mentionnons que pour ce cas

d'étude, le comportement du pont est inélastique sous les séismes de forte intensité. Les résultats en termes de fiabilité et conclusions générales sont comparés avec ceux des autres cas d'étude pour lesquels le pont est conçu pour demeurer essentiellement élastique.

Finalement, une étude dont l'objectif est de quantifier l'effet des incertitudes associées à la méthode d'analyse de la réponse sismique et des effets du réchauffement du noyau de plomb du système d'isolation sismique sur la fiabilité des ponts isolés de base dans les régions froides est menée. Également, les effets des modèles de variation de température des propriétés du SIS sur la fiabilité du pont sont étudiés.

Pour cette analyse, le cas d'étude utilisé dans le cadre de la poursuite de l'objectif spécifique 2 est repris, mais en considérant un éventail plus large de VAs et d'incertitudes. La méthode d'analyse spectrale linéaire appliquée à un système linéaire viscoélastique de pont à un (1) degré de liberté est utilisée pour estimer les réponses sismiques maximales en termes de force et de déplacement. Afin d'inclure l'incertitude sur la réponse résultant de la méthode d'analyse, le rapport des réponses maximales calculées à l'aide de l'analyse temporelle non linéaire (NLTHA), en termes de déplacement du système d'isolation sismique sur ces réponses calculées à l'aide de l'analyse spectrale linéaire est modélisé comme variable aléatoire. La plage de variation choisie pour cette VA est en phase avec les résultats disponibles dans la littérature (Nguyen, 2021; Koval, 2016). L'effet de l'application du rapport de déplacement du système d'isolation sismique sur la réponse calculée en termes de flexion est pris en compte. D'autre part, afin d'inclure l'effet du réchauffement du noyau de plomb, le rapport entre le déplacement du système d'isolation sismique calculé à l'aide d'une analyse spectrale linéaire sur le déplacement obtenu par les NLTHA, y compris l'effet du réchauffement, est modélisé en tant qu'une variable aléatoire. La plage de variation des paramètres de la distribution probabiliste de ce rapport est en phase avec les données de la littérature (Ozdemir, 2011 ; 2015). De même, l'effet de l'application d'un tel rapport sur la réponse en termes de comportement en flexion est inclus dans cette étude.

Les résultats des travaux de recherche de cette thèse sont présentés sous forme de trois articles scientifiques aux chapitres 4, 6 et 8. Au préalable le CHAPITRE 1 présente une revue de la littérature sur l'ensemble des concepts requis pour élaborer et appliquer l'approche probabiliste proposée.

Le CHAPITRE 2 présente le cadre méthodologique des travaux de recherche et a pour but de présenter les différents modèles mathématiques du calcul de la réponse sismique des ponts isolés à la base, les VAs considérées dans ce travail ainsi que les variables aléatoires exclues de cette thèse.

Le CHAPITRE 3 présente un positionnement de l'article 1 (ou CHAPITRE 4) par rapport à l'étude.

Le CHAPITRE 4 introduit les six (6) étapes de la méthodologie utilisée pour l'évaluation de la fiabilité des ponts isolés à la base en tenant compte des différentes conditions de variations des propriétés des systèmes d'isolation sismique. Le travail présenté correspond à l'article publié dans la revue *Engineering Structures*, Elsevier: Nassar Mohamad, Lotfi Guizani, Marie-José Nollet & Antoine Tahan (2019). A probability-based reliability assessment approach of seismic base-isolated bridges in cold regions. *Engineering Structures*, 197, 109353. doi: [10.1016/j.engstruct.2019.109353](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109353).

Le CHAPITRE 5 présente un positionnement de l'article 2 (ou CHAPITRE 6) par rapport à l'étude.

Le CHAPITRE 6 présente les résultats de l'application de la méthodologie proposée sur plusieurs cas de ponts isolés à la base dans sept sites situés dans la province du Québec. Les résultats sont publiés dans la Revue canadienne de génie civil (*Canadian Journal of Civil Engineering*) : Nassar, M., Guizani, L., Nollet, M.-J., & Tahan, A. (2021). Seismic Reliability Assessment of Base-Isolated Bridges in Quebec. *Canadian Journal of Civil Engineering*. doi : [10.1139/cjce-2020-0036](https://doi.org/10.1139/cjce-2020-0036).

La revue bibliographique de cet article porte sur l'évolution de la méthode de calcul aux états limites dans les approches d'analyses basées sur la performance et les approches basées sur la probabilité.

CHAPITRE 7 présente un positionnement de l'article 3 (ou CHAPITRE 8) pour situer ce dernier par rapport à l'ensemble de l'étude.

Finalement, les résultats du CHAPITRE 8 correspondent à l'article soumis au Journal Structures : Nassar Mohamad, Guizani Lotfi, Nollet Marie-José & Tahan Antoine (2021). *Effects of Temperature, Analysis and Modelling Uncertainties on the Reliability of Base-Isolated Bridges in Eastern Canada*. Article soumis pour publication. Cet article est amorcé par une revue bibliographique qui ressemble à celle présentée aux chapitres 4 et 6. Une étude bibliographique qui touche le couplage thermomécanique des systèmes d'isolation sismique en élastomère à noyau de plomb et l'estimation de l'incertitude épistémique reliée au modèle et à la méthode d'analyse sismique utilisés est aussi présentée.

Finalement, le dernier chapitre présente les conclusions de l'ensemble des travaux de cette thèse et donne des recommandations pour des futures recherches.

0.6 Originalité des travaux proposés

L'originalité des travaux proposés réside dans le fait qu'ils proposent une méthodologie pour estimer la fiabilité générale des ponts isolés à la base sous les conditions de chargement sismique. Dans les codes et normes actuels, le calcul aux états limite hors séisme est actuellement basé sur une approche fiabiliste alors que le calcul sismique ne suit pas une telle approche fiabiliste. Ceci constitue un manque de cohérence et une lacune majeure dans la formulation des codes et au niveau des pratiques actuelles. Plusieurs tentatives d'inclure l'approche fiabiliste dans le calcul sismique ont été entreprises pour jumeler l'effet des séismes avec d'autres événements rares et/ou exceptionnels.

Néanmoins, à notre connaissance, la problématique de notre recherche n'a pas été résolue et il n'existe pas de méthodologie fiabiliste bien établie pour le faire.

L'estimation de la fiabilité des ponts isolés à la base au moyen d'une méthodologie fiabiliste permettra une plus grande cohérence au niveau de la méthode de conception des ouvrages et des indices de fiabilité plus conséquents. Ceci aura également comme effet d'augmenter la fiabilité globale (sismique plus non sismique) des ponts et permettra une conception plus optimale des structures isolées à la base. Elle fournira également aux autorités législatives, responsables de la rédaction des codes et normes, les bases de révision de la normalisation actuelle. Les avantages de la méthodologie de conception proposée sont mis en évidence après l'atteinte du 3^{ième} objectif spécifique de la présente recherche, à savoir la quantification de l'effet des incertitudes épistémiques reliées au modèle et méthode de calcul de la réponse sismique et du réchauffement du système d'isolation sismique en élastomère à noyau de plomb sur la fiabilité du pont isolé à la base.

Plus spécifiquement, l'originalité de cette thèse réside dans l'élaboration des éléments suivants:

- un modèle, sous forme d'une fonction continue, de l'aléa sismique en fonction de la période de la structure, la probabilité d'occurrence du séisme, incluant les incertitudes épistémiques;
- des liens entre les VAs et les propriétés du système d'isolation sismique adoptées de la littérature et /ou proposés à partir de recherches internes;
- une méthode de transformation de la température ambiante en une température effective du système d'isolation sismique, au moyen de la transformée de Laplace, ce qui permet d'accélérer le processus (au lieu de recourir à une étude par éléments finis au sein de la simulation Monte-Carlo) et d'éviter d'approximer la température effective du système d'isolation sismique par la température ambiante.

Des estimés de la fiabilité sismique des ponts isolés sont fournis pour les ponts, et ce essentiellement pour un pont conçu, selon l'approche basée sur la force, pour demeurer

élastique. Néanmoins, un cas d'étude a été conçu selon l'approche basée sur la performance, pour des critères de performance d'un pont essentiel au Canada (i.e. dommage réparable sous un séisme d'une période de retour de 2 475 ans). Les résultats pour ce cas permettent d'extrapoler les conclusions obtenues pour les conceptions élastiques aux conceptions inélastiques en ce qui concerne la fiabilité du pont vis-à-vis la performance attendue. Un pont conçu pour demeurer élastique sous un séisme d'une période de retour de 2 475 ans aurait une probabilité de défaillance (ne pas se conformer à la performance de conception) et une fiabilité comparable à la probabilité de défaillance et la fiabilité du même pont conçu pour subir des dommages réparables sous un tel séisme.

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE

Ce chapitre présente la revue de l'état de la littérature sur les variations des caractéristiques hystérétiques des systèmes d'isolation sismique en élastomère, inhérentes aux processus de fabrication, à la modélisation et notamment aux différentes conditions et phénomènes pouvant les affecter. L'approche adoptée par les codes pour la prise en compte de la variabilité des propriétés de l'isolation sismique lors de la conception est présentée en mettant l'accent sur les systèmes d'isolation sismique en élastomère avec noyau de plomb. Également, la revue de la littérature inclut la fiabilité des structures selon une approche probabiliste, la formulation du problème de fiabilité ainsi que les méthodes d'estimation de la probabilité de défaillance et de l'indice de fiabilité.

1.1 Importance des propriétés hystérétiques des systèmes d'isolation sismique

Les propriétés hystérétiques des systèmes d'isolation sismique varient sous l'effet de la température, de l'usure, du vieillissement, de l'exposition environnementale/contamination, de l'historique du chargement, etc.

Par exemple, il est établi que la plupart des systèmes d'isolation sismique subissent des augmentations importantes de leurs résistances caractéristiques (initiales) Q_d et de leurs rigidités post-élastiques K_d , lorsqu'exposées aux basses températures. Par ailleurs, l'usure, la vitesse et la contamination peuvent affecter les propriétés de frottement des systèmes à pendule à base de glissement. De même, la rigidité et la résistance des systèmes à base d'élastomères à amortissement élevé seront affectées par le phénomène de la stabilité (« *scragging* »). Ces modifications des propriétés du système d'isolation sismique ont un impact significatif sur la réponse sismique des ponts d'où l'importance de l'étude de l'effet de ces propriétés dans l'évaluation de la réponse sismique des ponts isolés (Constantinou et al., 2011).

Ci-dessous, on présente une revue de la littérature sur les propriétés des élastomères, du plomb et de l'acier, ainsi que les effets des conditions qui affectent les propriétés de ces matériaux qui composent les systèmes d'isolation sismique en élastomère à noyau de plomb.

1.2 Propriétés des élastomères

Les élastomères sont des matériaux connus pour leur capacité à soutenir de grandes déformations tout en restant élastiques. Ils sont obtenus par un processus de vulcanisation qui engendre la conversion de l'élastomère d'une phase plastique à une phase élastique. Ce changement de phase est le produit d'une réaction chimique qui s'accomplit dans le temps, appelée vulcanisation, et a une grande incidence sur diverses propriétés de l'élastomère ainsi créé (Warn & Whittaker, 2006). Les élastomères se regroupent essentiellement dans deux grandes catégories, soit les polyisoprènes et les polychloroprènes, communément appelés caoutchouc naturel et néoprène dans le domaine du génie civil. Bien qu'étant tous de la même famille, ces matériaux ont toutefois des comportements variables qui ont une incidence considérable sur la performance des systèmes d'isolation sismique. Comme il est discuté dans cette section, le caoutchouc naturel est un matériel plus adapté à l'isolation sismique en élastomère à noyau du plomb. L'emphase est mise sur ce dernier.

1.2.1 Effet de la température sur les propriétés mécaniques de l'élastomère

Les basses températures peuvent affecter les propriétés de l'élastomère d'une façon non négligeable. L'évolution de la rigidité d'un élastomère à basse température est représentée dans la Figure 1.1. Cette figure montre que la rigidité d'un élastomère exposé à des basses températures augmente d'une façon importante et instantanée entre $0 \leq t \leq t_1$, temps requis pour atteindre l'équilibre thermique. Dans un deuxième intervalle de temps, l'élastomère subit un raidissement thermique instantané sur un intervalle de temps $t_1 \leq t \leq t_2$.

Au-delà de $t = t_2$ l'élastomère subit un phénomène de cristallisation accompagné d'une augmentation importante et continue de la rigidité dans le temps.

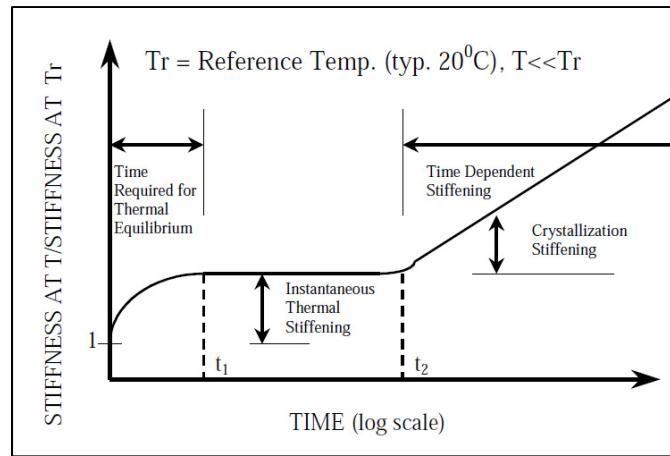


Figure 1.1 Comportement de l'élastomère sous basse température en fonction du temps
Tirée de Buckle et al. (2006)

Des recherches se sont penchées sur la problématique et ont mené des essais sur des appuis frettés. Voici les principales conclusions de l'étude de Yura et al. (2001) :

- la réponse thermique de l'élastomère n'est pas influencée par la rigidité des élastomères;
- la différence de température à l'intérieur d'une même couche d'élastomère est négligeable;
- le transfert de chaleur se produit principalement sur la hauteur du système d'isolation sismique;
- les appareils d'appui atteignent leur équilibre thermique avec le milieu environnant (température ambiante) après 3,0 à 6,5 heures d'exposition et ce peu importe la différence de température entre l'appareil d'appui et le milieu environnant. Sur le même point, Roeder et al. (1987) indiquent que la durée de stabilisation requise est de 12 à 24 heures.

Ces conclusions expérimentales concordent avec les résultats d'études numériques de transfert de chaleur en mode transitoire et permanent obtenus par Maret (2016). Aussi, sur la base des conclusions de cette étude expérimentale, il a été possible de déduire que les effets thermiques

n'impliquent pas des variations des propriétés mécaniques entre les couches d'un même système d'isolation sismique (Yura et al., 2001).

1.2.2 Effet du vieillissement sur les propriétés mécaniques de l'élastomère

Le vieillissement affecte les propriétés mécaniques de l'élastomère en fonction du temps. Il consiste en un raidissement du matériau en raison du processus de vulcanisation qui se poursuit et de l'exposition à l'oxygène et à l'ozone. Selon Morgan et al. (2001), le phénomène de vieillissement dépend de plusieurs éléments, surtout de la température et du niveau de complétion de la vulcanisation. D'autres facteurs comme la chaleur, la lumière et l'humidité contribuent aussi à la dégradation des propriétés du caoutchouc naturel.

Pour tester le vieillissement des élastomères, il existe des essais en accéléré. Par contre, ces essais sont sujet de discussion parce que ces derniers ne tiennent pas compte des charges auxquelles sont exposés les appuis de pont en service. De plus, des essais réalisés sur des appareils d'appuis conventionnels en caoutchouc naturel, prélevés sur des structures après des périodes de service de 20 ans, ont permis de conclure qu'après de telles expositions, les appuis respectent toujours les normes (Clark et al., 1996).

1.2.3 Effet du phénomène de la stabilité sur les propriétés mécaniques de l'élastomère

Le « *scragging* » appelé ici phénomène de la stabilité se définit par la perte des propriétés de rigidité et de résistance initiales due aux mouvements cycliques. Lors d'un test cyclique, la réponse du premier cycle est nettement plus élevée (en termes de rigidité et de résistance) que les cycles subséquents, pour certains types d'élastomères sujets à ce phénomène. La réponse lors des cycles subséquents tend vers une stabilisation. Tel qu'en témoignent les facteurs de modification proposées par l'AASHTO, le caoutchouc à amortissement élevé est particulièrement sujet au phénomène de la stabilité (une différence d'environ 50% entre le premier et le 3^{ième} cycle (Thompson et al., 2000)), tandis que le caoutchouc à faible amortissement n'est pas affecté d'une manière notable (AASHTO 2014, CSA 2019).

Alors, les termes «*Vierge, Non-stabilisé ou Unscragged*» et «*Stabilisé ou Scragged*» sont utilisés pour l'identification de l'état du matériau avant et après avoir subi un premier cycle, avec les altérations qui touchent ses propriétés mécaniques qui en découlent, respectivement. Selon Constantinou & Quarshie (2007), en général, les fabricants utilisent le module de cisaillement du troisième cycle à 100% de déformation, une valeur stabilisée, pour caractériser la rigidité latérale de leurs produits. Néanmoins, lors d'un séisme, un isolateur sismique à base d'élastomère sujet au phénomène de stabilisation, risque de répondre avec ses propriétés de l'état vierge, non stabilisées, et ce même si des tests de contrôle de qualité ont été effectués sur un tel appui avant son installation au chantier, car l'appui récupère son état initial après un certain temps (Buckle et al., 2006).

1.3 Effets thermomécaniques sur les propriétés du plomb

Le plomb se caractérise par sa grande capacité à se déformer à l'état plastique sous un niveau de contrainte faible (de l'ordre de 10 MPa) à la température ambiante. Ceci lui procure une grande capacité de dissipation d'énergie à un niveau de force relativement faible ce qui justifie l'attrait de son utilisation, comme mécanisme de dissipation d'énergie sismique, au sein des systèmes d'isolation sismique à base d'élastomère. Par contre, son comportement variable sous différentes conditions, telles que la température et la vitesse de chargement, rend son utilisation plus complexe. En effet, l'énergie dissipée lors des déformations du matériau, libérée sous forme de chaleur qui change ses propriétés mécaniques, dont sa limite élastique, affecte son niveau de déformation et sa capacité ultime de déformation.

L'effet de la température sur le comportement plastique du matériau est montré à la Figure 1.2. Cette dernière a été obtenue en testant cinq spécimens de plomb avec un contrôle de la température assurant la stabilité et l'homogénéité durant l'essai de traction. Les courbes représentées dans cette figure montrent que plus la température diminue, plus la limite élastique ainsi que la résistance ultime du plomb augmentent. Il est montré que sous basses températures, le plomb atteint moins rapidement sa résistance ultime (un plateau quasi-plastique plus long) que pour les hautes températures. Au-delà du point d'atteinte de la

résistance ultime, le matériau montre une phase décroissante où l'augmentation de la déformation s'accompagne par une diminution de la résistance, jusqu'à la rupture, à un niveau de déformation très élevé (entre 35% et 55%).

En terme de vieillissement, il est pertinent de noter que contrairement aux élastomères, les propriétés du plomb ne sont pas affectées par le temps (Constantinou & Quarshie, 2007).

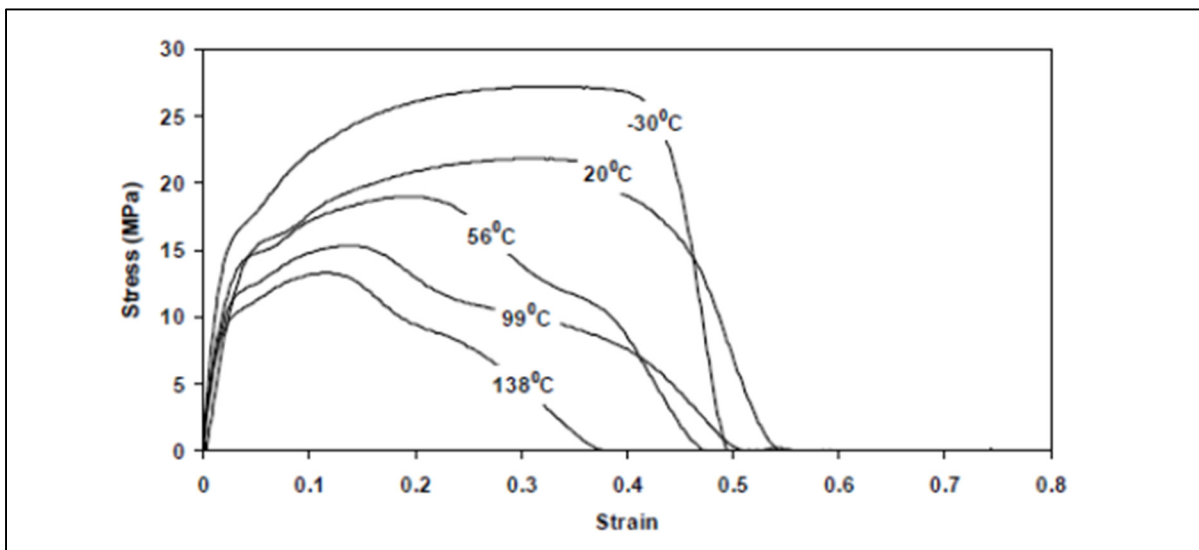


Figure 1.2 Les contraintes en fonction de la déformation du plomb sous différentes températures (vitesse de déformation : 0,25/s)
Tirée de Kalpakidis (2008)

Afin de modéliser la relation entre la limite élastique du plomb et la température, Kalpakidis & Constantinou (2008) ont étudié le rapport de la limite élastique σ_{yl} et la limite élastique initiale, σ_{yl_0} , définie pour la température initiale T_{L0} . Les courbes présentées à la Figure 1.3 sont utilisées par Kalpakidis & Constantinou (2008) pour la détermination de la limite élastique du plomb. Il est pertinent de mentionner que le comportement du plomb est modélisé comme élastoplastique. Ainsi, les limites élastiques et ultimes de déformation sont équivalentes. Le rapport $\sigma_{yl}/\sigma_{yl_0}$, appelé limite élastique normalisée, est formulé sous forme d'une fonction de la température, permettant de relier la limite σ_{yl} à la température (via la multiplication de ce rapport par la limite élastique initiale σ_{yl_0}).

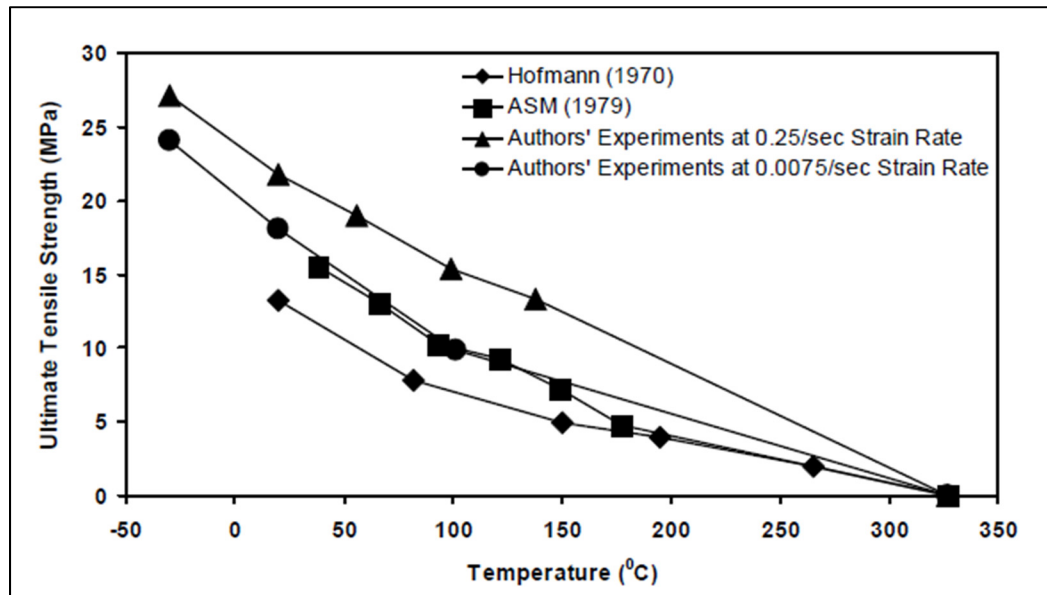


Figure 1.3 Les variations de la résistance en traction ultime du plomb en fonction de la température pour plusieurs fréquences de chargement
Tirée de Kalpakidis (2008)

Plusieurs auteurs ont proposé des équations pour décrire la relation entre la résistance mécanique du plomb et la température (Hofmann, 1970; ASM 1979; Kalpakidis, 2008, 2009). Les équations proposées ont une forme linéaire, bilinéaire ou exponentielle. Une relation exponentielle du rapport $\sigma_{yl}/\sigma_{yl_0}$ a été privilégiée à la relation linéaire, car elle ne dépend que d'un seul paramètre.

La Figure 1.4 présente les courbes de la limite ultime (σ_{yl}) en fonction de la température en utilisant les expériences de Kalpakidis (2008) à un taux de déformation de 0,0075/s, la courbe exponentielle III de Kalpakidis (2008) et un modèle bilinéaire. Alors, la courbe exponentielle III, basée sur des données d'essais, a été validée dans une plage de températures allant de -50°C à $+270^{\circ}\text{C}$. Cette plage est suffisante pour couvrir les besoins de notre étude.

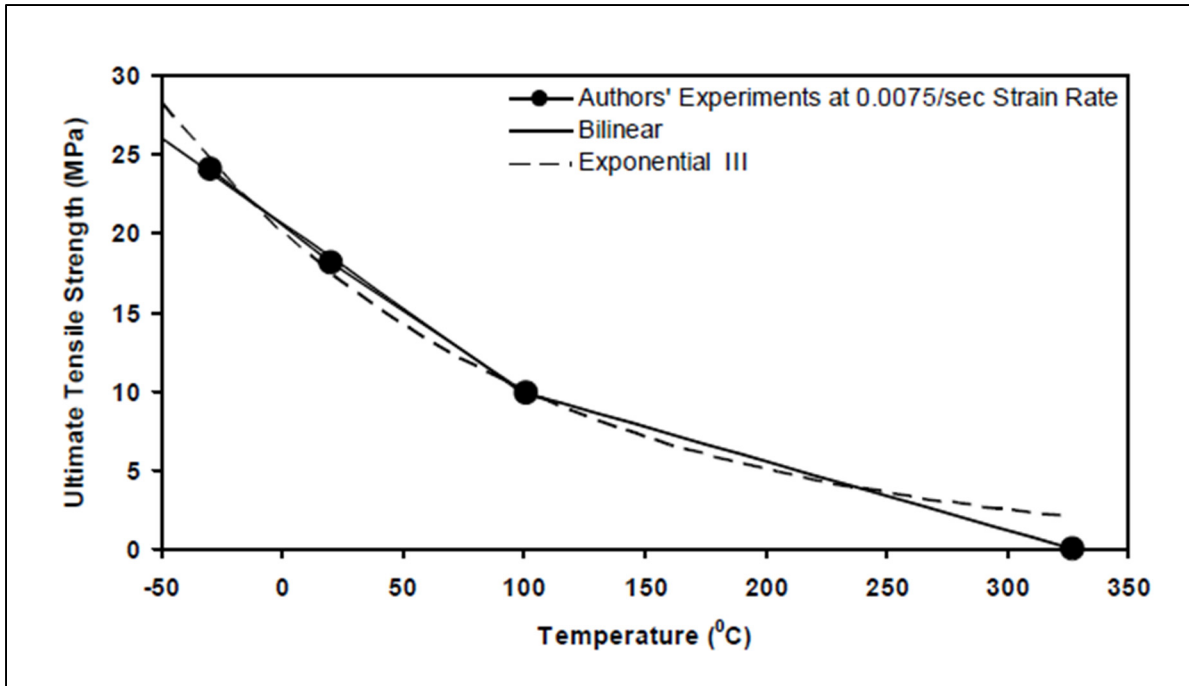


Figure 1.4 Relation entre la résistance à la traction du plomb et la température selon les essais de Kalpakidis à un taux de déformation de 0,0075/s
Tirée de Kalpakidis (2008)

1.4 Propriétés mécaniques de l'acier

L'acier est un alliage métallique composé de carbone (C) et de Fer (Fe). Le carbone, pour les aciers courants utilisés, se trouve dans des proportions de 0,02% à 2,00% dans l'alliage et lui confère les propriétés qui définissent l'acier. L'acier est composé de plusieurs autres éléments pouvant intervenir sous forme d'impuretés ou d'éléments d'additions, lesquels modifient les propriétés mécaniques et chimiques de celui-ci. Sous faibles déformations, son comportement peut être idéalisé par un comportement parfaitement élastique (loi de Hooke) et ne varie pas dans la fourchette de température, ambiante ou interne de l'appui, de notre étude (- 60°C à +200) (Meyers & Chawla, 2008).

1.5 Effets thermomécaniques des systèmes d'isolation sismique en élastomère à noyau de plomb

Les systèmes d'isolation sismique à noyau de plomb sont composés essentiellement d'élastomère (en couches minces), d'acier (frettes très minces) et du noyau de plomb (cylindre central assez massif). Les conductivités thermiques de ces trois matériaux sont très différentes. L'élastomère a une très faible conductivité et agit à la manière d'un isolant, tandis que l'acier et le plomb sont de bons conducteurs de chaleur et constituent des chemins privilégiés pour le transfert de celle-ci. Ainsi l'échange de chaleur avec le milieu environnant et à l'intérieur de l'appui dépend de ces propriétés et des détails de construction des appuis soumis à un conditionnement thermique (imposition de température environnante constante). La chaleur a tendance à transiter dans l'appui « *Lead rubber bearing* (LRB) » par les extrémités du noyau de plomb et rayonner via les frettes d'acier. Typiquement, un délai 12 à 24h est suffisant pour la stabilisation de la température interne d'un appui LRB et un délai plus long (24 à 36h) est requis pour un appui fretté ordinaire (sans noyau de plomb) (Maret, 2016).

Réchauffement interne dû à l'hystérésis

Le réchauffement interne dû au comportement hystérétique est associé à une génération de chaleur au sein du noyau du plomb. Cette chaleur diffuse vers l'extérieur à la manière inverse d'un conditionnement. La Figure 1.5, tirée des travaux de Kalpakadis (2008), présente la variation de la température en fonction du rayon d'un isolateur sismique à noyau de plomb, pour les premiers 25 cycles, obtenue par analyse éléments finis. Elle montre que l'augmentation de la température pour les premiers cycles est d'environ 10-15 °C par cycle de chargement. Par la suite, on constate une stabilisation de la température après une dizaine de cycles.

Le réchauffement dû au mouvement cyclique du système d'isolation sismique en élastomère à noyau de plomb LRB peut engendrer des augmentations de 100°C à 200°C selon le nombre de cycles et leur amplitude.

Cette augmentation de la température a pour effet de diminuer l'énergie dissipée par cycle et la force caractéristique Q_d d'un système d'isolation sismique LRB. Lorsque la chaleur générée par cycle devient suffisamment faible pour s'équilibrer avec la chaleur perdue par conduction entre les extrémités des plaques et le noyau du plomb confiné à l'intérieur du système d'isolation sismique en élastomère fretté, la température du noyau de plomb arrête d'augmenter.

Il est judicieux de noter que les essais sur des modèles réduits de systèmes d'isolation sismique ne reproduisent pas, généralement, les effets du réchauffement des noyaux de plomb (Kalpakidis & Constantinou, 2008).

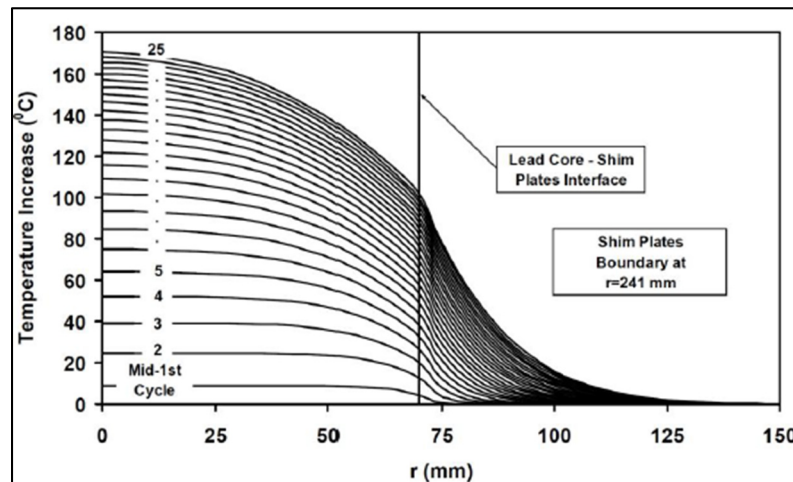


Figure 1.5 Distribution de l'augmentation de la température interne dans un isolateur sismique à noyau de plomb sous l'effet du réchauffement interne
Tirée de Kalpakidis (2008)

Modélisation

La modélisation du réchauffement du noyau de plomb vise, généralement, à évaluer :

- 1) l'augmentation de la température au sein du noyau du plomb ;
- 2) la réduction de la résistance caractéristique du système d'isolation sismique à noyau de plomb en fonction de la température, et ;
- 3) le dégagement de la chaleur couplé à l'énergie dissipée, laquelle dépend de

la déformation, dans le cadre d'une analyse sismique. Les deux premiers objectifs peuvent être approchés, d'une façon très efficace, avec des analyses par éléments finis de transfert de chaleur transitoire. La résolution du problème de transfert de chaleur thermomécanique couplé par élément finis (au sein du noyau de l'appui) a été abordée, à un niveau local de l'appui et de manière statique, dans les travaux de Kalpakidis & Constantinou (2008) et Maret (2016). Par contre, pour atteindre l'objectif 3) des analyses temporelles dynamiques non linéaires à un niveau global du pont isolé à la base et couplant le comportement thermique transitoire au comportement dynamique non-linéaire sont nécessaires. Ces analyses par éléments finis sont très complexes, fastidieuses et coûteuses en temps de calcul et capacités matérielles. Ils demandent un temps de traitement des résultats considérable et sont de nature déterministe (signal sismique et structure préalablement connus) (Kalpakidis & Constantinou, 2009). Elles ne sont donc pas pratiques dans le cas d'une étude nécessitant l'analyse sismique de plusieurs variantes du pont, comme envisagé dans notre étude. En effet, la norme canadienne CAN/CSA-S6 :19, exige le recours à un minimum de onze (11) enregistrements sismiques et un traitement spécifique des résultats de ces analyses pour obtenir les réponses utilisées à l'évaluation de la performance et/ou la conception. Il faut aussi mentionner que la réponse obtenue au moyen d'une analyse temporelle non linéaire couplée serait tributaire de l'historique du signal. Autrement dit, un autre paramètre à inclure (la position de la réponse maximale, dite le pic de la demande, au sein de l'historique) en plus des paramètres usuels tel que l'intensité, le contenu fréquentiel, etc.

L'analyse spectrale unimodale ne permet pas de retracer l'historique de la réponse sismique, mais seulement d'estimer son maximum. Il est, donc, conservateur en termes de demande en force de négliger cet aspect de comportement thermomécanique couplé, car cela permet d'estimer une borne supérieure de la demande maximale, sous basses températures. La réponse obtenue correspond au cas où l'excitation maximale (celle générant la réponse maximale) a lieu au début du signal sismique (l'appui est alors encore assez froid).

Notons, finalement, que même les facteurs de modification des propriétés adoptés dans la norme canadienne et l'AASHTO ne tiennent pas compte de cet aspect de réchauffement, car ils sont dérivés sur la base d'essais quasi-statiques (la chaleur a plus de temps de se dissiper et donc il y a moins de réchauffement). La demande maximale en déplacement est peu affectée par cet aspect puisque la borne inférieure qui occasionne la demande maximale en déplacement est à la température ambiante (l'effet sera moindre).

Néanmoins, pour contourner les difficultés posées par une analyse temporelle couplée, un modèle mathématique simplifié permettant de prendre en compte l'effet du réchauffement du noyau de plomb sur la dégradation de sa résistance caractéristique en fonction des cycles de chargements a été proposé par Kalpakidis & Constantinou (2008, 2009a). Plusieurs études ont exposé la validité de ce modèle et ont comparé les résultats expérimentaux versus analytiques obtenus par ce modèle mathématique (Kalpakidis & Constantinou, 2009b; Ozdemir et al., 2012; Ozdemir, 2015). En effet, l'étude menée par Kalpakidis & Constantinou (2009b) a conclu que le modèle analytique présenté dans Kalpakidis & Constantinou (2008, 2009a) peut être utilisé pour décrire de façon assez réaliste la valeur en fonction du temps de la force caractéristique et de l'énergie dissipée dans les systèmes d'isolation sismique à noyau de plomb. Toutefois, mentionnons que ce modèle néglige les effets de la vitesse et de l'historique de chargement sur la réponse du pont en termes de force et sur la rigidité post-élastique du système d'isolation sismique.

Plusieurs études ont été menées récemment sur l'effet du réchauffement du noyau du plomb sur les propriétés des systèmes d'isolation sismique et ainsi sur la réponse des ponts isolés à la base en utilisant le modèle mathématique de Kalpakidis & Constantinou (2008). Par exemple, Ozdemir et al. (2011) ont mené plus de 3000 analyses non linéaires pour déterminer les variations dans la réponse maximale en termes du déplacement du système d'isolation sismique et en termes de force maximale avec celles obtenues au moyen des bornes supérieure et inférieure de la limite élastique du système d'isolation sismique à noyau du plomb. La borne supérieure, σ_{yhigh} de la limite élastique du plomb correspond à la valeur de la limite élastique lors du premier cycle du comportement hystérétique bilinéaire. La borne inférieure, σ_{yLow} ,

représente la valeur de la limite élastique du plomb de la moyenne des limites élastiques lors des trois (3) premiers cycles.

La relation entre les deux bornes limites est donnée par Constantinou et al. (2007):

$$\sigma_{yhigh} = 1,35 \times \sigma_{yLow} \quad (1.1)$$

La Figure 1.6 montre la courbe force versus déplacement en utilisant les bornes inférieure et supérieure de la limite élastique, ainsi que la réponse du pont isolé à la base incluant l'effet du réchauffement du noyau de plomb. Il a été démontré que le rapport du déplacement calculé avec la borne inférieure de la limite élastique du plomb, et le déplacement maximal calculé en utilisant la limite élastique incluant l'effet du réchauffement varie entre 1,04 et 1,16, dépendamment du rapport $\frac{Q_d}{W}$ (W étant le poids sismique). Plus ce rapport est élevé, plus l'effet est prononcé. Cette étude rapporte également que dans certains cas extrêmes ce rapport peut atteindre 1,5.

Par contre, il est pertinent de mentionner que les études de Ozdemir et al. (2012, 2015) sont effectuées à la température ambiante. En effet, ces études ne considèrent pas le cas où l'excitation sismique arrive en même temps que la basse température.

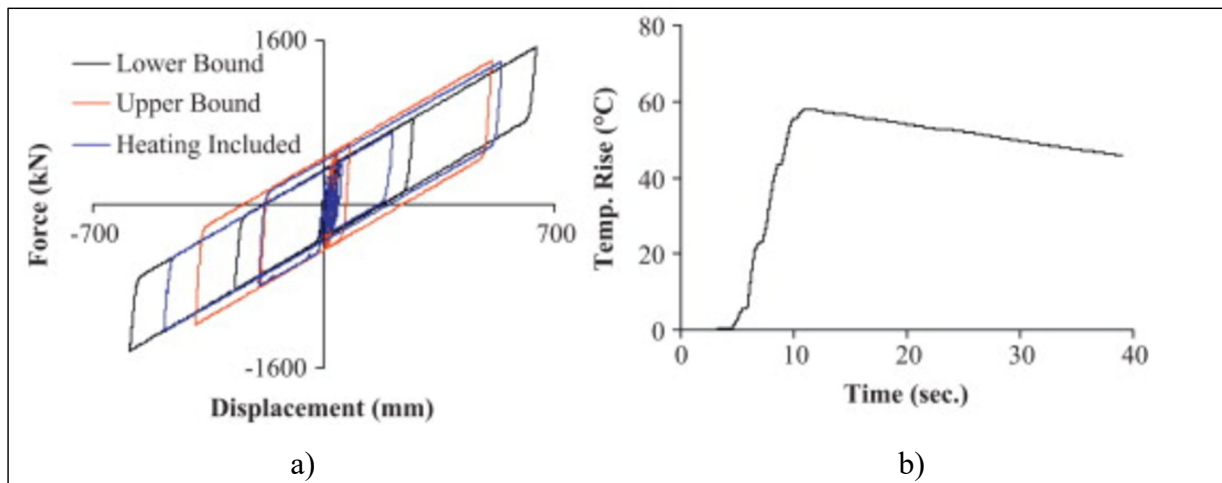


Figure 1.6 Réponse d'un LRB d'un pont isolé sous un séisme
a) Hystérésis obtenues avec les bornes inférieure et supérieure et en incluant réchauffement interne; b) Historique de la température dans le noyau du plomb lorsque le réchauffement interne est inclus
Tirée de Ozdemir et al. (2011)

1.6 Concept des facteurs de modification

Le concept de la prise en compte de la variabilité des propriétés hystérétiques des systèmes d'isolation sismique causée par les différentes conditions consiste à appliquer des facteurs de modification, multiplicatifs, aux valeurs nominales de ces propriétés. On considère que les valeurs nominales des propriétés mécaniques du système sont bien connues et établies sur la base d'essais sur des prototypes dans des conditions courantes (température ambiante, état neuf, vitesses assez faibles, stabilisées, etc.). En effet, la valeur nominale d'une propriété hystérétique d'un système d'isolation sismique, P_n , est obtenue sous des conditions spécifiques: comme la température (20°C), des conditions pertinentes de la charge axiale, la vitesse et la fatigue (Constantinou et al., 2007). Dans le cas d'un comportement bilinéaire, la propriété, P , peut concerner la force caractéristique, Q_d , ou la rigidité post-élastique, K_d du système d'isolation sismique.

On identifie par P_{min} et P_{max} les valeurs minimales et maximales respectives de la propriété, P , sous l'effet d'un ensemble de conditions, numérotés de 1 à n , tels que la température, l'usure, le vieillissement, etc.

Les bornes inférieure et supérieure de la propriété P sont alors calculées comme suit :

$$\begin{aligned} P_{max} &= \lambda_{max,P} \times P_n \\ P_{min} &= \lambda_{min,P} \times P_n \end{aligned} \quad (1.2)$$

Avec,

$$\begin{aligned} \lambda_{max,P} &= \lambda_{max,P,1} \times \lambda_{max,P,2} \dots \times \lambda_{max,P,n} \\ \lambda_{min,P} &= \lambda_{min,P,1} \times \lambda_{min,P,2} \dots \times \lambda_{min,P,n} \end{aligned} \quad (1.3)$$

Dans cette formulation, on associe à chaque facteur (numéro i avec $(1 \leq i \leq n)$) et chaque propriété, P , un effet indépendant, et donc deux facteurs de modification partiels, $\lambda_{max,P,i}$ et $\lambda_{min,P,i}$. Les valeurs des $\lambda_{max,P,i}$ sont supérieures ou égales à 1,0 et celles de $\lambda_{min,P,i}$ sont toujours inférieures ou égales à 1,0.

La norme CAN/CSA-S6:19 (CSA, 2019) donne des indications générales sur la modification des propriétés des systèmes d'isolation et fait référence à la clause 4.10.9.2. du code AASHTO (AASHTO, 2014) pour de plus amples détails. Ce dernier exige un facteur d'ajustement pour tenir compte de la probabilité d'occurrence simultanée des différents effets. Pour ce faire, un facteur d'ajustement λ_{adj} est appliqué au $\lambda_{max,P}$, supposé supérieur à 1,0, pour obtenir une valeur maximale ajustée réduite ($\lambda_{ajustée,P}$), selon l'équation 1.4:

$$\lambda_{ajustée,P} = 1,0 + \lambda_{adj} \times (\lambda_{max,P} - 1,0) \quad (1.4)$$

La valeur du facteur d'ajustement λ_{adj} varie selon l'importance du pont. Selon l'AASHTO, elle est égale à 1,0 pour les ponts essentiels (« Lifeline bridges »), 0,75 pour les ponts principaux (« Major-route bridges »), et 0,66 pour les autres ponts (« Other bridges »).

Les valeurs de λ_{adj} proposées sont basées sur les jugements des ingénieurs (l'AASHTO/GSSID 99 : Art. 8.2.2 et C8.2.2). Elles ne découlent pas d'une étude probabiliste et ne correspondent pas à une fiabilité cible, bien identifiée.

Rappelons que le code canadien spécifie une basse température concomitante au séisme de calcul ayant une période de retour de 2 475 ans. Ainsi, les valeurs du facteur de modification associé à la basse température sont utilisées pour la conception sont déterminées pour cette température (par interpolation). Il faut noter que, pour les ponts isolés à la base, le code spécifie une conception sismique basée sur la performance évaluée à différentes périodes de retour du séisme. Toutefois, pour les périodes de retour autres que 2 475 ans, le code reste muet concernant la température concomitante à considérer.

Des chercheurs se sont particulièrement intéressés à traiter l'effet de la variation de la température sur les systèmes d'isolation, sur une base probabiliste. Ainsi Brisebois (2012) a étudié comment combiner le déplacement thermique avec le déplacement sismique. Dans cette étude, il est recommandé de combiner 45% du déplacement sismique au déplacement thermique maximal, soit : $\Delta_{\text{sismique}} + 45\% \Delta_{\text{thermique,max}}$.

Cette étude introduit une combinaison des effets du séisme avec la température en termes de déplacements. Toutefois, elle ne traite que de l'état limite de service, relié à la performance sous des conditions usuelles/fréquentes de l'ouvrage et ne concerne pas sa sécurité structurale, laquelle fait l'objet des états limites ultimes. D'autre part, Guay & Bouaanani (2016) ont évalué les probabilités d'occurrence de températures inférieures aux températures concomitantes spécifiées dans le code canadien au séisme de calcul (ayant une période de retour de 2 475 ans) pour différentes localités au Canada. Ils ont constaté une grande différence au niveau de cette probabilité et ont recommandé d'établir la température concomitante pour chaque site sur une base probabiliste.

On retient les deux points suivants concernant le traitement des basses températures concomitantes aux séismes dans la littérature:

- les travaux de recherche récents ont traité la concomitance de la basse température avec le séisme sur la base d’approches probabilistes;
- les études ont cherché à déterminer les meilleures températures concomitantes à considérer lors de la conception avec l’approche de l’analyse aux bornes limites, qui reflètent le mieux, statistiquement, les effets de la température. D’où le recours aux approches probabilistes, un principe absent dans les travaux de Constantinou et al. (1999), pour développer l’approche d’analyse aux bornes limites adoptée par les codes actuels de l’AASHTO et du Canada (CSA, 2019).

1.7 Traitement de l’effet des basses températures sur les propriétés hystérétiques des systèmes d’isolation sismique par la norme CAN/CSA-S6

Il fallait attendre la version 2014 de la norme, CAN-CSA :S6-14 (CSA, 2014), pour disposer de spécifications précises sur le traitement des effets de basses températures lors de la conception. Ces spécifications ont été reportées dans la version 2019 de la norme (CSA, 2019). Elles prescrivent l’approche adoptée par l’AASHTO, à savoir des analyses aux bornes limites des valeurs des propriétés (« *lower and upper bound analysis* »).

Tel que montré sur la Figure 1.7, deux analyses séparées sont requises, qui tiennent compte des propriétés limites inférieures et supérieures du système d’isolation sismique (Constantinou et al., 2007).

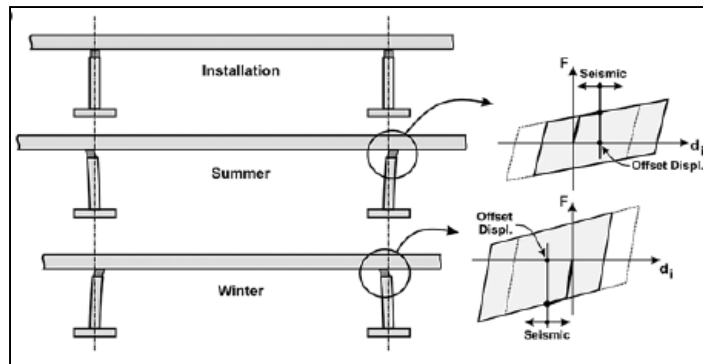


Figure 1.7 Influence du changement thermique
Tirée de CAN/CSA-S6.1:19 (2019b)

Cela permet d'évaluer les déplacements et forces maximum à partir d'une analyse aux bornes limites supérieure (voir Figure 1.8). Les valeurs maximales sont obtenues à la température concomitante spécifiée par la CAN/CSA-S6 :19 pour chaque site. Cette température concomitante tient compte de l'historique de la température ambiante du site.

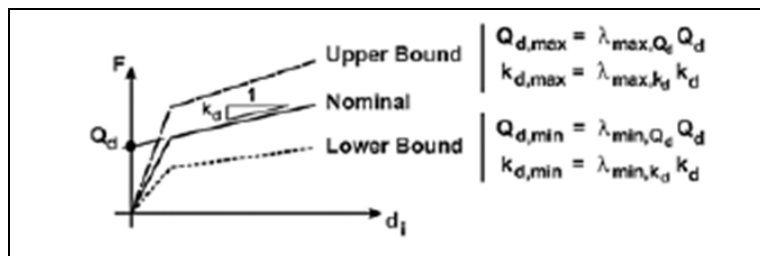


Figure 1.8 Les bornes limites des propriétés du
système d'isolation sismique
Tirée de CAN/CSA-S6.1:19 (2019b)

Outre le fait de considérer la variation des propriétés hystérétiques, la CAN/CSA-S6 :19 exige de tenir compte également d'autres effets de la température tel que le décalage du système d'isolation sismique, résultant de la température, du retrait et du fluage.

Ainsi, le déplacement total que doit accommoder les unités d'isolation doit inclure le déplacement sismique et les déplacements dus à la température, au retrait et fluage, combinés. Ces déplacements ne sont pas nécessairement obtenus aux températures concomitantes, mais

plutôt combinés à partir des déplacements aux températures extrêmes (multipliés par des facteurs de pondération). Le tout ne constitue pas nécessairement une approche cohérente (le déplacement à la température concomitante au séisme n'est pas forcément égal au déplacement extrême pondéré).

1.8 La fiabilité des structures selon une approche probabiliste

1.8.1 Contexte

La conception et le dimensionnement des structures, leur réhabilitation et la garantie de leur bon fonctionnement (performance) nécessitent une estimation fiable de leur occurrence de défaillance (Ditlevsen & Madsen, 1996; Melchers & Beck, 2018). Pour procurer cette estimation de la probabilité de défaillance, la fiabilité des structures, au sens de leur probabilité de remplir leur mission, doit impérativement tenir compte de la variabilité des paramètres qui influent la sollicitation et la capacité calculées, incluant notamment les erreurs dues aux modèles et à la variation des propriétés des matériaux employés. Ainsi, l'amélioration des connaissances sur les données et les modèles de comportement relatifs aux structures ainsi que le développement récent d'outils probabilistes et statistiques se conjuguent pour conduire à une amélioration de l'estimation de la probabilité de défaillance des structures (ChienKuo et al., 2020; Collins et al., 1996; Melhem, 2020; Thoft-Cristensen & Baker, 2012).

1.8.2 Définition du problème de la fiabilité des structures

D'un point de vue probabiliste, l'étude de la fiabilité peut être abordée avec la notion d'un domaine de fonctionnement et d'un domaine de défaillance. Pour paramétrer l'étude, on définit :

- 1) les variables aléatoires (VAs) de base, ou les variables de conception, qui sont les composantes d'un vecteur $\mathbf{X} = (X_1, \dots, X_n)$. Ces VAs de base sont observables et leurs données empiriques sont disponibles, par conséquent, elles sont modélisables par des modèles paramétriques. Parmi les VAs de base, on trouve :
 - les propriétés géométriques (par exemple, l'aire de la section d'armature $[m^2]$;

- la profondeur $[m]$ et la largeur d'une section de poutre $[m]$, etc.);
 - les propriétés des matériaux (par exemple, la ductilité, les seuils des contraintes, le module de Young $[MPa]$, etc.);
 - la sollicitation (la charge sismique, la charge du vent, le poids, etc.);
 - les conditions météorologiques (par exemple, la température ambiante, l'humidité, la qualité de l'air, etc.).
- 2) la loi marginale de densité $f_{x_i}(x_i)$ ($1 \leq i \leq n$) qui décrit la distribution aléatoire de chaque VA X_i ($1 \leq i \leq n$). Les VAs de base sont caractérisées par une loi de densité de probabilité conjointe définie par $f_x(\mathbf{x}; \boldsymbol{\theta}_f)$. Où $\mathbf{x} = (x_1, \dots, x_n)$ représente un vecteur des réalisations des n VAs de bases $\mathbf{X}$, et $\boldsymbol{\theta}_f$ représente le vecteur des paramètres de la fonction densité de probabilité du vecteur $\mathbf{X}$;
- 3) Un vecteur de m réalisations des VAs, $\mathbf{y} = (y_1, \dots, y_m)$, non directement observables, et la fonction reliant ces VAs extraites à partir des VAs de base $(x_1, \dots, x_n)$ définie par : $h_i(\mathbf{x}; \boldsymbol{\theta}_g)$, avec $1 \leq i \leq m$ et $m < n$. Où $\boldsymbol{\theta}_g$ représente le vecteur des paramètres qui décrivent les relations h_i (entre $\mathbf{y}$ et $\mathbf{x}$).

1.8.3 Sources et catégories d'incertitudes

D'après Der Kiureghian & Ditlevsen (2009), dans le contexte de la fiabilité des structures, parmi les sources d'incertitude, on peut citer :

- l'incertitude inhérente aux VAs de base $\mathbf{X}$ (directement mesurables). Par exemple, l'incertitude inhérente aux constantes d'élasticité des matériaux;
- l'incertitude résultante de la modélisation des fonctions $h_i(x_1, \dots, x_n)$, $1 \leq i \leq m$ et des fonctions de $f_{x_i}(x_i)$ ($1 \leq i \leq n$). En d'autres termes, l'incertitude résultant du manque d'adéquation entre les données empiriques et le modèle paramétrique retenu pour modéliser la VA;
- l'incertitude résultant des erreurs de mesures des observations sur lesquelles se base l'estimation des paramètres $\boldsymbol{\theta}_f$ et $\boldsymbol{\theta}_g$. Par exemple, les essais non destructifs;

- les erreurs de troncatures et les erreurs dues aux approximations numériques. À cet effet, on peut citer qu'un processus itératif est employé dans le calcul des forces sismiques sur un pont isolé, par le recours à un modèle linéaire équivalent.

Les sources d'incertitudes citées ci-haut, peuvent être regroupées sous deux catégories d'incertitudes : l'incertitude aléatoire et l'incertitude épistémique (Der Kiureghian & Ditlevsen, 2009).

L'*incertitude aléatoire* peut être modélisée par une fonction densité de probabilité (PDF). Cette incertitude modélise le caractère aléatoire d'un paramètre et ne peut pas être déduite (anticipée). En effet, pour l'incertitude aléatoire, les mesures observées sont différentes d'une observation à une autre (ou d'une expérience à une autre), même si cette même observation est relevée ou mesurée sous des conditions identiques.

L'*incertitude épistémique* est principalement due à un manque de connaissances dans l'évaluation des paramètres des modèles probabilistes tirés de l'échantillonnage (Cremona, 2012). Cette incertitude est modélisée par des lois de la probabilité. Dans ce contexte, elle peut donc être déduite à travers le type de l'essai retenu pour quantifier ou caractériser un paramètre (ex. essais accélérés ou non), le recueil des données, la consultation d'experts, etc. Parmi les incertitudes épistémiques, on cite l'incertitude épistémique reliée à l'estimation des paramètres d'un modèle (Bartoli et al., 2017; Li et al., 2017), les incertitudes qui résultent des hypothèses de modélisation et des simplifications effectuées pour combler le manque de connaissance du processus réel d'analyse d'un composant ou d'un système (Baroth et al., 2011). Dans ce dernier cas, deux types d'erreurs composent cette incertitude : l'erreur d'idéalisation et l'erreur de discrétisation. Cette dernière erreur résulte des méthodes numériques comme les méthodes par éléments finis; l'erreur d'idéalisation est illustrée, par exemple, par la simplification de la géométrie et le traitement sous hypothèse linéaire d'une structure à comportement non linéaire (Audebert et al., 2016).

À noter que dans le cadre d'un problème de fiabilité des structures, l'estimation de l'incertitude de modèle s'avère une tâche très difficile, toutefois, elle demeure importante. La difficulté résulte, d'une part, de la nature de l'incertitude du modèle telle que définie (ex. interaction entre différents paramètres), et d'autre part, de la disponibilité relativement limitée des données empiriques.

À noter que Faber (2011) indique dans son étude qu'une incertitude aléatoire '*se transforme*' en incertitude épistémique une fois que le bâtiment/structure est réalisé. Au cours de la phase de conception les incertitudes sur les VAs peuvent donc être considérées comme de sources aléatoires.

Dans cette thèse, on s'intéresse spécifiquement à la modélisation des incertitudes épistémiques résultantes des propriétés géométriques, des propriétés des matériaux, des propriétés des systèmes d'isolation sismique ainsi qu'aux incertitudes inhérentes au modèle structural et à la méthode d'analyse sismique (analyse spectrale) et thermomécanique (transformée Laplace) employés dans le calcul de la résistance /Capacité et de la sollicitation pour évaluer les différents états limites.

Le modèle d'aléa sismique (5^e génération) du Canada considère deux types d'incertitude: l'incertitude aléatoire due au caractère aléatoire inhérent aux processus naturel des séismes et l'incertitude épistémique due à l'incertitude sur les connaissances et les erreurs dans les modèles de prédiction. Le premier ne peut pas être réduit en collectant des informations supplémentaires, mais le second peut l'être (Adams & Atkinson, 2003).

1.9 Formulation du problème de la fiabilité des structures

La performance de la structure, qui traduit sa capacité à remplir sa mission, est représentée par une fonction $g(\mathbf{X})$ appelée *fonction d'état limite* ou fonction de performance (Roussouly, 2011). Au-delà de cet état limite, le système physique n'est plus considéré comme fiable. La

valeur de g dépend d'un ensemble de fonctions du vecteur des VAs de base, $\mathbf{X}$, qui ne sont pas nécessairement directement observables (par exemple, $R(\mathbf{X})$, $S(\mathbf{X})$, $A(\mathbf{X})$, etc.).

La fonction $g(\mathbf{X})$ est définie, pour toutes les réalisations $\mathbf{x}$ de $\mathbf{X}$, par :

- $g(\mathbf{X}) \leq 0$ est le domaine de défaillance, noté Ω ;
- $g(\mathbf{X}) = 0$ est la surface ou la courbe d'état limite ;
- $g(\mathbf{X}) > 0$ est le domaine de sûreté.

1.10 La probabilité de défaillance

Soit $\mathbf{X} = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}$ un vecteur de VAs de base (directement observables). Admettons que les distributions de la résistance R et la sollicitation S dépendent de ce vecteur de VAs. Soit $\{R(\mathbf{X}), S(\mathbf{X}) \dots\}$ un ensemble de VAs (non directement observables). On définit la fonction d'état limite à partir de R et S , par :

$$g(\mathbf{X}) \approx R(\mathbf{X}) - S(\mathbf{X}) \quad (1.5)$$

En général, la probabilité de défaillance P_f (Lemaire, 2013) est donnée par :

$$P_f = P(g(\mathbf{X}) \leq 0) = \int_{\Omega} f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad (1.6)$$

Avec, $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$ la fonction densité de probabilité conjointe des VAs $R, S, \dots$, etc.

Dans le cas d'un problème à deux dimensions (Dim = 2 : R et S sont les VAs du problème), P_f peut être estimée par :

$$P_f = P(g(\mathbf{X}) \leq 0) = \int_{\Omega} f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} = \iint_{(r \leq s)} f_{R,S}(\mathbf{r}, \mathbf{s}) d\mathbf{r} d\mathbf{s} \quad (1.7)$$

Avec, $f_{R,S}(\mathbf{r}, \mathbf{s})$ la fonction densité de probabilité conjointe de R et S , r et s les réalisations des VAs R et S , respectivement.

1.11 Méthodes d'estimation de la probabilité de défaillance

Pour le cas du problème à plusieurs dimensions ($\text{Dim} > 2$), l'estimation de l'intégrale (éq. (1.6)) de la probabilité de défaillance s'avère complexe. La simulation Monte-Carlo (Rubinstein, 1981; Melchers 1999) est une technique simple pour estimer une intégrale ou déduire des statistiques fiables d'une fonction aléatoire. Ci-après, on présente la méthode d'intégration numérique (i.e. méthode Monte-Carlo) et des méthodes d'approximations analytiques (i.e. MCFORM, FORM, FORM, FORM, FORM) pour l'estimation de la probabilité de défaillance présentée à l'équation (1.6).

1.11.1 La méthode Monte-Carlo

La méthode Monte-Carlo est basée sur la génération d'un grand nombre de valeurs aléatoires, qui suivent des lois de probabilité connues, et employées pour ensuite évaluer le nombre de cas où l'état limite n'est pas respecté (ex. nombre de fois $g(\mathbf{X}) \leq 0$) (Bucher, 2011). Elle demeure la méthode de référence, et la majorité des méthodes d'approximation sont validées par rapport à cette méthode. La Figure 1.9 illustre le principe de la méthode Monte-Carlo dans le cas de 2 VAs x_1 et x_2 .

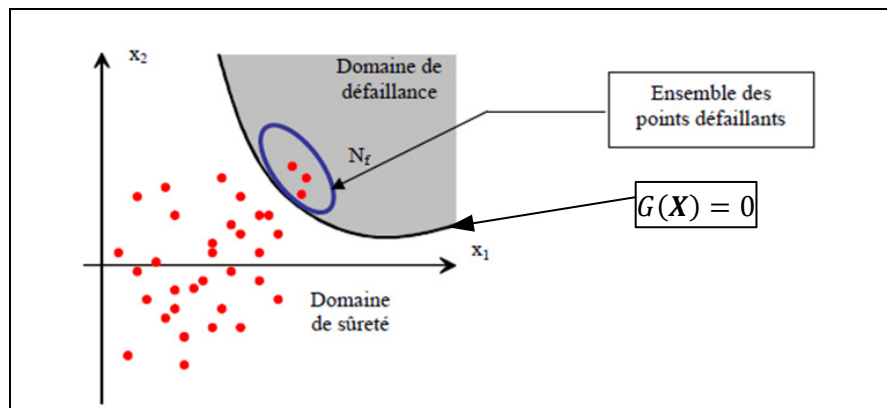


Figure 1.9 Domaines de sûreté et de défaillance
dans le cas de deux variables aléatoires
Adaptée de Lyonnet (2006)

Soit $g(\mathbf{X})$ une fonction d'état limite. On définit la fonction indicatrice « I » par :

$$I(\mathbf{x}) = \begin{cases} 1 & \text{si } \mathbf{x} \in \Omega \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (1.8)$$

$\mathbf{x} = (x_1, \dots, x_n)$ représente le vecteur des réalisations des n VAs de bases $\mathbf{X}$, et Ω le domaine de défaillance. Si l'on génère m échantillons x_i ($1 \leq i \leq m$) selon une densité de probabilité conjointe uniforme, la valeur exacte de la probabilité de défaillance est donnée par :

$$P_f = E[I(\mathbf{x})] = \lim_{m \rightarrow \infty} \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m I(x_i) \quad (1.9)$$

Or, on ne pourra jamais générer un nombre, m , infini d'échantillons, d'où l'introduction de l'estimateur non biaisé de P_f , noté $\hat{P}_f$:

$$\hat{P}_f \cong E[\widehat{I(\mathbf{X})}] = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m I(x_i) \quad (1.10)$$

Où x_i ($i = 1, \dots, m$) représentent les échantillons de l'ensemble des n VAs de base $\mathbf{X}$. La variance de cet estimateur non biaisé $\hat{P}_f$ est donnée par :

$$Var(\hat{P}_f) = \frac{1}{m} (P_f - P_f^2) \quad (1.11)$$

Avec P_f la probabilité de défaillance exacte. À noter que cette estimation de la variance est indépendante du nombre des variables du vecteur $\mathbf{X}$ (Goulet, 2016; Konečný, 2010).

D'autre part, la précision de $\hat{P}_f$ peut être obtenue à partir de l'intervalle de confiance (IC) (pour un niveau acceptable de l'erreur de type 1) autour de $\hat{P}_f$ grâce au théorème de la limite centrale.

En effet, pour un grand nombre d'échantillons générés, m , et en conséquence directe du théorème de la limite centrale, $\widehat{P}_f$ est considéré comme une VA et est associée asymptotiquement à une distribution normale :

$$\widehat{P}_f \sim N\left(\widehat{\mu_{P_f}}; \sigma_{\widehat{P}_f}^2\right) \quad (1.12)$$

Où $\widehat{\mu_{P_f}} = \widehat{P}_f$ et $\sigma_{\widehat{P}_f}^2 = Var(\widehat{P}_f) = \frac{1}{m} (P_f - P_f^2)$. Alors, le IC à un niveau de confiance $1 - \alpha$ (avec α est le niveau toléré de l'erreur de type 1, typiquement $\alpha = 0.05$) de l'estimateur de la probabilité de défaillance $\widehat{P}_f$ est donné par :

$$\left[\widehat{P}_{f_{inf}}; \widehat{P}_{f_{sup}} \right] = \left[\widehat{P}_f - \sigma_{\widehat{P}_f} \cdot \Phi^{-1}\left(\frac{\alpha}{2}\right); \widehat{P}_f + \sigma_{\widehat{P}_f} \cdot \Phi^{-1}\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) \right] \quad (1.13)$$

Où $\Phi(.)$ est la fonction de probabilité cumulative de la loi normale centrée réduite.

La méthode Monte-Carlo est choisie pour ses avantages dans le contexte de l'estimation de la fiabilité des structures, et, également, dans l'étude des variabilités des propriétés ainsi que dans l'étude de la propagation de ces variabilités/incertitudes dans la réponse structurale (Schueller, 2009).

Mesurer l'effet de la propagation des incertitudes sur le séisme, la température horaire et autres entrants, est un des objectifs de ce travail de recherche. La méthode Monte-Carlo est alors avantageuse pour l'estimation des incertitudes sur la réponse sismique (ex. en termes de moment en flexion ou en déplacement) des ponts isolés à la base.

1.11.2 Limitations de la méthode Monte-Carlo

Si l'on peut définir le coefficient de variation de la probabilité de défaillance comme :

$$\delta_{\widehat{P}_f} = \frac{\sqrt{\text{Var}(\widehat{P}_f)}}{E(\widehat{P}_f)} = \frac{\frac{1}{m} (P_f - P_f^2)}{P_f} = \sqrt{\frac{1 - P_f}{m P_f}} \quad (1.14)$$

Cela permet de déterminer le nombre d'échantillons requis m pour atteindre un coefficient de variation $\delta_{\widehat{P}_f}$ cible selon :

$$m = \frac{1 - P_f}{P_f \times \delta_{\widehat{P}_f}^2} \quad (1.15)$$

Dans la pratique, on peut remplacer P_f par son estimateur $\widehat{P}_f$ évalué par la méthode Monte-Carlo pour trouver le nombre d'échantillons requis afin d'atteindre la variation ciblée.

La méthode Monte-Carlo directe est facile à appliquer, mais coûteuse en termes d'effort de calcul et de données requises. Dans le cadre des événements rares, cette méthode risque de ne pas assurer la couverture totale de l'espace formé par les VAs du problème (i.e. les queues des distributions), et ce si le nombre de simulations est insuffisant. Ainsi, pour viser un coefficient de variation $\delta_{\widehat{P}_f}$ d'environ 1%, le nombre de simulations doit être autour de $m = 10^8$ pour évaluer une probabilité de défaillance autour de $P_f = 10^{-4}$.

Pour améliorer les performances de l'estimateur $\widehat{P}_f$, il existe plusieurs méthodes de réduction de la variance « *variance reduction methods* » qui ont pour but de réduire la variance, $\text{Var}(\widehat{P}_f)$. Parmi ces méthodes, on cite : la stratification (Rubinstein & Kroese, 1981), l'échantillonnage préférentiel (Melchers, 1989), les variables de contrôle (Kahn & Marshall, 1953) ou les variables antithétiques d'échantillonnage (Hammerslay & Morton, 1956). Ces méthodes agissent sur le facteur σ , alors que les méthodes quasi Monte-Carlo accélèrent la vitesse de

convergence. Ci-dessous, on présente les deux principales méthodes de réduction de la variance : La méthode de la stratification et la méthode de l'échantillonnage préférentiel. Une revue plus complète sur ces méthodes est présentée dans l'ouvrage de Hammersley & Handscomb (1964).

1.11.3 La méthode de simulation stratifiée

La méthode de simulation stratifiée consiste à diviser le domaine d'intégration Ω en plusieurs sous-domaines disjoints (les strates) et estimer la probabilité de défaillance dans chacun de ces domaines.

Alors le domaine de défaillance Ω est découpé en W strates disjointes Ω_i ($\Omega_i \cap \Omega_j = \emptyset, \forall i \neq j$) :

$$\Omega = \bigcup_{i=1}^W \Omega_i \quad (1.16)$$

Pour chaque domaine (strate) Ω_i , N_i échantillons de Monte-Carlo sont effectués pour estimer la probabilité *locale*. La probabilité de défaillance globale est estimée par :

$$P_f = P(g(\mathbf{X}) \leq 0) \cong \sum_{i=1}^W \int_{\Omega_i} f_X(x) dx \quad (1.17)$$

1.11.4 La méthode d'échantillonnage préférentiel

La méthode d'échantillonnage préférentiel, ou de tirage par importance, consiste à réduire la variance en utilisant une densité d'échantillonnage dans l'espace d'origine (ou espace physique) $h(x)$ qui permet la concentration des tirages (échantillonnages) dans les domaines les plus importants du point de vue de la défaillance (Bucklew, 2013).

L'estimateur de la probabilité de défaillance calculée à l'aide de la méthode Monte-Carlo préférentielle est donné par :

$$\hat{P}_f \cong E\left[I(\mathbf{X}) \frac{\widehat{f_{\mathbf{X}}}(\mathbf{x})}{h(\mathbf{x})}\right] = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m I(\mathbf{x}_i) \frac{f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}_i)}{h(\mathbf{x}_i)} \quad (1.18)$$

La réussite de l'échantillonnage préférentiel repose donc sur le choix de la densité d'échantillonnage h . Plusieurs approches pour y parvenir sont proposées dans la littérature. Dans ce cadre, Bucher (1988) et Melchers & Beck (2018) proposent les caractéristiques de cette fonction d'échantillonnage à travers l'échantillonnage adaptatif ou par importance. En effet, l'équation de la densité d'échantillonnage $h(\mathbf{x})$ optimale est représentée par :

$$h(\mathbf{x}) = \frac{I(\mathbf{x})f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})}{P_f} \quad (1.19)$$

avec $h(\mathbf{x}) \neq 0, \forall \mathbf{x} \in \Omega$.

Par contre, cette densité d'échantillonnage dépend de P_f , une inconnue qu'on cherche à estimer dans un problème de fiabilité des structures. Alors, deux options se présentent pour le choix de la densité d'échantillonnage $h(\mathbf{x})$:

- utiliser une fonction densité de probabilité centrée autour du point de conception (par exemple à l'aide d'une analyse FORM (voir plus loin));
- réaliser un échantillonnage adaptatif. Pour cette option, la recherche du point de conception n'est pas requise.

L'échantillonnage adaptatif peut être réparti sur 3 étapes séquentielles :

- effectuer un échantillonnage Monte-Carlo traditionnel pour trouver le domaine de défaillance Ω ;
- calculer la position moyenne des échantillons se trouvant dans le domaine de défaillance ;

- réaliser un deuxième échantillonnage Monte-Carlo par importance (ou préférentiel) en centrant la densité d'échantillonnage autour du point de conception dans l'espace normal centré réduit (pour laquelle la matrice de défaillance correspond à une matrice identité).

D'autres méthodes ont été proposées pour l'estimation de la fonction d'échantillonnage : (Asmussen et al., 2000; Asmussen & Glynn, 2007) ou encore (Bugallo et al., 2017; Rubino & Tuffin, 2009). Aussi, on peut citer (Rubinstein & Kroese, 2013) qui ont proposé une approche itérative qui consiste à sélectionner, parmi une famille de fonctions paramétriques, la densité instrumentale minimisant la distance de Kullback-Leibler (appelée aussi « *Cross-Entropy* ») par rapport à la densité d'échantillonnage présentée à l'équation (1.19).

Les méthodes de réduction de la variance n'ont pas été retenues dans le cadre de ce travail pour deux raisons, la nature du problème simplifié traité ainsi que le temps de simulations pour garantir la convergence par la méthode de Monte-Carlo qui a été jugé comme acceptable. Cependant, ces techniques peuvent être envisagées pour l'étude de ponts plus complexes.

1.12 Indice de fiabilité

L'indice de fiabilité, généralement noté par β , est une métrique adimensionnelle pour procurer une appréciation du niveau de la fiabilité. Il existe dans la littérature plusieurs méthodes de calcul de l'indice de fiabilité. Dans les sections suivantes, on présente les indices de fiabilité de Cornell, MCFOSM, FOSM, FORM et SORM.

1.12.1 Indice de fiabilité : Cornell, MCFOSM

L'indice de fiabilité de (Cornell, 1996) est défini par :

$$\beta_c = \frac{E(g(\mathbf{X}))}{D(g(\mathbf{X}))} \quad (1.20)$$

Avec, $g(\mathbf{X})$ la fonction d'état limite, $E(g(\mathbf{X}))$ l'espérance mathématique de la fonction d'état limite, et $D(g(\mathbf{X}))$ l'écart-type de cette fonction. Notons que $E(g(\mathbf{X}))$ et $D(g(\mathbf{X}))$ sont aussi notés, consécutivement, par le premier et le second moment statistiques de $g(\mathbf{X})$.

De plus, on cite dans la littérature l'indice calculé par approximation du 1^{er} ordre centré sur la moyenne et en utilisant les moments du second ordre (*Mean-Centered First Order Second Moment Method*), β_{MCFOSM} (Der Kiureghian, 2013).

Cette approche requiert une linéarisation de $g(\mathbf{X})$ à $\mathbf{M}_X$ qui représente le vecteur des moments du 1^{er} ordre des VAs du vecteur $\mathbf{X}$.

Dans ce cas, $E(g(\mathbf{X})) = g(\mathbf{M}_X)$ et $D(g(\mathbf{X})) = \nabla g(\mathbf{M}_X) \boldsymbol{\varepsilon}_{XX} \nabla g(\mathbf{M}_X)^T$ et l'indice de fiabilité est :

$$\beta_{MCFOSM} = \frac{g(\mathbf{M}_X)}{\sqrt{\nabla g(\mathbf{M}_X) \boldsymbol{\varepsilon}_{XX} \nabla g(\mathbf{M}_X)^T}} \quad (1.21)$$

Avec $\nabla g(\mathbf{M}_X) = [\frac{\partial g(x)}{\partial x_1}, \dots, \frac{\partial g(x)}{\partial x_n}]$ le gradient de la fonction d'état limite évalué à sa moyenne $\mathbf{x} = \mathbf{M}_X$ et $\boldsymbol{\varepsilon}_{XX}$ est la matrice de covariance.

Le principal inconvénient des indices de Cornell et de MCFOSM est que ces méthodes ne tiennent pas en compte des VAs du vecteur $\mathbf{X}$ et de leurs distributions de probabilité. Elles se limitent ainsi aux deux premiers moments statistiques en intégrant une information probabiliste/statistique assez limitée. Ajoutons que pour deux expressions différentes d'un même état limite représenté par sa fonction d'état limite, par exemple $g_1(\mathbf{X}) = R(\mathbf{X}) - S(\mathbf{X})$ et $g_2(\mathbf{X}) = \frac{R(\mathbf{X})}{S(\mathbf{X})} \leq 1$, β_{MCFOSM} ou β_C prennent des valeurs différentes, alors que la probabilité de défaillance est identique pour ces deux états limites $g_1(\mathbf{X})$ et $g_2(\mathbf{X})$. La véritable probabilité de défaillance est évaluée avec la méthode Monte-Carlo avec un très grand nombre d'échantillons.

1.12.2 Indice de fiabilité FOSM β_{FOSM}

Pour combler l'absence de l'invariance des deux indices de fiabilité mentionnés précédemment, par rapport à la définition de la fonction d'état limite, la méthode First Order Second Moment (FOSM) est proposée. Cette méthode représente une approximation du premier ordre centrée sur le point de défaillance le plus probable et utilise les moments du second ordre. La méthode FOSM est illustrée à la Figure 1.10.

Le point de conception ou le point de défaillance le plus probable correspond à la plus petite distance entre le point u_o dans l'espace normal centré réduit des VAs et la surface d'état limite $G(\mathbf{U})$. Avec u_o qui est le point transformé du point $x_o = M_x$ dans l'espace physique.

L'indice de fiabilité FOSM, β_{FOSM} , peut alors s'écrire:

$$\beta_{FOSM} = \frac{\mu_{G(U)}}{\sigma_{G(U)}} = - \frac{\nabla G(u^*)}{\|\nabla G(u^*)\|} u^* \quad (1.22)$$

Où $\hat{\alpha} = - \frac{\nabla G(u^*)}{\|\nabla G(u^*)\|}$ est appelé le vecteur gradient négatif normalisé, $\mu_{G(U)}$ et $\sigma_{G(U)}$ sont respectivement la moyenne et l'écart-type de la fonction d'état limite dans l'espace NCR.

Pour la recherche du point de conception u^* , plusieurs méthodes peuvent être utilisées. Parmi ces méthodes on cite (Cremona et al., 2012) :

- les algorithmes d'ordre 1, tels que la méthode du gradient projeté ou l'algorithme de Rackwitz-Fiessler. La convergence de ces méthodes dépend de la détermination des gradients de la fonction d'état limite;
- les algorithmes d'ordre 2 où la matrice Hessienne est approximée sans être calculée, telle que la méthode de Abdo & Rackwitz (1991). Cette méthode est une variante de l'algorithme de Rackwitz-Fiessler. Elle possède donc les mêmes propriétés, mais elle est globalement convergente.

Une présentation détaillée de ces algorithmes d'optimisation, ainsi qu'une comparaison de certains d'entre eux, ont été proposées dans Nguyen et al. (2007) et Sudret & Der Kiureghian (2000).

Un algorithme très utilisé actuellement est l'algorithme itératif de Rackwitz-Fiessler (Rackwitz & Fiessler, 1978). Dans cet algorithme décrit dans (Der Kiureghian, 2013), le point de défaillance le plus probable est obtenu par un processus itératif lorsque la précision sur la fonction d'état limite, ε_1 , et la précision sur l'écart entre deux points consécutifs, ε_2 , sont atteintes, soit pour deux itérations successives, soit:

$$\left| \frac{G(u^k)}{G(0)} \right| \leq \varepsilon_1 \text{ et } \|u^{k+1} - u^k\| \leq \varepsilon_2 \quad (1.23)$$

Avec, $u^{k+1} = \widehat{\alpha}_k u_k \widehat{\alpha}_k^T$.

La figure suivante illustre la transformation $U = T(\mathbf{X})$ et la linéarisation dans l'espace NCR de $G(\mathbf{u})$, ainsi que l'indice de fiabilité FOSM, β_{FOSM} .

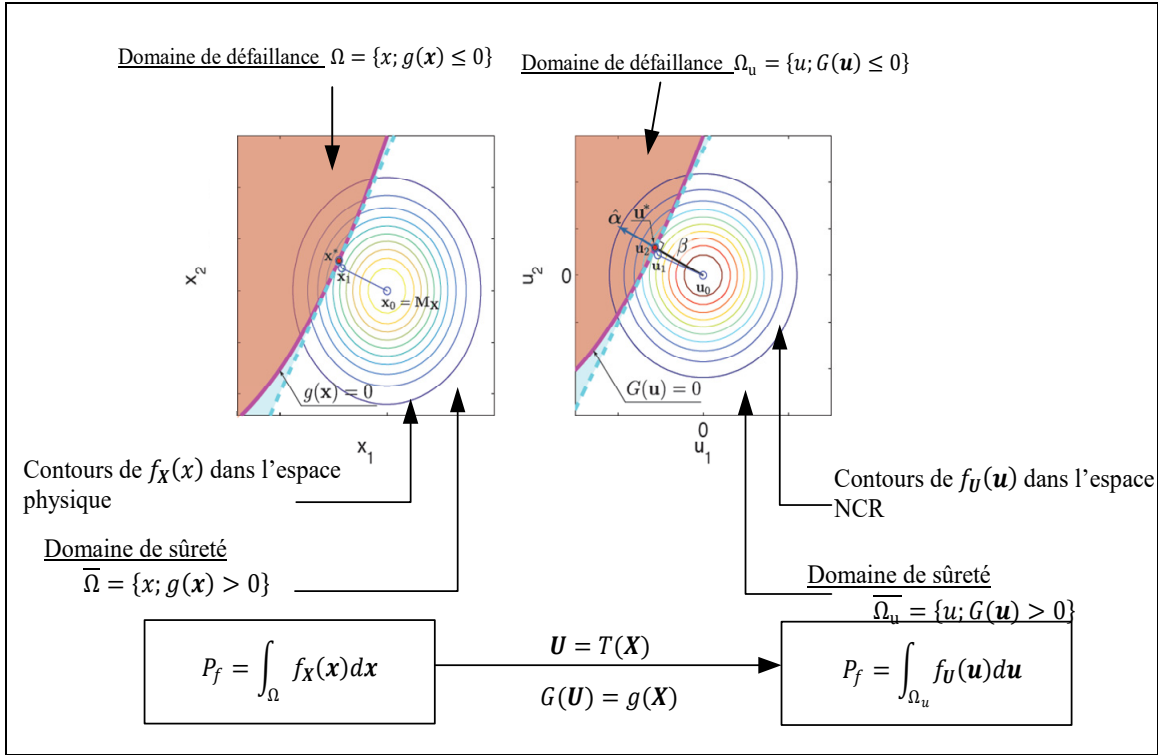


Figure 1.10 Illustration de la recherche de l'indice de fiabilité β_{FOSM}
Adaptée de Goulet (2016)

Dans le cadre de cette thèse, la méthode FOSM a été utilisée pour le calcul de la fiabilité des ponts (CHAPITRE 4). Cet indice de fiabilité a été validé par un calcul de fiabilité obtenu par la méthode Monte-Carlo qui donne des résultats jugés « les plus exacts » lorsque le nombre de simulations est suffisamment grand.

1.12.3 Indices de fiabilité FORM β_{FORM} et SORM β_{SORM}

La méthode FORM est une méthode qui consiste en l'approximation, à partir du développement de Taylor du premier ordre de la fonction d'état limite dans l'espace NCR $G(\mathbf{U})$ sur le point de défaillance le plus probable, u^* . La méthode FORM est représentée à la Figure 1.11. Les étapes de la méthode FORM sont identiques à ceux de FOSM, soit la transformation de $g(\mathbf{X})$ dans l'espace NCR et ensuite la linéarisation de la fonction $G(\mathbf{U})$ centrée sur le point de défaillance le plus probable u^* . Toutefois, pour la méthode FORM, l'information complète par rapport à la distribution de probabilité conjointe $f_X(\mathbf{x})$ est utilisée

plutôt que de poser l'hypothèse que cette distribution suit une loi normale dans l'espace physique des VAs, comme c'est le cas pour la méthode FOSM (Der Kiureghian, 2005, 2013). À noter que la méthode FORM devient équivalente à FOSM seulement dans le cas où la fonction densité de probabilité conjointe suit une loi normale multivariée.

Pour la méthode FORM, la transformation T entre les espaces physique et NCR est une transformation non linéaire, contrairement au cas de la méthode FOSM où cette transformation est linéaire. Ainsi, pour résumer :

- la surface d'état limite est linéaire dans l'espace NCR, mais non linéaire dans l'espace physique pour la méthode FORM;
- contrairement au cas de FOSM (où $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ est une loi normale multivariée), le point $\mathbf{x}_0 = \mathbf{M}_{\mathbf{x}}$ dans l'espace espace physique des VAs, ne correspond plus à l'origine de l'espace NCR, mais plutôt à un point, $\mathbf{u}_0 \neq (0; 0)$.

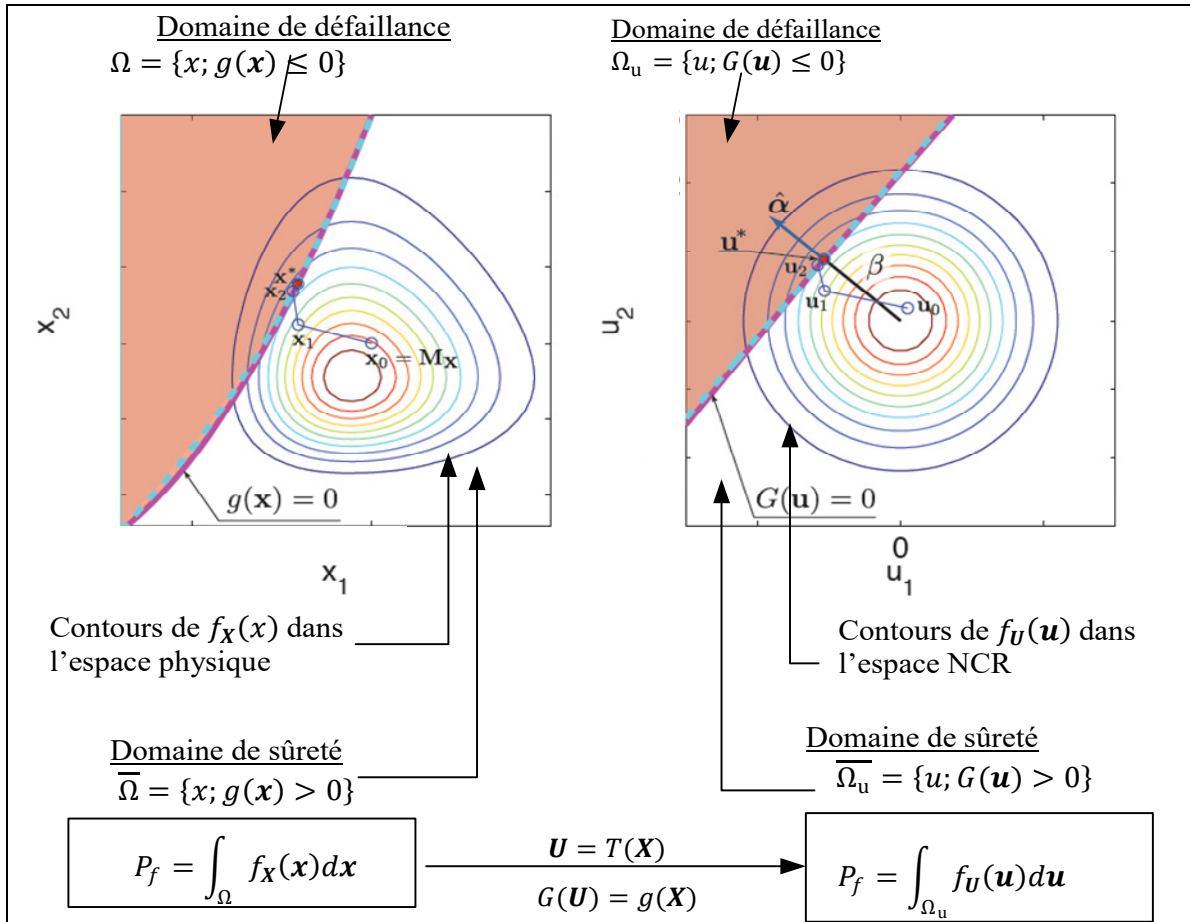


Figure 1.11 Illustration de la recherche de l'indice de fiabilité β_{FORM}
 Adaptée de Goulet (2016)

Pour améliorer la précision sur l'estimation de la probabilité de défaillance, la méthode SORM (Second Order Reliability Method) a été proposée (Der Kiureghian, 2005, 2013). Dans cette méthode, la fonction d'état limite dans l'espace NCR $G(\mathbf{U})$ est approximée par une hypersurface d'ordre 2 (Ditlevsen & Madsen, 1996; Lemaire, 2013).

Comme pour la méthode FORM, une transformation de la fonction de l'état limite de l'espace physique vers l'espace NCR est requise.

Ensuite, il faut trouver la position du point de conception. Pour le calcul de $P_{f_{SORM}}$, l'équation suivante est utilisée :

$$P_{f_{SORM}} \cong \phi(-\beta) \prod_{i=1}^{n-1} \frac{1}{\sqrt{1 + \psi(-\beta)\kappa_i}} \quad (1.24)$$

Avec κ_i les courbures principales de la surface d'état limite et $\psi(-\beta)$ un terme correctif.

La méthode SORM est une procédure d'optimisation. Par conséquent, il existe un risque de ne pas converger vers un optimum global. Ce problème de convergence est d'autant plus accentué que N (le nombre de VAs) est grand et/ou la fonction d'état limite est fortement non-linéaire (Roussouly, 2011).

1.13 Transformation d'un espace physique en un espace NCR

Comme mentionné plus haut, le passage entre de l'espace physique à l'espace NCR est nécessaire dans le problème de fiabilité, notamment pour les méthodes FOSM et FORM. La transformation T la plus simple consiste à transformer chaque VA du vecteur de VAs $\mathbf{X}$ (séparément) en une VA U_i dans l'espace NCR. Ce dernier cas est le cas le plus simple et cette transformation est applicable seulement si les VAs sont indépendantes et leurs fonctions de distribution de probabilité sont connues. Dans ce cas, la transformation la plus simple consiste à transformer chaque VA X_i en une VA U_i normale centrée réduite par :

$$T : u_i = \Phi^{-1} \left(F_{X_i}(x_i) \right) \quad (1.25)$$

$$T^{-1} : x_i = F_{X_i}^{-1} \left(\Phi(u_i) \right) \quad (1.26)$$

Avec F_{X_i} la fonction de distribution de la VA X_i .

Par contre, si les VAs sont dépendantes, Rosenblatt (1952) et Nataf (1962) ont développé des méthodes pour la définition de la fonction de densité conjointe $f_X(x)$ et la fonction de répartition conjointe $F_X(x)$. Dans cette thèse les VAs traitées sont indépendantes et par suite les équations (1.25) et (1.26) sont applicables. Une présentation détaillée sur les lois de Rosenblatt, Morgenstern et Nataf est donnée dans (Melchers & Beck, 2018; Der Kiureghian, 2013).

1.14 Incertitudes épistémiques et aléatoires sur l'aléa sismique

L'aléa sismique peut être représenté par un spectre de réponse. Ce dernier est une fonction reliant la valeur spectrale à la période de vibration (T) pour une période de retour (PR), récurrence choisie. La valeur spectrale peut être une accélération (S_a), une vitesse (S_v) ou un déplacement (S_d). Ces valeurs spectrales représentent, dans le cas d'un spectre de séisme, les réponses maximales d'un système linéaire à un degré de liberté (SDOF), de période (T) et d'amortissement (ξ) connus, lorsque sollicité par le signal sismique. La répétition de cette étape pour plusieurs périodes du SDOF, taux d'amortissement et une période de retour, PR , choisie, permet de construire un spectre de réponse pour différents niveaux d'amortissement $S(T, \xi, PR)$. Il est à noter que les spectres de réponse en accélération, vitesse et déplacement sont reliés entre eux par des relations fondamentales (Chopra, 2011; Filiatrault, 2013).

Un spectre de conception pour une PR /récurrence donnée est établi à partir des spectres de réponse pour un ensemble d'accélérogrammes/signaux sismiques, attendus pour un site ou un emplacement géographique donné, pour un amortissement de 5% correspondant à la récurrence en question. Par ailleurs, les structures typiques isolées à la base répondent essentiellement selon leur mode fondamental. Dès lors, leur réponse peut être évaluée au moyen d'un SDOF avec la période isolée, laquelle est généralement située entre 1,0 s et 4,0 s avec des valeurs typiques autour de 2,0 s. Dès lors, l'accélération spectrale à 2,0 s du spectre de conception représente l'aléa sismique de base pour une structure pouvant être assimilée à un système à 1 degré de liberté libre et dont la période naturelle est de 2,0 s, laquelle est représentative des ponts isolés à la base. Il est à noter que l'aléa et la réponse spécifique de

chaque structure de pont isolé est ajustée en fonction de la période et de l'amortissement d'une telle structure et que l'aléa S_a (2,0 s, 5%, PR) constitue uniquement un point de départ pouvant servir à construire le spectre complet $S_a(T, 5\%, PR)$. Ce dernier est ensuite ajusté pour le taux d'amortissement ξ de la structure sous étude. Pour des faibles taux d'amortissement, on peut négliger l'effet de l'amortissement sur la période (en assumant que la période amortie est égale à la période naturelle, non amortie). Généralement, les valeurs pseudo-spectrales, obtenues en négligeant l'effet de l'amortissement sur la période mentionnée, sont utilisées au lieu des valeurs spectrales. Dès lors les relations suivantes sont obtenues (Chopra, 2011):

$$S_a(T, \xi, PR) = \omega^2 \times S_d(T, \xi, PR) = \omega \times S_v(T, \xi, PR) \quad (1.27)$$

Avec, ω est la fréquence angulaire : $\omega = 2\pi/T$.

Le code canadien sur le calcul des ponts routiers, CSA-S6:19, utilise le même aléa que celui du Code National du Bâtiment du Canada (CNB, 2015) (www.SeismesCanada.ca). Cet aléa est présenté sous forme d'accélérations spectrales (S_a) pour des valeurs discrètes de périodes de vibration et pour 5% d'amortissement. Il a été calculé à l'aide du modèle de 5e génération de la Commission Géologique du Canada (CGC). Il ne fournit qu'une seule valeur, soit la valeur moyenne pour quelques valeurs discrètes de périodes de retour.

Cependant, la valeur moyenne de l'aléa est associée à une certaine incertitude qui devrait avoir des effets sur la fiabilité sismique des structures. Cette incertitude se compose de l'incertitude aléatoire et de l'incertitude épistémique du modèle d'estimation des accélérations spectrales.

Plusieurs recherches ont été menées pour modéliser des équations de mouvement du sol (Ground Motion Prediction Equations : GMPEs) et quantifier leurs incertitudes épistémiques et aléatoires. Ces équations de propagation/atténuation du mouvement du sol (GMPE) donnent une prédiction de la valeur moyenne (ou médiane) de l'amplitude des accélérations du sol en fonction de la distance et la magnitude du séisme.

Ces recherches proposent des modèles d'équations pour cartographier l'aléa sismique dans les codes de construction comme en Europe et le Moyen-Orient (Kale et al., 2015; Kotha et al., 2016; Zafarani et al., 2018), au Mexique (Ramirez-Guzman et al., 2014; Sahakian et al., 2018) et en Nouvelle-Zélande (Lee & Bradley, 2019; Lee et al., 2020). La récente recherche de Douglas (2020), donne la méthode de calcul pour la détermination des incertitudes épistémiques de plusieurs centres de recherche autour du monde entre 1964 et 2020.

Au Canada, voici les principaux résultats quant à la quantification de l'incertitude épistémique sur les modèles de prédiction des mouvements du sol ainsi que l'incertitude aléatoire associée aux équations de prédiction du mouvement du sol.

Atkinson & Adams (2013)

Cette étude constitue une recommandation à la CGC pour la préparation des cartes de l'aléa à l'échelle nationale (Atkinson, 2012; Atkinson & Adams, 2013) et pour considération dans le code National du bâtiment (CNB, 2015).

Pour l'Est et pour l'Ouest du Canada, cette étude décrit la procédure de détermination des GMPEs ainsi que la procédure pour la quantification des incertitudes. En effet, les valeurs moyennes des GMPEs sont sélectionnées à partir des autres études publiées dans les 10 dernières années précédant l'étude. Les GMPEs développées dans ces études incluent les différentes magnitudes M du séisme, soient de M 4,8 à M 7,5 et plusieurs distances de l'épicentre allant de 1 km jusqu'à 500 km.

Par exemple pour l'Est canadien, les GMPEs des cinq études suivantes sont sélectionnées :

- *PZT11: Pezeshk, Zhandieh and Tavakoli, 2011 (Pezeshk et al., 2011);*
- *A08': Atkinson, 2008 (Atkinson, 2008);*
- *AB06': Atkinson & Boore, 2006 (Atkinson & Boore, 2006);*
- *SGD02S: Silva, Gregor and Daragh, 2002, Single-corner (Silva et al., 2002);*
- *SGD02D: Silva, Gregor and Daragh, 2002, Double-corner (Silva et al., 2002).*

La Figure 1.12 suivante montre la valeur moyenne $\pm$ un (1) écart type des pseudos accélérations spectrales résultant des équations des GMPEs des cinq (5) modèles candidats. Une estimation de l'incertitude épistémique obtenue en utilisant cette méthode de combinaison de modèles pour plusieurs magnitudes, distance de l'épicentre et fréquence, donne que le rapport de la valeur moyenne plus (+) 1 écart type et la moyenne : $\frac{\text{moyenne} + \text{écart type}}{\text{moyenne}}$, ou le rapport de la valeur moyenne moins (–) 1 écart type et la moyenne : $\frac{\text{moyenne} - \text{écart type}}{\text{moyenne}}$, sont estimés à 0,17 log(10) unités (ou un facteur d'environ 1,5).

Cette valeur demeure une estimation globale de la dispersion de la valeur de la pseudo-accelération spectrale (PSA) due à l'incertitude épistémique des modèles de GMPEs via le rapport entre l'écart type sur la moyenne (ou le coefficient de variation) qui peut être calculé 0,5.

Néanmoins, ce modèle donne une estimation préliminaire de l'incertitude épistémique pour l'Est nord-américain. De plus, cette étude ne suggère pas une distribution probabiliste pour modéliser la dispersion des valeurs de PSA autour de la valeur moyenne, mais plutôt les valeurs pseudo-spectrales moyennes et moyennes $\pm$ 1 écart type, comme le montre la figure suivante.

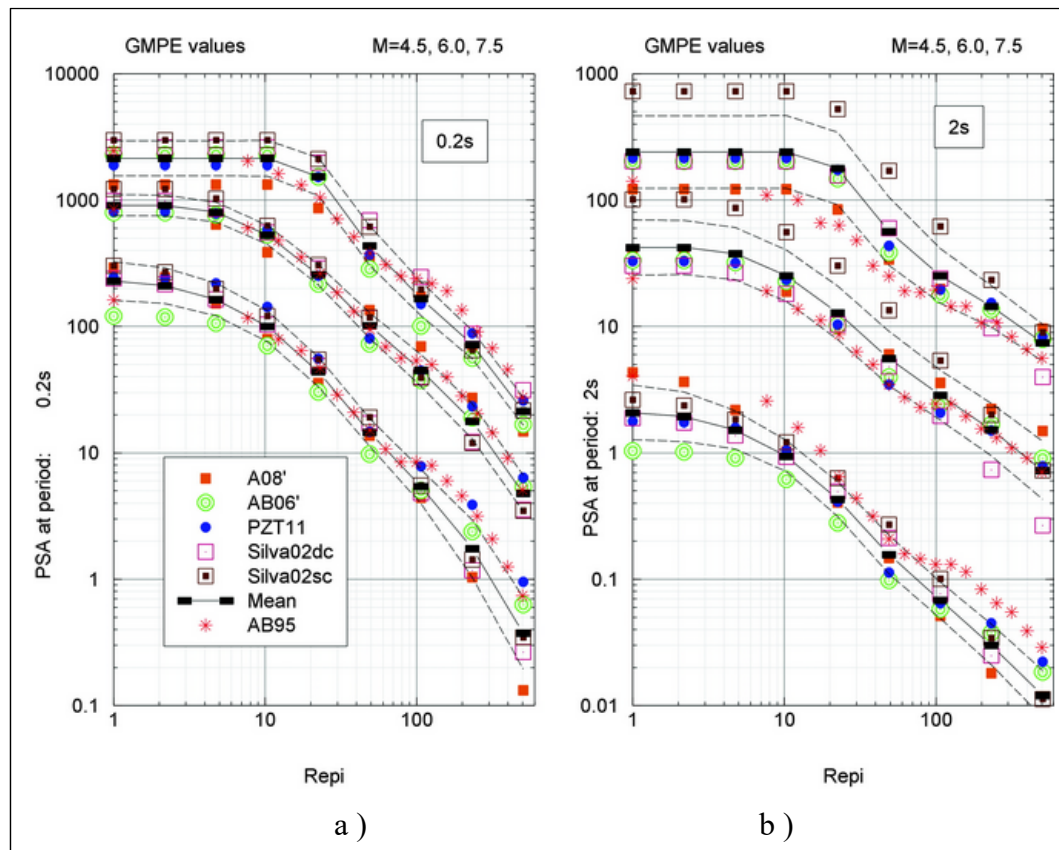


Figure 1.12 Les valeurs moyennes (en carrés noirs), et moyenne ± 1 écart type (lignes pointillées) des pseudo-accélérations (en cm/s^2) et des valeurs moyennes des cinq modèles GMPE pour les séismes de magnitudes $M = 4,5$ à $M = 7,5$ en fonction de la distance de l'épicentre, pour : a) période $T = 0,2 s$ et b) $T = 2,0 s$
Tirée de Atkinson et al. (2013)

Adams & Halchuk (2019)

Afin d'inclure les incertitudes épistémiques et aléatoires, Adams & Halchuk (2019) ont estimé la dispersion autour de la valeur moyenne de l'aléa sismique pour quelques localités dans l'Est et l'Ouest canadien (par exemple, les sites de Montréal, La Malbaie, Victoria et Vancouver). Dans cette étude la dispersion de l'incertitude est donnée sous forme de percentiles (2, 16, 50, 84, 95 percentiles) de la distribution. Pour les cas de sites étudiés (e.g. Montréal, La Pocatière, etc.) la valeur moyenne de la distribution qui décrit la valeur spectrale $S_a(0,2 s)$ est associée aux percentiles 63,5 et 81,5 selon le site étudié. De plus, les auteurs de cette étude indiquent que pour la plupart des localités la distribution de la dispersion peut être

approximée à une distribution probabiliste log-normale. Les résultats de cette étude sont donnés sous forme de tableaux de percentiles pour la période $T = 0,2 \text{ s}$.

La Figure 1.13 montre les résultats des distributions de $S_a(0,2 \text{ s})$, normalisées à $1g$, pour les trois localités de La Malbaie, Montréal et Toronto. La figure montre la similarité de ces 3 distributions. Les auteurs démontrent qu'elles suivent une distribution log-normale.

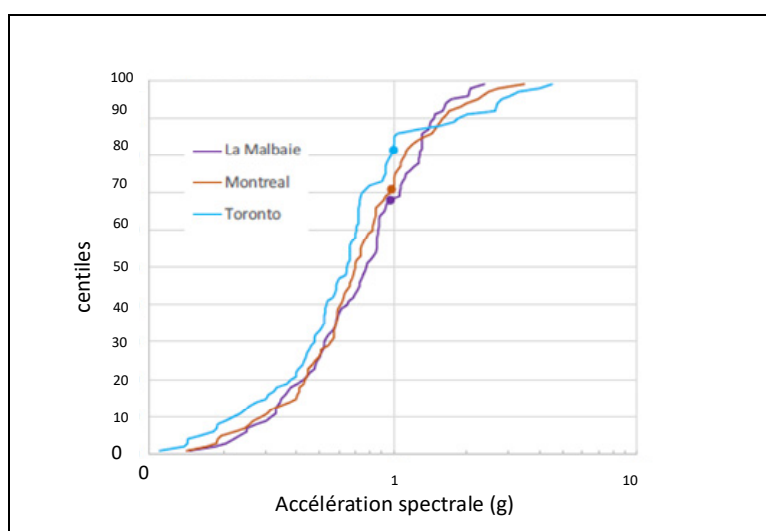


Figure 1.13 Les centiles de la distribution de $S_a(0,2s)$ pour une période de retour de 2 475 ans déterminés pour la Malbaie, Montréal et Toronto
Adaptée de Adams & Halchuk (2019)

Dans cette étude, il a été démontré que pour le site de Montréal, les distributions des valeurs spectrales sur les périodes de $T = 0,1$ s à $T = 10,0$ s peuvent être estimées par une distribution log-normale dont l'écart type est obtenu par :

$$\begin{aligned} \text{Écart type} = & \frac{1}{4} (\log(S_a(T) \text{ correspondant au } P_{98\%}) \\ & - \log(S_a(T) \text{ correspondant au } P_{2\%})) \end{aligned} \quad (1.28)$$

Avec $P_{2\%}$ et $P_{98\%}$ sont le 2^e et 98^{ième} percentiles de la distribution de $S_a(T)$.

Malgré son originalité, les auteurs n'ont couvert que quelques localités et n'ont pas l'intention de développer une autre étude pour l'estimation des incertitudes épistémiques et aléatoires pour couvrir d'autres localités (J. Adams, M. Nassar, communication personnelle, 16 Juillet 2020).

En effet, une 6^{ième} génération du modèle de l'aléa sismique à l'échelle nationale (« 6th generation seismic hazard model ») pour le Code National du bâtiment (CNB, 2020) est attendue vers la fin de l'année 2021 (D. Mitchell, M. Nassar, communication personnelle, 15 avril 2021).

CHAPITRE 2

PRÉSENTATION D'UN CADRE MÉTHODOLOGIQUE

L'objectif *in fine* de cette thèse est l'estimation de la fiabilité sismique des ponts simples isolés à la base, sous l'effet de différentes conditions, avec emphase sur les basses températures. Pour atteindre cet objectif, plusieurs objectifs spécifiques et séquentiels ont été proposés (voir chapitre Introduction). La méthodologie suivie est basée sur une approche probabiliste classique qui considère les paramètres d'entrée (résistance, sollicitation, température, etc.) comme des variables aléatoires modélisables et paramétrables. Plus spécifiquement, la performance des ponts étudiés (comprendre leur niveau de fiabilité vis-à-vis les aléas sismiques) est définie en termes de probabilité à se maintenir à l'intérieur d'états limites, lesquels sont formulés dans un hyper espace en termes de sollicitation et de résistance (capacité) et d'autres entrants. Ainsi, pour chaque état limite, plusieurs variables aléatoires (VAs) sont considérées. Parmi ces VAs, on cite notamment la température ambiante, l'aléa sismique (intensité du séisme), les propriétés hystérétiques du système d'isolation sismique, les dimensions des composants primaires du pont et les propriétés de leurs matériaux. Ces variables aléatoires sont associées à des incertitudes épistémiques et aléatoires. La méthode Monte-Carlo est utilisée comme *méthode référence* pour la propagation de l'incertitude provenant de chacune des VAs affectant la réponse sismique du pont isolé à la base. Le but est de modéliser la sollicitation. Aussi, un modèle est proposé pour déterminer les paramètres statistiques de la distribution de probabilité de la résistance.

Ce chapitre détaille les méthodes de calcul de la réponse sismique, en termes de force et de déplacement, ainsi que le modèle probabiliste de résistance, faisant intervenir les différentes VAs, susmentionnées, régissant le problème. Également, les équations du calcul de la probabilité de défaillance du système y sont détaillées.

2.1 Modélisation des systèmes d'isolation sismique en élastomère à noyau de plomb

Le modèle de comportement bilinéaire de la Figure 0.3 est utilisé à la base de la représentation du système d'isolation sismique, composé d'appuis en élastomère à noyau de plomb.

La résistance caractéristique, Q_d ainsi que la limite élastique F_y sont déterminées essentiellement à partir des propriétés du noyau de plomb, par (Buckle et al., 2006) :

$$F_y = \frac{1}{\psi} \sigma_{yl} \pi R_L^2 \quad (2.1)$$

$$Q_d = F_y \left(1 - \frac{K_d}{K_u} \right) = F_y (1 - n) \quad (2.2)$$

Avec :

- R_L : le rayon du noyau du plomb;
- σ_{yl} : la limite élastique du plomb;
- ψ : un facteur de pondération qui tient compte du fluage du plomb, qui vaut 1,0 pour les charges sismiques (absence de fluage);
- $n = \frac{K_d}{K_u}$ est pris égal à 10,0 pour ce type d'appui sous les charges sismiques (Buckle et al., 2006).

Quant à la rigidité post-élastique K_d , elle est essentiellement fonction des propriétés de l'élastomère, et est donnée par (Buckle et al., 2006):

$$K_d = f \frac{G A_b}{T_r} \quad (2.3)$$

Où :

- G : le module de cisaillement de l'élastomère;

- A_b : la section transversale de l'élastomère;
- T_r : l'épaisseur totale de l'élastomère;
- f : un facteur qui tient compte de la contribution du noyau de plomb dans la rigidité post-élastique. Il est, en général, pris égal à 1,1 (Buckle et al., 2006).

Le déplacement correspondant à la limite élastique est obtenu par:

$$\Delta_y = \frac{Q_d}{K_u - K_d} \quad (2.4)$$

Pour fins d'analyse spectrale, le comportement bilinéaire du système d'isolation est remplacé par un modèle linéaire équivalent composé d'un ressort linéaire (élastique) et d'un amortisseur visqueux, illustré sur la Figure 0.3. Les paramètres décrivant ce modèle sont déterminés à partir des équations suivantes (Naeim & Kelly, 1999) :

- la rigidité effective K_{eff} de la courbe force-déplacement :

$$K_{eff} = K_d + \frac{Q_d}{\Delta_{max}} \quad (2.5)$$

- l'énergie dissipée par cycle (EDC) qui est égale à l'aire de la relation force-déplacement et est donnée par :

$$EDC = 4 Q_d (\Delta_{max} - \Delta_y) \quad (2.6)$$

- le taux d'amortissement visqueux équivalent, β_e , est obtenu par l'égalisation de l'EDC du système bilinéaire de l'équation (2.6) à celle d'un amortisseur visqueux (Figure 0.3) et est donnée par l'équation 0.1.

Pour les systèmes d'isolation sismique en élastomère à noyau du plomb, les paramètres ci-dessus dépendent, à la fois, des propriétés de l'élastomère et du noyau de plomb. L'élastomère composant ce type d'isolateur sismique est un élastomère à faible taux d'amortissement.

2.2 Modélisation du pont isolé et méthode d'analyse sismique

Plusieurs études sur la réponse sismique des ponts ont été menées sur la base de trois principales méthodes d'analyse : la méthode d'analyse spectrale unimodale (méthode simplifiée), la méthode d'analyse spectrale multimodale et la méthode d'analyse temporelle non linéaire (CSA, 2019; AASHTO, 2017; Chopra, 2011).

La méthode d'analyse spectrale unimodale est utilisée et suggérée, sous certaines conditions, par les codes et normes (AASHTO 2014; CSA-S6 2019). Cette approche consiste en une analyse élastique spectrale sur le pont isolé à la base, modélisé comme un système linéaire viscoélastique équivalent à un degré de liberté. Le modèle est donc caractérisé par une rigidité effective K_{eff} et un amortissement visqueux équivalent β_e , calculé au déplacement maximal (Dicleli & Buddaram, 2007 ; Guizani, 2007; Jara et al., 2012; AASHTO, 2014; Koval et al., 2016; CSA, 2019). Les définitions de K_{eff} et β_e sont données au chapitre Introduction et au présent chapitre.

Dans cette thèse une analyse basée sur la performance est réalisée, mais avec une performance élastique (i.e. aucun dommage) sous tous les séismes jusqu'à une période de retour de 2 475 ans. Ceci est supérieur au minimum requis par le code pour un pont essentiel (CSA, 2019). Une telle performance de conception est jugée acceptable dans le contexte de la sismicité des sites considérées combiné aux exigences du code concernant le ratio d'acier minimal (voir CHAPITRES 4, 6 et 8). En effet, au Québec, avec un ratio minimal d'acier d'armature longitudinal de 0,8% spécifié par le code CAN/CSA-S6, la résistance à la flexion obtenue est très souvent supérieure à la demande sismique des ponts isolés à la base, au Québec. Par conséquent, il est justifié de concevoir les ponts isolés à la base pour rester essentiellement dans le domaine élastique sous le séisme de période de retour de 2 475 ans, ce qui est une

performance supérieure à celle spécifiée par le code. Pour les cas de ponts étudiés dans le cadre de cette thèse, en raison de la charge axiale assez significative combinée à une demande sismique très faible, l'acier d'armature requis est inférieur à l'acier d'armature minimum spécifié par le code qui a justifié le calcul élastique. Par conséquent, au CHAPITRE 6, une conception basée sur la performance, mais avec une performance élastique (essentiellement aucun dommage) est réalisée, sous tous les séismes jusqu'à une période de retour de 2 475 ans, ce qui est supérieur au minimum requis par le code.

Ensuite, pour des fins de comparaison de l'effet du type de conception sur la fiabilité du pont, une étude supplémentaire est effectuée (CHAPITRE 6) pour le cas d'étude du pont sur le site de Rivière-du-Loup, Québec. La conception et l'analyse du pont isolé à la base sont basées sur les critères de performance comme décrit dans le code CAN/CSA-S6 :19 (CSA, 2019). En effet, cette variante est conçue pour répondre minimalement aux exigences de performance du code pour un pont essentiel. Par conséquent, avec un comportement inélastique sous un séisme ayant une période de retour de 2 475 ans, mais des dommages réparables (les déformations inélastiques limitées) la réponse inélastique de la pile est obtenue en intégrant les réponses des sections de la pile sur sa hauteur. L'outil Response 2000 (Bentz, 2000) est utilisé pour effectuer les analyses de section. Cette intégration permet de tirer une courbe force à la base versus déplacement à la tête de pile (P-delta). Cette courbe est par la suite idéalisée par une relation bilinéaire et les seuils de dommages (déformations) sont associés à des seuils de déplacement de tête de pile. Ainsi, pour les fins de l'analyse, chaque critère de performance est traduit en un déplacement de la tête de pile cible spécifié sur la courbe (P-delta).

2.3 Étapes de calcul de la réponse sismique du pont avec système d'isolation sismique

Dans cette section, on présente les équations utilisées pour le calcul de la réponse sismique du pont en termes de force à la base de la pile du pont ainsi que le déplacement du système d'isolation sismique et la rigidité de la superstructure.

Pour les ponts isolés à la base avec superstructure flexible, K_{eff} peut être donnée par :

$$K_{eff} = \frac{K_{sub}K_{isol}}{K_{sub} + K_{isol}} \quad (2.7)$$

où, K_{sub} est la rigidité de la superstructure et K_{isol} la rigidité équivalente du système d'isolation sismique, donnée par :

$$K_{isol} = K_d + \frac{Q_d}{\Delta_{isol}} \quad (2.8)$$

Avec, Δ_{isol} est le déplacement du système d'isolation sismique et est égal à :

$$\Delta_{isol} = \frac{D_1}{1 + \left(\frac{K_{isol}}{K_{sub}} \right)} \quad (2.9)$$

D_1 est le déplacement total de la pile du pont et du système d'isolation sismique.

Le taux d'amortissement visqueux équivalent du système d'isolation sismique en série avec la superstructure est donné par :

$$\beta_e = \frac{EDC}{2\pi K_{eff} \Delta^2} \quad (2.10)$$

Où EDC est l'énergie dissipée par cycle donné à la l'équation 2.6.

La Norme CAN/CSA-S6 :19 propose un taux d'amortissement B utilisé pour obtenir la réponse spectrale du taux d'amortissement du système β_e , à partir du spectre de réponse sismique (UHS) avec 5 % d'amortissement :

$$B = \left(\frac{\beta_e}{0,05} \right)^n \text{ avec } \begin{cases} n = 0,2 & \text{Si } \frac{S_a(0,2 s)}{S_a(2,0 s)} \geq 8 \\ n = 0,3 & \text{Si } \frac{S_a(0,2 s)}{S_a(2,0 s)} < 8 \end{cases} \quad (2.11)$$

Le déplacement maximal peut être déterminé par :

$$\Delta_{max} = \frac{S_a(T_{eff})}{B} = \frac{250 S_a(T_{eff}) T_{eff}^2}{B} \quad (2.12)$$

La réponse spectrale en termes de force maximale à la base de la pile du pont, peut ainsi être exprimée par :

$$F_{max} = K_{eff} \Delta_{max} = K_{sub} \Delta_{sub} = K_{isol} \Delta_{isol} \quad (2.13)$$

Comme les propriétés du système d'isolation sismique dépendent du déplacement et vice-versa, une procédure itérative assure la convergence vers la réponse finale et les propriétés hystérétiques du système d'isolation sismique, comme illustré à la Figure 2.1.

Il est pertinent de noter que pour l'analyse d'une structure répondant dans le domaine inélastique (voir section précédente), des analyses non linéaires sont requises. Dans ce dernier cas, K_{sub} n'est pas constante comme dans le cas d'une analyse linéaire élastique. Une courbe $F_p - \Delta_{pile}$ propre à la pile du pont est alors déterminée au préalable et est considérée comme entrée au problème. Un exemple de courbe $F_p - \Delta_{pile}$ et $F_p - \Delta_{pile}$ idéalisée est donnée à la Figure 2.2. Le schéma de calcul de la réponse sismique en termes de déplacement de la tête de pile du pont pour les analyses dans le domaine inélastique est présenté à la Figure 2.3.

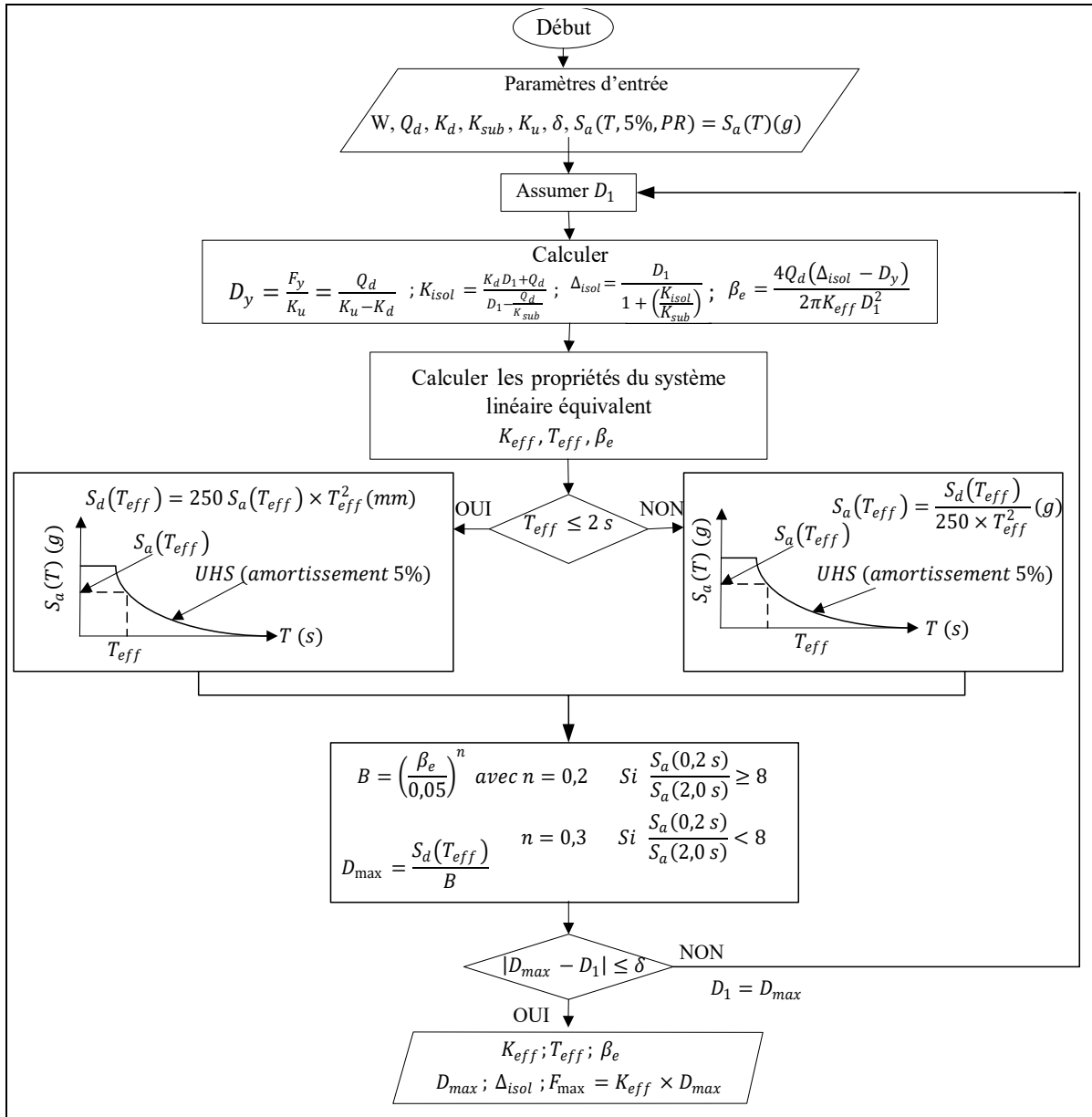


Figure 2.1 Algorithme de calcul déterministe de la réponse sismique maximale d'un pont isolé répondant dans le domaine élastique par la méthode simplifiée (spectrale unimodale)

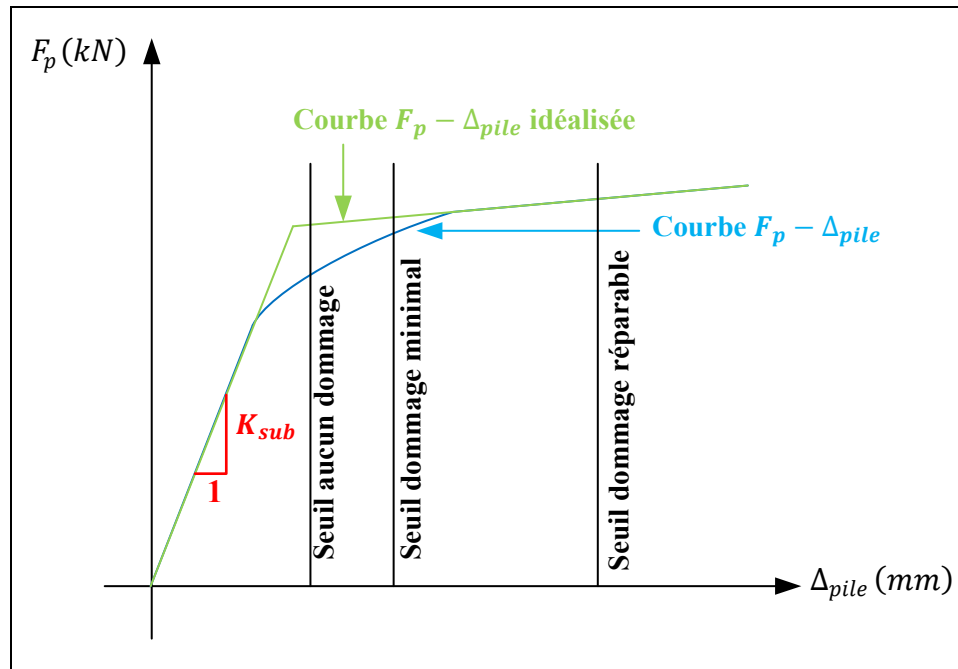


Figure 2.2 Les courbes $F_p - \Delta_{pile}$ et $F_p - \Delta_{pile}$ idéalisée de la pile de pont pour une analyse non linéaire

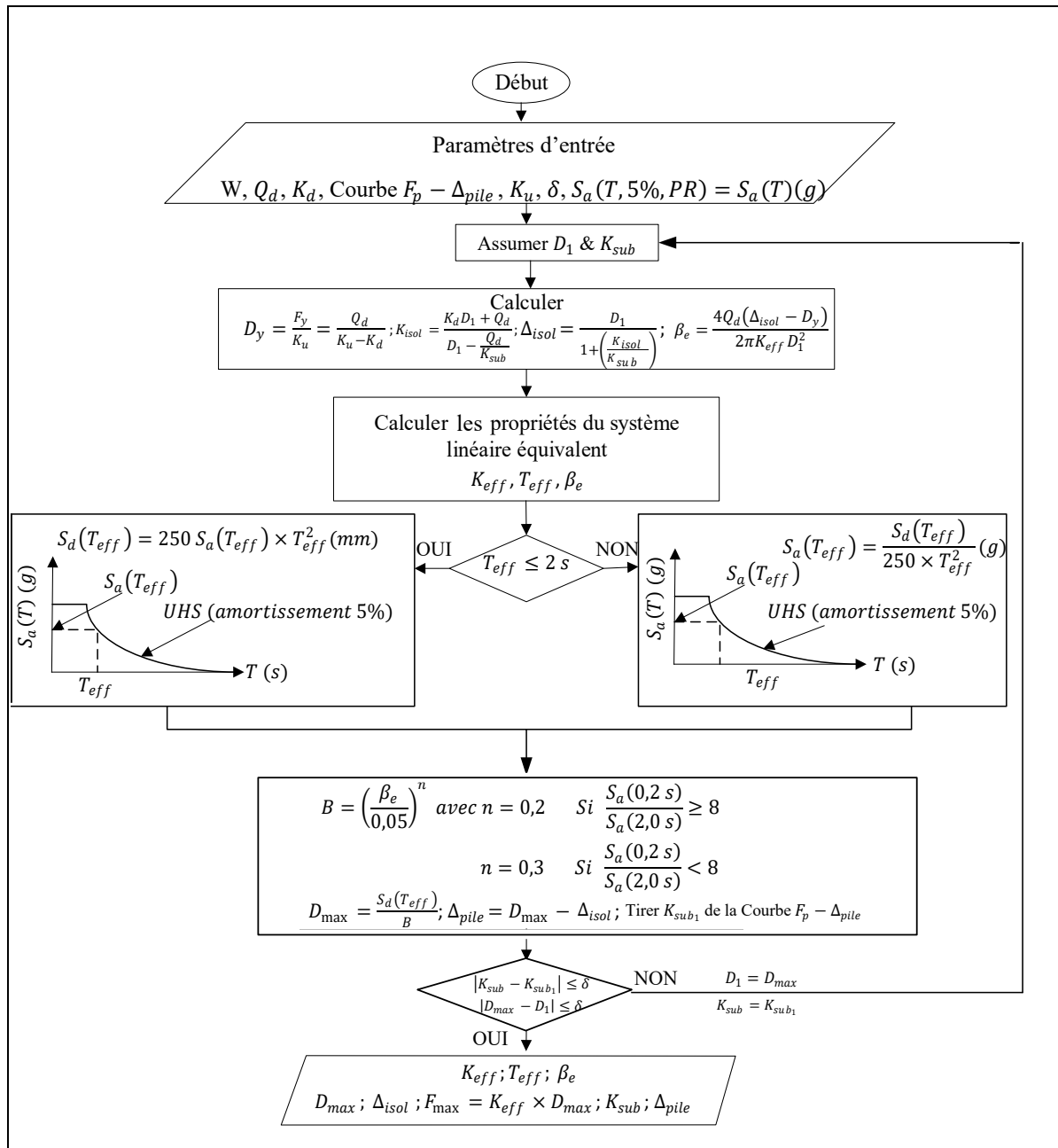


Figure 2.3 Algorithme de calcul déterministe de la réponse sismique maximale d'un pont isolé répondant dans le domaine inélastique par la méthode simplifiée (spectrale unimodale)

2.4 Les variables aléatoires de base

La fonction densité de probabilité notée PDF (*Probability Density Function*) de chaque VA permet d'intégrer les incertitudes au processus d'évaluation d'un modèle (Kalinina et al., 2016). Les incertitudes sont ainsi propagées à travers le système pour obtenir une estimation quantitative de sa probabilité de défaillance.

Les paramètres décrivant les modèles pour le calcul de la sollicitation sont modélisés comme des VAs ou considérés déterministes. On a attribué les densités de probabilités aux paramètres de l'étude en fonction de la disponibilité des données statistiques. Cependant, dans le cas de la non-disponibilité de données statistiques, des prévisions théoriques basées sur l'avis des experts, les connaissances théoriques ainsi qu'un modèle représentatif du problème, peuvent être utilisées.

Considérant le problème délicat d'attribution de la distribution adéquate, la loi normale est souvent utilisée par défaut pour ses propriétés mathématiques intéressantes. Par exemple, la valeur de l'accélération spectrale du séisme, $S_a(T)(g)$ est estimée d'abord par une loi normale (au CHAPITRE 4). Toutefois, pour remédier aux lacunes d'une telle représentation, une loi log-normale est adoptée (au CHAPITRE 6). Ceci permet d'assurer des valeurs strictement positives de $S_a(T)(g)$. Une autre raison derrière le choix de la distribution log-normale réside dans le fait que la loi normale peut conduire à une sous-représentation des valeurs extrêmes comme le montre la Figure 2.4 suivante, comparant plusieurs distributions de probabilité pour une espérance et écart type fixé (Goulet, 2016). Il est à noter que, les valeurs spectrales $S_a(T)(g)$ négatives générées à partir de la distribution normale sont remplacées par des valeurs nulles (au CHAPITRE 4).

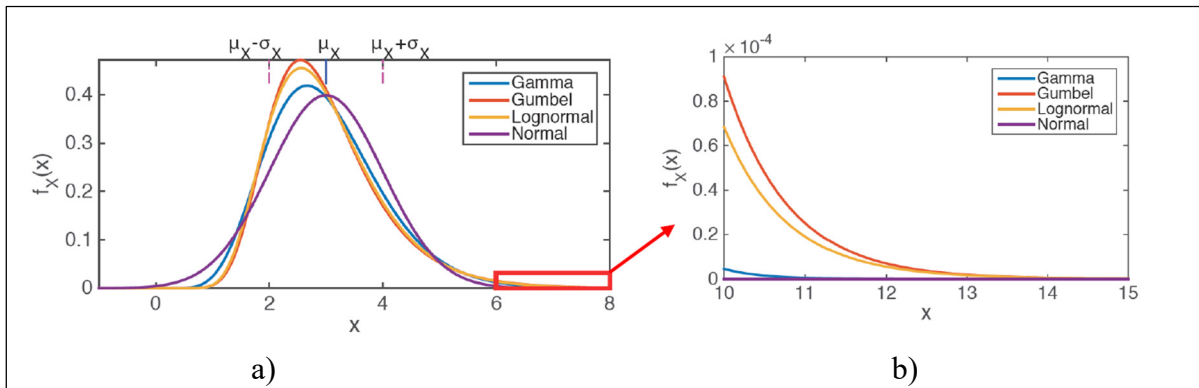


Figure 2.4 Distributions de probabilité pour les lois Gamma, Gumbel, Log-normale et Normale pour des espérances et un écart type fixé :

a) densités des distributions; b) queues des distributions densités de probabilité

Tirée de Goulet (2016)

Finalement, des travaux récents parus durant la réalisation de cette thèse, montrent qu'une distribution log-normale est appropriée pour représenter l'incertitude totale sur l'aléa sismique (Adams & Halchuk, 2019). Néanmoins, pour mieux évaluer les résultats obtenus avec une distribution normale (au CHAPITRE 4), une comparaison de l'effet de considérer une loi normale ou log-normale de $S_a(T)$ (g) sur la fiabilité des états limites et du pont est traitée au CHAPITRE 6.

2.5 Les variables aléatoires considérées

Dans cette thèse, le comportement en flexion de la base de la pile centrale et le comportement du système d'isolation, à la tête de cette pile, sont étudiés et considérés comme gouvernant la performance sismique du pont. Dans la suite de cette section, les VAs affectant la sollicitation sismique en flexion, la résistance de la section critique (base de la pile) et le comportement du système d'isolation considérés dans les CHAPITRES 4, 6 et 8 sont discutées et décrites avec plus de détails.

2.5.1 Incertitude épistémique sur les valeurs des accélérations spectrales (séisme)

Lors de la conception du pont et lors des analyses sismiques des réalisations générées par la méthode Monte-Carlo, la méthode spectrale unimodale (simplifiée) est utilisée pour

l'estimation de la réponse sismique maximale du pont isolé à la base. Comme décrit à la section (1.14), les valeurs de $S_a(T_{eff})$ et/ou de $S_d(T_{eff})$ sont estimées à partir des séismes de conception correspondant à une période de retour (PR) donnée. Lors de la conception d'un pont se comportant essentiellement dans le domaine élastique, la PR d'un tel séisme est de 2 475 ans. Pour la conception sur la base de la performance du pont, présentée au CHAPITRE 6, trois PRs sont utilisées : 475 ans, 975 ans et 2 475 ans. Pour les deux premières, le comportement est élastique et l'analyse sismique s'effectue selon l'organigramme présenté à la Figure 2.1. Pour la dernière, l'organigramme plus général et qui inclut la possibilité de comportement inélastique de la pile de la Figure 2.3 est utilisé.

Pour modéliser la récurrence d'un séisme, qui est un événement rare, Filiatrault (2013) a proposé une distribution Poisson. Dans le cadre de cette thèse, les valeurs et les paramètres de l'aléa sismique pour le site du pont ont été choisis sur la base du modèle d'aléa sismique de la 5^e génération pour le Canada (Halchuk et al., 2014). Cependant, l'aléa sismique est donné pour un nombre limité (fonction discrète) de PRs et de périodes de vibration (T) de la structure. Ce modèle a donc été généralisé pour en faire un modèle d'aléa sismique moyen sous forme d'une fonction continue des PRs et des périodes de vibration (T) par interpolations et extrapolations linéaires (Halchuk et al. 2015). De plus, l'incertitude sur les valeurs de l'aléa sismique moyen, basée sur les modèles d'Atkinson (2013) (CHAPITRE 4 et CHAPITRE 6) et Adams & Halchuk (2019) (CHAPITRE 6 et CHAPITRE 8), a été appliquée pour en faire une distribution probabiliste de la valeur d'accélération spectrale $S_a(T, PR, 5\%)$ correspondant à toutes les périodes de la structure $T(s)$ et toutes les PRs (an) pour 5% d'amortissement. Ce modèle a été utilisé pour décrire l'aléa sismique à titre de VA.

2.5.2 Température

Pour tenir compte de l'effet de la variation de la température sur les propriétés hystérétiques du système d'isolation sismique, celle-ci est modélisée comme une VA. Les données des températures horaires pour 50 années entre 1963 et 2013 sont obtenues du site d'Environnement Canada (www.climate.weather.gc.ca).

Pour la plupart des sites étudiés, la distribution de la température est considérée comme une loi non-paramétrique. Pour le cas de Montréal, les données peuvent être modélisées comme une loi bi-normale (« *Binormal Mixture Distribution* »). Un test d'adéquation a été effectué pour valider cette hypothèse.

Les distributions probabilistes des propriétés hystérétiques K_d et Q_d sont établies à travers les équations (2.2) et (2.3), respectivement.

Il est également pertinent d'étudier les effets du comportement thermomécanique des unités d'isolation sismique (réchauffement interne) dû aux cycles de déformation induite par le séisme. Dans le CHAPITRE 8, l'effet de l'augmentation de la température causée par le comportement cyclique des isolateurs sismiques à noyau de plomb utilisés a été inclus à travers d'un facteur multiplicatif de la réponse sismique en déplacement obtenue en négligeant ce réchauffement (Kalpakidis, 2008). Ce facteur est modélisé comme une VA. L'effet de l'application de ce facteur sur la force sismique est également inclus indirectement via la relation bilinéaire entre le déplacement et la force de l'isolateur. Les paramètres de la distribution probabiliste d'un tel facteur sont estimés sur la base des résultats des études de réchauffement des systèmes d'isolation sismique en élastomère avec noyau de plomb (Ozdemir, 2015).

2.5.3 Modèle probabiliste de la résistance en flexion à la base de la pile du pont

Les variations des propriétés hystérétiques dues aux différentes incertitudes (ex. température, incertitudes épistémiques de modélisation, etc.) et les variations des mouvements sismiques sont considérées dans le calcul de la sollicitation sismique à la base de la pile du pont. Alors que les variations des propriétés de la pile du pont (ex. propriétés du béton, de l'acier, des dimensions des sections, etc.) sont considérées dans le calcul de la résistance à la sollicitation sismique à la base du pont.

La sélection des distributions probabilistes des propriétés mécaniques des matériaux peut varier d'un endroit à l'autre en fonction des pratiques de l'industrie de production des matériaux (i.e. acier de construction) ou pour des considérations numériques. En général, la distribution probabiliste de la résistance à la compression du béton est considérée comme normale (Szerszen & Nowak, 2003; Wiśniewski, 2007). Néanmoins, elle est considérée comme log-normale dans certaines études, et ce pour garantir une valeur positive à ce paramètre lors des simulations (Wiśniewski et al., 2012).

Un modèle de résistance qui a servi au développement des facteurs de résistance à la flexion pour les code américains de ACI et de l'AASHTO-LRFD a été utilisé (Nowak et al., 2012; Nowak & Szerszen, 2003). Ce modèle intègre la variation de trois paramètres essentiels, soient:

- M : les propriétés des matériaux composant la section de béton armé : résistance à la compression du béton $f'_c(MPa)$ pour un béton coulé sur place et la contrainte limite élastique de l'acier en traction $f_y(MPa)$;
- F : les propriétés géométriques et les dimensions de la composante incluant l'aire de la section d'armature et le moment d'inertie;
- P : l'incertitude épistémique sur le modèle de calcul de la résistance en flexion.

Le modèle de résistance résultant est un modèle probabiliste de la résistance en flexion. Les paramètres statistiques des propriétés des matériaux, des propriétés géométriques et de l'incertitude épistémique sur le modèle de résistance en flexion à la base de la pile du pont sont notées par : M, F et P, respectivement. La résistance en flexion est le produit de ces trois VAs.

Ce modèle combine donc plusieurs incertitudes aléatoires (M et F) en plus de l'incertitude épistémique (P) sur le modèle de la résistance et a été choisi pour sa simplicité. Il permet de trouver la distribution probabiliste de la résistance à la flexion du béton à partir de la valeur nominale de la résistance en flexion de la section de la pile du pont. De plus, ce modèle est basé sur des données statistiques de l'industrie nord-américaine des années 1980 à 2000 environ. Ce contexte industriel est similaire à celui du Canada et nous supposons ainsi que les

données à la base de ce modèle sont représentatives des ponts étudiés dans le cadre de cette thèse.

La résistance nominale de la section de béton est calculée à partir du logiciel SP-Column (StructurePoint) pour satisfaire la demande sismique. Celle-ci est calculée à partir d'une analyse spectrale unimodale sur le système linéaire viscoélastique de pont à 1 degré de liberté, tel qu'expliqué précédemment. Il est à mentionner que les directions d'action sismique sont combinées selon les exigences du code CAN/CSA-S6 :19, soit 100% dans une direction combinée à 30% dans la direction perpendiculaire. De ce fait, la résistance est exprimée sous forme de diagramme d'interaction $P_v - M_x - M_y$ définissant la limite de la capacité en flexion.

Dans le cas d'une conception basée sur la performance, la défaillance est définie en termes de déformations (indicateurs de dommages) et non en termes de capacité (en force). Dans ce cas, pour tenir compte du chargement sismique bidirectionnel, une superposition des déformations est effectuée (Voir CHAPITRE 6). La variabilité de la résistance est appliquée sur la relation force-déplacement de la pile. Celle-ci a été calculée à l'aide du logiciel Response 2000 (Bentz, 2000). Pour l'analyse de section, la loi de comportement uniaxial du béton en compression utilisée est celle proposée par Popovics/Thorenfeldt/Collins (Mitchel & Collins 1991). Le modèle d'adoucissement par compression du béton, ou « *Concrete Compression Softening Model* » en anglais, de Vecchio-Collins (1986) et la courbe de contrainte-déformation CSA G30.12 400 MPa pour l'acier (Bentz, 2000) sont utilisés.

Le Tableau 2.1 suivant présente les paramètres des distributions probabilistes des VAs, reliées au modèle de la résistance en flexion (ou courbe force sismique - déplacement au sommet) de la pile, considérées dans différentes études.

Tableau 2.1 Paramètres des variables aléatoires des propriétés des matériaux et géométriques selon plusieurs études

Nom	Symbole	Distribution	Biais	CoV	Source
Résistance à la compression	f'_c	N	1,23	0,21	(Rakoczy & Nowak 2012)
		LN	1,00	0,12	(Wisniewski et al., 2009)
		N	0,805	0,15	(Nowak et al., 1994)
		N	0,95	0,15	(Ellingwood, 1980)
Contrainte limite élastique de l'acier	f_y	N	1,13	0,05	(Rakoczy & Nowak 2012)
		N	1,15	0,05	(Wisniewski et al., 2009)
		N	1,12	0,10	(Nowak et al., 1994)
Aire de la section d'armature	A_s	N	1,00	0,03	(Nowak & Szerszen 2003)
		N	1,00	0,02	(Wisniewski et al., 2009)
		N	1,00	0,015	(Nowak et al., 1994)
Dimensions	d ou h	N	0,99	0,04	(Nowak & Szerszen 2003)
		N	1,00	500/h	(Wisniewski et al., 2009)
		N	1,00	0,7/d 0,4/h	(Nowak et al., 1994)
	b	N	1,005	0,04	(Nowak et al. 2012)

Pour établir le modèle probabiliste de la résistance, lequel fait intervenir les différentes VAs, la méthode Monte-Carlo a été utilisée par Nowak et al. (1994; 1999) et Wisniewski et al. (2009) pour aboutir aux distributions probabilistes de M, F et P finales utilisées dans notre étude.

Plusieurs études menées dans la perspective de la mise à jour des facteurs de résistance du béton pour les codes ACI et AASHTO-LRFD ont, également, mis à jour les paramètres des distributions probabilistes de M, F et P ainsi que pour le modèle de résistance en flexion des composantes. En fait, le développement de la qualité des matériaux et de la main-d'œuvre influence les paramètres des distributions probabilistes comme le coefficient de variation des VAs, F et P.

Pour des raisons de simplicité, des auteurs ont jumelé les paramètres de M et F et donnent la distribution de $M \times F$ ou MF (Peng & Xue, 2019). Les propriétés probabilistes des paramètres de quelques modèles de résistance sont données au Tableau 2.2.

Tableau 2.2 Propriétés probabilistes des paramètres de modèle de résistance

Variable aléatoire	Symbole	Distribution	Biais	CoV	Source
Propriétés des matériaux × Propriétés géométriques	MF	N	1,11	0,65	(Wisniewski et al., 2009)
		N	1,12	0,12	(Nowak et al., 1994)
		LN	1,12	0,12	(Nowak et al., 1999)
Incertitude épistémique sur le module de résistance	P	N	1,02	0,06	(Wisniewski et al., 2009)
		N	1,02	0,06	(Nowak et al., 1994)
		LN	1,02	0,06	(Nowak et al. 1999)
Résistance en flexion	R	N	1,13	0,08	(Wisniewski et al., 2009)
		N	1,14	0,13	(Nowak et al. 1994)
		LN	1,14	0,13	(Nowak et al. 1999)
		N	1,13	0,03	(Nowak et al. 2017)

Dans cette étude, le modèle de résistance de Nowak et al. (1994) et le modèle plus récent de Wisniewski et al. (2009) sont considérés. En effet, les paramètres probabilistes de la résistance R sont similaires. Par contre, la valeur du coefficient de variation est moindre dans les études plus récentes.

2.6 Variables aléatoires et états limite exclus de l'analyse

Parmi les paramètres exclus de cette étude, on cite l'interaction sol-structure et les incertitudes sur le sol, les défaillances au niveau des autres unités de fondation (culées) et au niveau des composantes de la superstructure. Les charges non sismiques, le vieillissement et la dégradation des matériaux avec l'âge de la structure (le pont est considéré neuf) ainsi que les interventions d'entretien et de réparation sont également exclus. Les autres états limites ultimes associés aux modes de rupture fragiles tels que le cisaillement, la rupture des ancrages, rupture de fondation, etc. ainsi que les états limites de service, etc. sont aussi exclus.

2.7 Calcul de la fiabilité du système

Selon Schneider (2006), la fiabilité du système se définit par : la probabilité pour laquelle la structure satisfait sa fonction pour une période de temps donnée. Or, selon cette définition l'ensemble des probabilités de défaillance des composantes doivent être incluses. Dans le cadre de cette thèse, seule la fiabilité de la structure sous chargement sismique est étudiée. De plus comme exposé précédemment, plusieurs défaillances structurales sont supposées être écartées via les règles de conception et seulement deux états limites ultimes sont considérés : la défaillance au niveau de la flexion à la base de la pile et; la défaillance au niveau de la capacité de déformation du système d'isolation. Ces deux états limites traités sont considérés en série, car une seule défaillance entraîne la défaillance complète du système.

En effet, pour un système composé de deux états limites en série, la probabilité de défaillance est donnée par :

$$P_{f_{sys}} = P(\{G_1 \leq 0\} \cup \{G_2 \leq 0\}) \quad (2.14)$$

En utilisant le théorème de l'élargissement « *Expansion Theorem* » (Hobenbichler & Rackwitz 1983), la probabilité de l'union des deux états limites peut être décomposée par :

$$P_{f_{sys}} = P(G_1 \leq 0) + P(G_2 \leq 0) - P(\{G_1 \leq 0\} \cap \{G_2 \leq 0\}) \quad (2.15)$$

Dans le cadre de cette thèse, les deux états limites étudiés sont soumis à la même charge et donc il existe une dépendance statistique entre la sollicitation de la base de la pile et celle du système d'isolation. Cependant, il a été démontré que compte tenu de la faible probabilité de défaillance, l'influence de cette dépendance est négligeable (Park et al., 2015).

De plus, dans le cadre de cette thèse, lors du calcul de la probabilité de défaillance du système composé des deux états limites, la probabilité $P(\{G_1 \leq 0\} \cap \{G_2 \leq 0\})$ a été estimée en se basant sur le principe de calcul des probabilités conditionnelles selon l'équation suivante :

$$P(\{G_1 \leq 0\} \cap \{G_2 \leq 0\}) = P(\{G_1 \leq 0\} | \{G_2 \leq 0\}) \times P(\{G_2 \leq 0\}) \quad (2.16)$$

CHAPITRE 3

POSITIONNEMENT DE L'ARTICLE 1 PAR RAPPORT À L'ÉTUDE

L'objectif de l'article 1 est de détailler les étapes d'une méthodologie qui se base sur les principes de la probabilité afin d'estimer la fiabilité des structures des ponts, sous charges sismiques, en tenant compte de l'aspect aléatoire des propriétés des systèmes d'isolation, des variations thermiques et d'autres sources de variabilité.

L'article 1 s'amorce par une revue de la littérature qui a comme objectif de présenter les différentes études des effets de variations des propriétés hystérétiques et le traitement des codes de la variation de ces propriétés (AASHTO et CAN/CSA-S6) par une analyse aux bornes limites. En se basant sur cette revue de littérature, on peut constater que l'analyse aux bornes limites combine tous les effets de variations des propriétés (i.e. température, vieillissement, scragging, etc.) sans tenir compte de la probabilité d'occurrence simultanée de ces effets avec le séisme. Plusieurs études de cas qui visent à calculer la fiabilité des ponts isolés à la base sous l'effet du séisme sont présentées. Ces études sont toutefois effectuées sur des cas spécifiques de pont et sur des sites précis. L'article 1 représente une des premières études effectuées visant à implémenter une méthodologie probabiliste générale dans le but d'estimer la fiabilité des structures des ponts isolés à la base et cela, pour n'importe quel site, utilisant des données généralement disponibles au niveau national telles que l'historique de la température et l'aléa sismique associés au site. Il est à noter que cette étude empirique ne présente aucunement une nouvelle méthode de calcul de la fiabilité, mais applique des méthodes déjà connues, notamment la Monte-Carlo et FOSM à une problématique spécifique : la fiabilité sismique des ponts isolés à la base.

La température, l'aléa sismique, les dimensions et les propriétés mécaniques des matériaux des éléments clés de la structure sont modélisés comme des variables aléatoires. La définition des paramètres des lois probabilistes des variables aléatoires de cette étude ne représente pas un objectif spécifique de cette thèse. Pour l'aléa sismique, les données discrètes de l'aléa sismique

au Canada sont utilisées pour déterminer des valeurs de l'accélération spectrale du séisme. Néanmoins, pour les fins d'utilisation de la méthode Monte-Carlo, un modèle continu d'aléa sismique est proposé à partir de ces valeurs discrètes. Une incertitude épistémique est estimée pour les valeurs spectrales et est modélisée comme une variable aléatoire qui suit une loi normale. La validité de cette hypothèse a été étudiée dans le CHAPITRE 6 en comparant les résultats de la fiabilité en modélisant l'incertitude totale (épistémique + aléatoire) comme une loi log-normale (en se basant sur l'état de l'art). Il est à noter qu'au niveau de l'aléa sismique, les incertitudes demeurent assez élevées et les modèles et données évoluent rapidement. Une application de la méthodologie proposée est démontrée par une étude de cas d'un pont en béton armé à deux travées isolé à la base. Deux états limites sont considérés: (1) en termes de capacité de moment de flexion de la base de la pile (élément ductile) et ; (2) en termes de capacité de déplacement du système d'isolation sismique. L'algorithme présenté à la Figure 2.1 est utilisé pour le calcul de la réponse sismique en termes de déplacement et de force à la base de la pile du pont. De plus, l'équation (2.15) est utilisée pour le calcul de la fiabilité du système des deux états limites de l'étude. Ainsi, le modèle de résistance utilisé est présenté au CHAPITRE 2 (Section 2.5).

L'article 2 (CHAPITRE 6) complète l'étude de l'article 1 en présentant une étude élargie sur plusieurs cas de sites au Québec. Il est également pertinent de souligner que l'article 3 (CHAPITRE 8) traite la majorité des variables, considérées comme déterministes dans l'article 1, qui affectent la fiabilité du pont isolé à la base comme des variables aléatoires (i.e. les propriétés géométriques et des matériaux du système d'isolation sismique et de la pile du pont, les effets du couplage thermomécanique). De plus, l'incertitude reliée à l'effet du couplage thermomécanique est étudiée à l'article 3.

Enfin, quelques coquilles ont été détectées après la publication de l'article 1. L'éditeur en chef du journal Engineering structures est contacté pour la correction des coquilles suivantes :

- page 97- la référence (Bunch 1987) est remplacée par : Serfling, R. J. (2009). *Approximation theorems of mathematical statistics* (Vol. 162). John Wiley & Sons;
- page 108- le mot « Covariance » à la section 4.4 est remplacé par « Coefficient of Variation (COV) »;
- page 124- l'affirmation suivante à la section 4.6 « *Note, however that the code specifies that the isolation system is proofed to be stable under permanent loads at a displacement equal to 1.5 times its displacement nominal capacity* », est remplacée par « *Note, however that the code does not specify, anymore in 2014 and 2019 editions, that the seismic isolation system has to be proofed stable under permanent loads at a displacement equal to 1.5 times its displacement nominal capacity* ». La version ainsi corrigée de l'article est reportée dans cette thèse.

CHAPITRE 4

A PROBABILITY-BASED RELIABILITY ASSESSMENT APPROACH OF SEISMIC BASE-ISOLATED BRIDGES IN COLD REGIONS

Mohamad Nassar¹, Lotfi Guizani¹, Marie-José Nollet¹, Antoine Tahan²

¹Département de Génie de la construction, École de Technologie Supérieure,
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

²Département de Génie mécanique, École de Technologie Supérieure
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

Article publié dans « Engineering Structures », Octobre 2019

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109353>

4.1 Abstract

Seismic base isolation is widely used to ensure desirable performance of bridge structures against earthquakes. Seismic response of base-isolated bridges is strongly dependent on seismic isolator's properties. However, these properties vary under the effect of multiple conditions such as temperature. The bounding analysis approach, recommended by current design codes to consider such variations, does not rigorously take into account the probability of a simultaneous occurrence of earthquakes with these conditions. As a result, base-isolated bridge design may not be optimised and the reliability of base-isolated bridges remains uncontrolled. This paper presents a probability-based reliability assessment method to consider the variations of seismic isolation properties under different conditions. Temperature, seismic hazard, the dimensions and the material mechanical properties of key structure elements are modelled as random variables. An application of the methodology is demonstrated through a case study of a base-isolated two span reinforced concrete bridge. Two limit states are considered: (1) in terms of the bending moment capacity of the bridge's pile and (2) in terms of the displacement capacity of the seismic isolator. Preliminary results reveal that, for the case-study bridge, the global reliability of the bridge is equal to the reliability of the limit state (2). This is because the reserve provided by the bias and security factors is applied in the case

of the limit state (1) but not considered for the limit state (2). What's more, results reveal that for the case-study bridge, the seismic reliability depends on the seismic input severity more than on low temperature severity. This paper advances the basics of a method to assess the reliability of base-isolated bridges. Its application is demonstrated and preliminary results are obtained through a case study. A more systematic study using the proposed methodology should allow for the establishment of seismic guidelines with uniform target reliability.

Keywords: Seismic base-isolation, low temperature, bridge, earthquake, hysteretic properties, reliability-based approach, limit state design.

4.2 Introduction

Bridges are very important elements in road infrastructure and transportation networks. After a major earthquake, the decommissioning of a road network, particularly lifeline structures, is likely to cause socio-economic losses and the effects can be long-lasting (Porter et al., 2006). To address this issue, different methods have been used to implicitly or explicitly ensure targeted seismic bridge performances. Over the last three decades, seismic isolation became an attractive and sustainable alternative to the fixed-base design approach in the east and the west coasts of North America. It allows for a considerable reduction of seismic forces which enables an elastic bridge design, maintains its functionality and meets the highest seismic performance level suited for lifeline bridges (Constantinou et al., 2008; CSA, 2014; Kelly, 2002; Moradiankhabiri et al., 2016).

Generally, the hysteretic characteristics of the seismic isolator govern the overall behaviour and seismic response of base-isolated bridges (Beji, 2015; Dicleli & Buddaram, 2006; Makris & Chang, 2000). In most cases, the hysteretic behaviour of seismic isolation systems is modelled by a bi-linear model defined by two main hysteretic features: the characteristic strength, Q_d and the post-elastic stiffness, K_d (AASHTO, 2014; Buckle et al., 2006). These two hysteretic properties are intrinsic to the materials and details of the seismic isolation system. However, temperature, ageing, contamination, velocity, etc. are external effects that can modify these hysteretic properties, hence the seismic response of base-isolated bridges. Extensive studies have been conducted to quantify the impact of each of the different conditions on the hysteretic properties of isolators (Buckle et al., 2006; Castaldo et al., 2018; Constantinou et al., 1999; Constantinou et al., 2007; Warn & Whittaker, 2006).

Based on Constantinou's work (Constantinou et al., 1999), a bounding analysis approach was proposed to take into account the effect of different conditions on the seismic response of base-isolated bridges and was adopted by the AASHTO (AASHTO, 2000) and Eurocode 8 (EN-Eurocode 8, 2006). This bounding analysis approach, actually used, is based on the concept of property modification factors applied to the nominal values of the isolation system properties

and according to the analysis of the bridge (Warn & Whittaker, 2006). Two bounding values are used for the modification factor applied to each isolation system property. The first is a minimal value, λ_{min} , which generally leads to a lower bound of the seismic load demand and an upper bound of the seismic displacement. The second is a maximal value, λ_{max} , and its application typically leads to maximum earthquake forces and minimal displacement. For instance, in Eurocode 8 (EN-Eurocode 8, 2006) for an elastomeric isolator, the maximum modification factor for the properties Q_d and K_d , due to low temperatures (between 0°C and –30°C) varies between 1.1 and 2.5. The bounding analysis method, also known as lower and upper bound analysis, takes into account the effect of the variability in the seismic isolator properties by combining all the effects of different conditions without taking into account the probability of their simultaneous occurrence and the design earthquake. The bounding analysis does not ensure a target reliability level and therefore is inconsistent with the general reliability-based design approach used by modern codes.

In order to take into account the effects of temperature, (Brisebois, 2012) used the total probability theorem and suggested combining 45% of the thermal displacement with the design seismic displacement for Service Limit States (SLS) conditions. For a seismic design at Ultimate Limit States (ULS), the Canadian code CAN/CSA-S6-14 specifies a concomitant temperature to the design earthquake, which has 2% in 50 years probability of exceedance, equal to the average temperature between the minimum average daily temperature and the default installation temperature of 15 °C (CSA, 2014). However, this specification lacks justification by rigorous probabilistic studies considering the probability of the simultaneous occurrence of the design earthquake and low temperatures. Guay & Bouaanani (2016) assessed the annual probability of the minimal average daily temperature being lower than the concomitant temperature specified by the Canadian code CAN/CSA-S6-14 for 36 locations across Canada. It was found that the average value of such a probability is 17%, but with a large and unexplained variation between 3% and 29%. He attributed this to the fact that the concomitant temperature considered in the code is not based on a probabilistic analysis and recommended a probability-based analysis to establish the concomitant temperature to the design earthquake.

It should be noted that both the Canadian bridge standard and the current AASHTO code (AASHTO, 2017; CSA, 2014), include in their philosophies the probability-based approach for other load combinations, such as dead load, live load, etc., excluding the seismic effects. For the Canadian code CAN/CSA-S6-14, an annual target reliability index of 3.75 is adopted for most bridge structures and during a bridge's lifespan. The Eurocode associates three Reliability Classes (RC: RC1, RC2 and RC3) with three Consequence Classes (CC: CC1, CC2 and CC3) depending on bridge failure consequences on human life. Bridges with critical importance for maintaining post-earthquake-period communications are classified as CC3 and associated to a reliability level RC3 with an annual target reliability index of 5.2 (EN-Eurocode 8, 2006).

Many studies have shown the need of a rational probability-based approach to identify the target reliability indexes in the case of earthquakes (Imai & Frangopol, 2002; Wen, 2001). For cases combining scour and earthquakes, Alipour et al. (2012) suggested a target reliability index between 2.5 and 3.0 as being acceptable for the majority of design codes. They also used a target reliability index between 3.0 and 4.0 to introduce load modification factors. Other research adopted a target reliability index of 4.0 for the collapse limit state for base-isolated bridges' bents (Zhang & Foschi, 2004). It appears that there is no consensus on the target reliability index for earthquake load combinations. For this study, the same target reliability index of 3.75 (used by the Canadian code for loads excluding earthquake hazard) is used as a comparison basis for a base-isolated bridge's seismic performance reliability obtained from the analysis.

Many studies evaluated and/or optimised the performance of isolated structures, such as buildings and bridges under different site conditions and earthquake characteristics, taking into account the variability of the seismic isolation system properties (Castaldo & Ripani, 2016; Castaldo et al., 2018; Choun et al., 2014; Dicleli & Buddaram, 2006; Xie & Zhang, 2018; Zhang & Huo, 2009). For example, Castaldo & Ripani (2016), employed a stochastic model to generate artificial ground motions to reproduce seismic intensity as well as uncertainty in

terms of frequency characteristics for different soil conditions in order to optimise seismic isolation properties.

Also, many other studies were carried out to estimate the reliability of base-isolated bridges (Castaldo et al., 2017; Castaldo et al., 2015; Chen et al., 2007; Nowak & Iatsko, 2017; Nowak & Kaszynska, 2003). However, these studies were applied to a specific seismic hazard and temperature at a particular site and/or consider particular isolation system behaviour. They did not present a global approach for base-isolated bridge reliability evaluation, especially for cold climate regions where low temperatures have a considerable effect on the most common base-isolation system properties and therefore on base-isolated bridge seismic performance in cold regions.

This paper proposes a general probability-based methodology to calculate the seismic reliability of base-isolated bridges under variable conditions affecting the behaviour of their base isolation systems. It takes into account temperature variation effects as well as other conditions effects such as ageing and the variability in material properties while considering the probability of simultaneous occurrence of these conditions through with seismic events. This probability-based reliability assessment method uses a Monte-Carlo Method (MCM) to simulate the event of the simultaneous conditions of extreme events.

Also, a First Order Reliability Method (FORM) is used as an approximation to compute the reliability index. This study models temperature, seismic hazard, the main parameters affecting the resistance of bridge components such as dimensions, material properties and the seismic load as Random Variables (RVs) with assigned continuous probability distributions, based on the literature review and/or proprietary testing. The hysteretic properties of the isolation system are set as pre-defined functions of pertinent RVs (i.e. temperature) according to the literature and proprietary testing data.

4.3 Property Modification Factors and bounding Analysis

Different models have been presented to define the force-displacement hysteretic behaviour of seismic isolators including a bilinear isolator, sliding isolator-friction damper, and multi-linear stiffening isolator (CSA, 2014). The bilinear model (illustrated in Figure 4.1) used in this study is widely adopted to represent the hysteretic behaviour of common base-isolation systems (Constantinou et al., 2008; Constantinou et al., 2007; Dicleli & Buddaram, 2006).

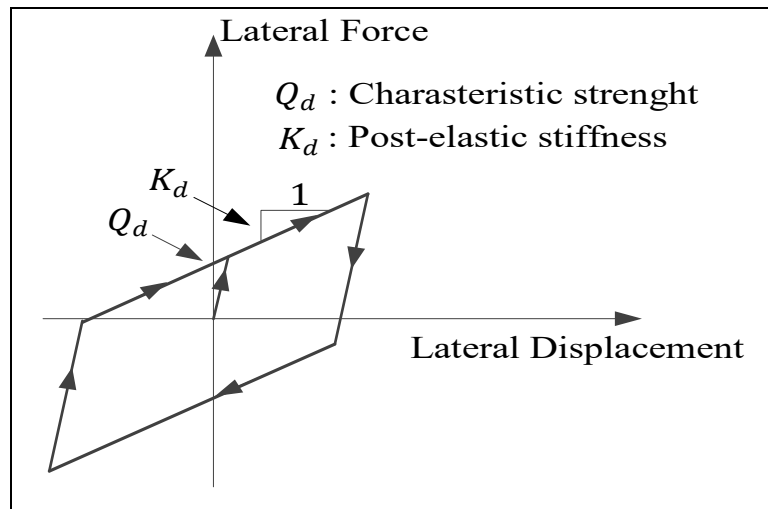


Figure 4.1 Bilinear idealisation of the force-displacement relation of base-isolation systems

The characteristic strength Q_d and the post-elastic stiffness K_d are the main hysteretic properties of this model. These parameters are obtained from physical properties and the composition of the isolation system.

For a Lead Rubber Bearing (LRB) isolator, under dynamic loads, these hysteretic properties may be calculated by equations (4.1) and (4.2) (Buckle et al., 2006):

$$Q_d = \sigma_{yl} A_l \left(1 - \frac{K_d}{K_u} \right) \quad (4.1)$$

Where σ_{yl} is the lead yield strength; A_l is the lead core area; $\frac{K_d}{K_u}$ is the ratio of tangent to initial stiffness of the isolation unit and is typically equal to 0.1 for LRB units.

$$K_d = f \frac{G A_b}{t_r} \quad (4.2)$$

Where f is a factor that takes into account the contribution of the lead to the post-elastic stiffness and could be estimated by 1.1 for typical dimensions of the isolator (Buckle et al., 2006); G is the rubber shear modulus; A_b is the rubber net bonded area and t_r is the rubber thickness.

Property modification factors λ are used to quantify the variability caused by different effects, particularly temperature, ageing, velocity, etc. The concept consists in applying a maximum and a minimum property modification factors (λ_{max} and λ_{min}) to the nominal values of the isolation system properties. These factors are obtained by:

$$\lambda_{max} = (\lambda_{max,1}) \dots (\lambda_{max,i}) \dots (\lambda_{max,n}) \quad (4.3)$$

$$\lambda_{min} = (\lambda_{min,1}) \dots (\lambda_{min,i}) \dots (\lambda_{min,n}) \quad (4.4)$$

Where $\lambda_{max,i}$ and $\lambda_{min,i}$ are the maximum and minimum partial property modification factors associated to each condition i of the n conditions affecting the hysteretic properties. The Canadian Bridge code (CSA, 2014) and AASHTO code (AASHTO, 2014) both specify typical values for these property modification factors for common isolation systems. Values of $\lambda_{min,i}$ are usually taken equal to unity. To take into account the simultaneous probability of occurrence of all conditions, the AASHTO (2014) proposes an adjustment factor that shall be applied to individual partial modification factor $\lambda_{max,i}$. This factor is applied to calculate the adjusted property modification factor $\lambda_{max,i,adj}$ used for design. However, the proposed values for the adjustment factor, which depend on the bridge importance category, are not justified by rational and rigorous analyses.

The Proposed Probability-Based Reliability Assessment (PBRA) Methodology. Figure 4.2 illustrates the general scheme of the proposed Probability-Based Reliability Assessment (PBRA) methodology. It relies on the generation of a large number of possible realisations of the RVs of the problem, with respect to their probability distribution functions, using the MCM. The RVs affecting performance are identified and assigned to distribution functions, according to the available data. Also, the performance objectives are translated into limit state functions. Then, for each generated realisation, a structural model is constructed and analysed to obtain the seismic response of the base-isolated bridge. This allows the evaluation of the limit state functions for each realisation. The probability of failure and the ensuing reliability index for each limit state function are therefore computed, by MCM or by analytical methods such as FORM. Considering the architecture of the overall base-isolated bridge system, the global reliability index can be deduced from reliability indexes calculated for each limit state function governing the performance. The main steps of the proposed methodology are discussed in the following sections.

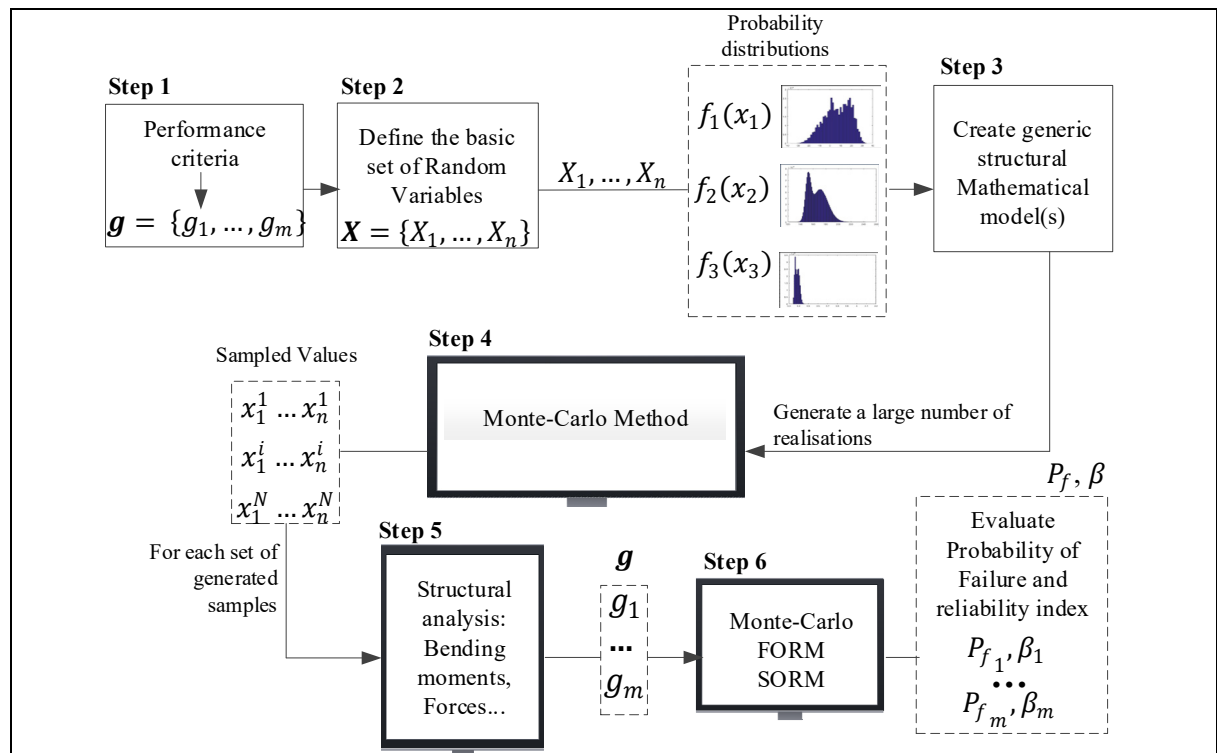


Figure 4.2 General scheme of the proposed probability-based reliability assessment method

Step-1. Formulate the seismic performance objectives into quantitative limit state functions

Modern codes adopt a design philosophy aiming to ensure seismic performance levels of bridges as a function of their socioeconomic importance. The performance level defines the performance objectives which are implicit in Capacity-Based Design approach (CBD) while being explicit in Performance-Based Design (PBD).

The performance objectives need, in turn, to be associated with quantitative performance criteria (indicators) to measure damage levels. The PBD approach is the default design approach in the actual edition of the Canadian code (CSA, 2014) while the CBD approach is the default approach used in the AASHTO (AASHTO, 2017) and is still permitted by the Canadian code CAN/CSA-S6-14 for less important and/or more regular bridges in relatively low seismic areas. For PBD, the performance objectives and/or criteria are explicitly expressed and therefore can be directly translated into quantitative performance criteria. For CBD, the performance objectives are indirectly indicated and a set of rules is specified to ensure that the design following these rules meets these objectives. In this case, the application of the PBRA method requires an interpretation of performance objectives into measurable, through structural analysis results, quantitative performance criteria.

Furthermore, the quantitative performance criteria can be represented by a vector of m limit state functions $\mathbf{g} = \{g_1, \dots, g_m\}^T$, tracking the seismic performance of the bridge. Each limit state function is related to a performance criterion such as a macroscopic or microscopic mechanism of failure, damage or dysfunction (bending failure), and the yielding of steel or crushing of concrete. It defines the security and the failure regions and may be defined in terms of force or deformation/displacement capacity versus seismic demand (maximum seismic response) at given critical locations of the bridge structure. For an uncoupled behaviour between load and capacity, force and deformation capacities are usually established with regard to the structural and material properties of the base-isolated bridge system, while seismic demands are extracted from the seismic response, usually the maximum seismic response.

Step -2. Define the Random Variables (RVs) affecting the limit states of the problem and their probabilistic distributions

The RVs governing the problem represent the conditions that are independent from each other, subjected to variability, and affecting the evaluation of the limit state functions, defined above to track the seismic performance. These RVs impact the seismic demand and/or capacity of the bridge.

Let the vector $\mathbf{X} = \{X_1, \dots, X_n\}^T$ represent the ensemble of n RVs governing the problem. They notably include: seismic hazard, ambient temperature, dimensions of the structural elements, material properties such as the compressive strength of concrete and yield stress of reinforcing bars, age of structure and/or isolation system, etc. For example, in cold regions, the ambient temperature and its recent history prior to an earthquake are independent variables, which affect the effective temperature of the seismic isolators. In turn, the latter impacts the hysteretic properties of the seismic isolator and hence the seismic response of the bridge (Cardone & Gesualdi, 2012; Kalpakidis & Constantinou, 2008). Therefore in cold regions, the effective temperature of seismic isolators in the event of an earthquake represents a fundamental RV to be considered and for which a probability distribution function must be identified. In addition, the seismic hazard at the bridge's site is a main RV to be defined (i.e. in terms of spectral acceleration) and assigned to a continuous probability distribution function. The probabilistic distribution functions of RVs could be pre-defined by experts or identified through available data using the maximum likelihood algorithm (Serfling, 2009). The Kolmogorov-Smirnov (K-S) test, or any appropriate goodness-to-fit test, could be used to validate the choice of the probability distribution assigned to the RVs.

Step -3. Create a structural model for the base-isolated bridge and relations to the RVs

At least one generic structural model is required for a seismic analysis of the base-isolated bridge system. The generic model is constructed with nominal values of the related RVs (i.e. element dimensions). Depending on the complexity of the problem and the nature of the structural response parameters required for the evaluation of the limit state functions, structural models for base-isolated bridges can range from the simple equivalent elastic Single Degree-of-Freedom (SDOF) to 3D complex nonlinear models. The seismic structural analysis varies

consequently from Elastic Spectral Analysis (ESA) to nonlinear time history analyses. The results of the structural analysis of the developed model allow (directly or indirectly) the evaluation of the limit state functions defined in the first step.

Furthermore, as the selected RVs affect the properties of the structural model, relations between them need to be established. Of particular interest is the relation between the hysteretic properties of the isolation system and the values of the RVs representing different conditions, especially the temperature. These relations may be obtained from literature, laboratory testing and/or proprietary data.

Step-4. Generate an extensive number of sampled values (realisations) of the input vector of RVs

A sufficient number of realisations (N sampled values) is generated for the RVs. Each realisation, i ($1 \leq i \leq N$), constitutes a vector $\{x^i_1, \dots, x^i_n\}^T$ that represents a vector combination of a possible simultaneous n values for the different RVs. A large number of the simultaneous occurrence of different RVs is required to ensure the convergence of the MCM. The latter converges when the calculated covariance of the probability of failure (see step 6) satisfies a given threshold (Rubinstein & Kroese, 2016).

Step-5: Conduct a structural analysis of realisations and evaluate the limit state functions

For each realisation $\{x^i_1, \dots, x^i_n\}^T$ a structural analysis is carried out. Structural analysis results allow to evaluate the different limit state functions and the seismic performance of the base-isolated bridge for each realisation.

Step-6: Compute the probability of failure and the reliability index

The probability of failure P_{fi} of each limit state g_i is computed from:

$$P_{fi} = P(g_i(\mathbf{X}) \leq 0) \quad (4.5)$$

Figure 4.3 illustrates a graphical representation of P_{f_i} for the case of two (2) RVs ($\mathbf{X} = \{X_1, X_2\}^T$). The joint Probability Density Function (PDF) of $\mathbf{X}$, noted as $f(\mathbf{X})$, the failure domain Ω defined as $\Omega = \{x; g_i(\mathbf{X}) \leq 0\}$ and the safety domain $\bar{\Omega} = \{x; g_i(\mathbf{X}) > 0\}$ are also illustrated.

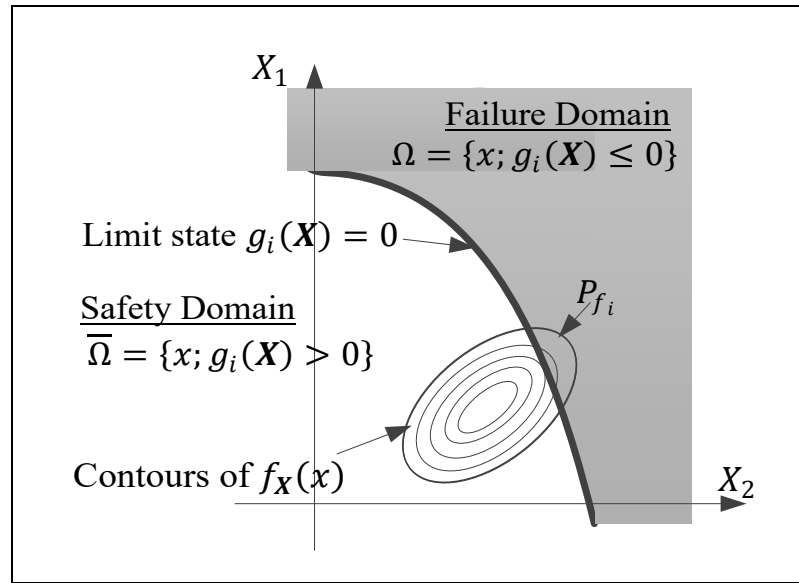


Figure 4.3 Representation of the structural reliability problem

The probability of failure is therefore:

$$P_{f_i} = \int_{\Omega} f_{\mathbf{X}}(x) dx \quad (4.6)$$

Several computational methods are used to approximately evaluate the above integral (Cremona, 2012). They are classified into two families: analytical methods, such as the FORM/Second Order Reliability Method (SORM) and numerical methods such as the MCM.

The reliability index β_i , widely used to measure the reliability of the structures (Haldar & Mahadevan, 2000), is defined by:

$$\beta_i = -\Phi^{-1}(P_{fi}) \quad (4.7)$$

Where Φ^{-1} is the inverse of the standard normal Cumulative Density Function (CDF).

Every limit state of the vector $\mathbf{g}$ is considered as a component of the base-isolated bridge system and the probability of failure of the bridge, P_f , is equal to the probability of failure of this system. Depending on its architecture, the system can be modelled as series, parallel, or a combination of series and parallel components. The computation of the reliability index and the probability of the system's failure are developed in (Lemaire, 2013) for series and parallel systems and their combinations. The global reliability index of the base-isolated bridge, β , is therefore deduced from P_f by:

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (4.8)$$

4.4 Application of the Proposed method

4.4.1 Description of the Studied Structure and its Design Concept

The application of the proposed PBRA method is illustrated by a case study. It consists of evaluating the reliability of the base-isolated reinforced concrete bridge with two equal spans (Figure 4.4) designed according to the Canadian code.

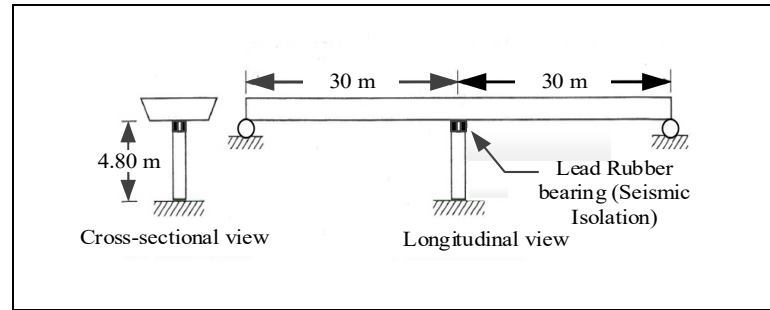


Figure 4.4 Geometry of the reinforced concrete bridge

The bridge is located in the city of Montreal and is built on a class C seismic site category. The central pier is 4.80 m high with a seismic tributary weight of 8 000 kN. The fundamental period of vibration of the fixed-base bridge model in the longitudinal direction is $T_1 = 0.8$ s. The studied bridge model is base-isolated in the longitudinal direction to achieve an elongation of the period of vibration around $T_{isolated} = 2.0$ s and to ensure an equivalent viscous damping ratio of 25% for nominal conditions.

To this end, the bridge isolation system (Figure 4.5), is composed of one LRB with global nominal hysteretic properties of $K_d = 5.0 \text{ kN mm}^{-1}$ and $Q_d = 161.0 \text{ kN}$. Its geometric properties are presented in Table 4.1.

Table 4.1 Dimensions of the LRB isolation system

Geometrical dimensions	Value (mm)
Steel plate radius R_1	520
Steel plate thickness t_1	350
External layer steel plate radius R_2	500
External layer steel plate thickness t_2	30
Internal layer steel plate radius R_4	490
Lead core radius R_3	70
Lead core thickness t_3	333

The iterative method used to calculate these required isolation system properties is detailed in (Buckle et al., 2006). Bearings at abutments are mobile with neglected friction and stiffness in the longitudinal direction.

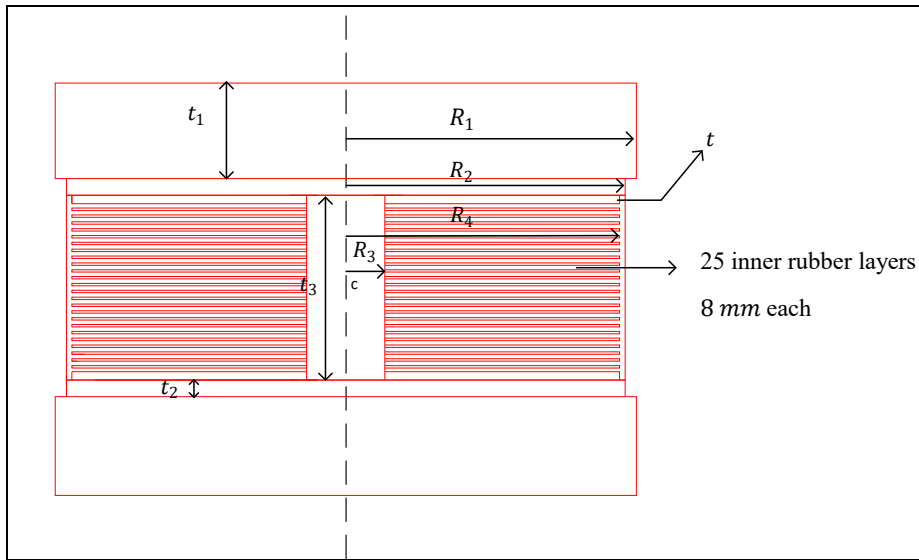


Figure 4.5 Seismic isolation unit

The central pier is designed according to the well-known capacity design principle, which ensures that the pier's behaviour is governed by a ductile bending failure at its base, while other brittle failure modes such as shear, anchorage failure, etc., are discarded by supplying sufficient resistance reserve for these modes.

In order to investigate the effect of the concomitant temperature used for the seismic design on the reliability of the isolated bridge pier, three different design models are considered. These are: i) model #1, where no consideration is given to low temperature during the design phase; ii) model #2, for which the concomitant temperature is obtained following the recommendations of the Canadian code specifications; and iii) model #3, for which the concomitant temperature is set equal to the minimum average daily temperature at the site. Given the site of the bridge, the used concomitant temperatures with the design earthquake for these design models are $T_{c1} = 20^{\circ}\text{C}$ (lab temperature), $T_{c2} = -9.5^{\circ}\text{C}$ and $T_{c3} = -34^{\circ}\text{C}$, respectively. The maximum and minimum values of the isolation system hysteretic properties

are obtained using the property modification factors related to the effect of temperature for natural (Low Damping) LRB isolation system, λ_{max,T_{ci},Q_d} and λ_{max,T_{ci},K_d} as per the guidelines of the Canadian standard, which adopt those from the AASHTO (AASHTO, 2014).

Minimum values of the property modification factors, λ_{min,T_{ci},Q_d} and λ_{min,T_{ci},K_d} are considered equal to unity. No adjustment factor is applied to the modification factors, first because no other simultaneous condition affecting isolation system properties is considered in addition to temperature effects, and second because the considered bridge is a lifeline bridge, for which design guidelines specify an adjustment factor equal to unity. The maximum and minimum modification factors are used to deduce the upper and lower values of the isolation system hysteretic properties (Q_d and K_d) which in turn are used to obtain the bounding values of the seismic demand for each design model.

To calculate the seismic demand for a given design model with upper or lower bound values of the isolation system properties, the isolated bridge is modelled as an equivalent elastic SDOF and a spectral analysis is conducted. In this SDOF model, only the pier rigidity is taken into account. The pier mass is neglected. According to the results of multimodal spectral analysis, presented in Table 4.2, conducted on SDOF and on two-degrees of freedom (2DOF) models of the studied bridge, it was found that the SDOF model introduces a maximum error around 2.80% in the estimation of the maximum displacements. This error is not significant and the SDOF model is assumed to be accurate enough for the studied case and for simple base-isolated bridges with small pier masses (AASHTO, 2014; Buckle et al., 2006; Priestley et al., 1996). Also, because the real system is non-linear, an iterative procedure is used to ensure the convergence to the correct results (Buckle et al., 2006). Such analysis allows for the calculation of the seismic demand in terms of base shear, V_E , total seismic displacement, $D_{T,E}$ and seismic displacement demand on the isolation system, $D_{i,E}$. The required bending moment capacity at the pier base is then calculated using the seismic bending moment demand, $M_{E,max}$, associated to the shear force demand, V_E , acting at the centre of mass at the top of the pier.

Table 4.2 The SDOF vs 2DOF models estimations of the bridge properties and response

Model	SDOF model	2dof model	Error (%)
Period (sec)	2.24	2.23	0.44
Deck maximum displacement (mm)	47.20	48.50	2.80
Maximum pier-base force (kN)	313	306	2.20

However, reinforcing steel is available in a limited number of bar diameters. This practical limitation leads inevitably to providing a reinforcing steel amount in excess of the exact required amount which may affect the bridge reliability. In order to separate the effect of such practical limitations on the bridge reliability, each of the three models mentioned above are studied for two different groups of design cases.

Group of design cases (1): This group of design cases reflects the practical design where the factored bending resistance of the pier base, M_r , is set equal to 1.2 times the seismic demand, that is $M_r = 1.2 M_{E,max}$. The factor 1.2 is an observed average and typical ratio of the practical optimised resistance that is possible to achieve with the provided materials to the exact demand in terms of bending moment.

Group of design cases (2): This group of design cases reflects the theoretical design where the resistance is set exactly equal to the demand, that is $M_r = 1.0 M_{E,max}$.

For both groups of design cases (1) and (2), the nominal value of the bending resistance moment M_n is found to be equal to 1.11 times the factored bending resistance, M_r . This factor is essentially equal to the inverse of steel resistance factor, that is: $\frac{1}{\phi_s} = \frac{1}{0.9} = 1.11$.

Then, for the first group of design cases (1), the resulting ratio $\frac{M_n}{M_{E,max}}$ of 1.33 is used, as a representative ratio for reinforced concrete bridge piers and beams in practical designs. For the second case (2), the ratio $\frac{M_n}{M_{E,max}}$ is equal to 1.11 and is the theoretical minimal ratio ensured by the Canadian code.

To obtain these factors, for each group three practical designs of the pier base have been carried out using the design software (*SpColumn*) (STRUCTUREPOINT, 2017) and their nominal bending resistances were compared to the seismic demands and factored resistances. Table 4.3 summarises the different values of the above listed parameters for the six design cases.

Table 4.3 Flexure resistance for three models of the base isolated bridge

Design Case	Concomitant design temperature T_{ci} (°C)	λ_{max,T_{ci},Q_d}	λ_{max,T_{ci},K_d}	M_n (kN.m)	
1	$T_{c1} = +20$	1.0	1.0	2 330	Practical design $M_n = 1.33 M_{E,max}$
2	$T_{c2} = -9.5$	1.4	1.1	2 675	
3	$T_{c3} = -34$	1.5	1.3	3 010	
4	$T_{c1} = +20$	1.0	1.0	1 950	Theoretical design $M_n = 1.11 M_{E,max}$
5	$T_{c2} = -9.5$	1.4	1.1	2 249	
6	$T_{c3} = -34$	1.5	1.3	2 530	

4.4.2 Step 1: Seismic Performance Criteria

The studied bridge is a lifeline bridge. According to the Canadian code, it has to remain functional and respond essentially within the elastic domain during the design earthquake. For simplicity, abutment and foundation failures are not considered. Performance and stability of the central pier are of a primary concern for the overall seismic performance of the bridge. Failure modes of the pier are therefore to be evaluated. However, we assume that the capacity design principles allow us to discard any damage related to the brittle failure modes, such as shear, and that bending behaviour of the hinge region, at pier base, governs the performance

of the pier. Further, Kitayama & Constantinou (2019) showed the importance of the isolation system displacement capacity on the probability of failure and/or damage of isolated bridges.

For this study, we considered exceeding the displacement capacity of the isolation system as well as exceeding the flexural capacity at the pier base as the unique two failure/damaging modes. This results in two limit state functions governing the problem, defined as follows:

- $g_1 = R - S$, where R is the flexural resistant moment at the pier base and S is the maximal seismic demand in terms of the flexural moment at the pier base, for each design case;
- $g_2 = D_{i, cap} - D$, where $D_{i, cap}$ is the isolation system displacement capacity, which is set, as per code specifications, equal to 1.25 times the displacement demand on seismic isolation, $D_{i, E}$, for each design case and D is the displacement demand on the isolation system. It should be noted that the isolator failure, by instability or any other mechanism, is considered to occur once the displacement demand exceeds its capacity. Note also that no other effects on the deck and pier due to temperature were considered. In fact, displacements resulting from temperature and creep at the central pier, including the isolation system, vanish because of the symmetry.

4.4.3 Step 2: Definition of RVs and their Probabilistic Distributions

The selected RVs of the problem are the seismic hazard represented by the spectral acceleration value S_a , the effective/internal temperature of the seismic isolator T_{out} , the pier section depth h , the concrete compressive strength f'_c , the reinforcing steel yield stress limit f_y and the tributary self-weight W . The probability distribution functions of the selected problem RVs are derived and discussed in the following sections, Step 2.1 to Step 2.3:

Step 2.1: Flexural Resistance Model of Reinforced Concrete

In this study, the probabilistic distribution functions of the different materials and mechanical properties of the bridge pier are presented in Table 4.4 based on the model proposed by

(Ellingwood, 1980; Nowak & Collins, 2000). Concrete compressive strength, steel yield stress and section depth are represented by normal distributions with biases from nominal values, based on statistical analyses of data collected in the USA.

Table 4.4 Statistical parameters of material properties and dimensions
Adapted from Ellingwood (1980); Nowak & Collins (2000); Nowak et al. (1994)

Variable	Notation	Nominal	Bias	<i>COV</i> %
Concrete compressive strength	f'_c	30 MPa	0.95	18
Steel yielding strength	f_y	400 MPa	1.125	12
Section depth (m)	h	Nominal	1	$15 h^{-1}$
Tributary self-weight (kN)	W	Nominal	1.04	0.04

In the absence of more recent data, we assume that these values are still representative of the actual tolerances and scatter of the RC construction industry in the USA and Canada.

In order to calibrate bridge design codes, many studies developed probabilistic flexural and shear models (Nowak, 1999; Sommer et al., 1993). Wisniewski et al. (2009) proposed a more recent probabilistic resistance model for flexural resistance and shear in reinforced concrete. This model is adopted in this study. It is based on equation (4.9) to obtain the resistance R in terms of its nominal value, R_n :

$$R = R_n M F P \quad (4.9)$$

Where R and R_n are evaluated according to code specifications. The terms M , F and P take into account the uncertainties associated with material properties, the geometrical properties of the element, and uncertainties on the structural model including idealisation of material behaviour, respectively. It was found that the bending capacity follows a normal distribution, $R \sim N(\mu_R, \sigma_R)$ where μ_R and σ_R are, respectively, the mean and standard variation of R . The

terms M , F and P are statistically independent and therefore one can write (Papoulis & Pillai, 2002):

$$\mu_R = R_n \mu_M \mu_F \mu_P \quad (4.10)$$

$$COV_R = (COV_M^2 + COV_F^2 + COV_P^2) \quad (4.11)$$

Where, COV_R , COV_M , COV_F and COV_P are the Coefficients of variation (COV s) of R , M , F and P respectively. Table 4.5 gives typical values of bias and COV for the bending resistance of reinforced concrete bridges elements (Nowak et al., 1994).

Table 4.5 Statistical parameters of flexural bending resistance

Type of structure	Limit state	FM		P		R	
		Bias	COV	Bias	COV	Bias	COV
Reinforced Concrete	Moment	1.12	0.12	1.02	0.06	1.14	0.13

Applying the above model with the statistical parameters of Table 4.5 to the nominal resistances, M_n in Table 4.3, we obtain the statistical parameters of the bending resistances distributions in Table 4.6, for the six design cases considered.

Table 4.6 Statistical parameters of the design bending resistances

Design Bending Moment Resistance	Design Case	Mean (kN.m)	Standard deviation(kN.m)
R_1	1	2 656	345
R_2	2	3 050	397
R_3	3	3 432	446
R_4	4	2 223	289
R_5	5	2 563	333
R_6	6	2 884	375

Step 2.2: Probabilistic Model of the Isolation Unit Effective Temperature

As mentioned earlier, the instantaneous ambient air temperature at the time of an earthquake, T_{in} , is an important RV that affects the results. However, current literature does not express seismic isolation properties variation in terms of T_{in} but in terms of the effective material temperature of the isolator, T_{out} . The latter is different and while it is related to the instantaneous ambient air temperature, it is the result of heat transfer within the isolation units along the hours preceding the earthquake. Therefore, the effective temperature of the isolators depends on the thermal properties of the components and construction details of the isolation units and on the history of air temperature preceding the earthquake occurrence. Heat transfer in LRB isolation units is essentially due to conductivity transfer and is governed by the following differential equation (Thambynayagam, 2011):

$$\rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} = \lambda \nabla^2 T + q_e \quad (4.12)$$

Where ρ is the density ($kg\ m^{-3}$); c_p is specific heat capacity ($J\ kg^{-1}\ K^{-1}$); λ is the thermal conductivity ($W\ m^{-1}\ K^{-1}$); $T(x, y, z, t)$ the temperature (K) and q_e the heat flux per unit volume ($W\ m^{-3}$).

Heat transfer analyses can be done by finite element (FE) to solve the equation (4.12). A FE model for the LRB unit was developed and transient heat transfer analyses were carried out by imposing the air temperature history measured at the site location as a boundary condition to the exposed surface of the isolation unit. However, these analyses are time consuming, so a simple approximate model was deemed necessary to express the effective temperature in terms of air temperature and its history.

For the effective temperature range of interest, neglecting internal heat build-up due to hysteresis (-50°C to $+50^{\circ}\text{C}$), the thermal properties of the isolation unit components (ρ, c_p, λ), are practically constant relative to the time variable. Thus, the governing equation (4.12) is a linear first order differential equation. Consequently, in order to find a relation between T_{out} and T_{in} , the heat transfer problem of an LRB seismic isolation unit can be modelled by a dynamic linear first order one-dimensional system (Nagrath, 2006). Such a system is much faster to solve, using a Laplace transform, and is characterised by one parameter, that is its time constant τ (sec). The Laplace transform function $H(s)$ allows the evaluation of the output response of the system, and it is defined by:

$$H(s) = \frac{1}{\tau s + 1} \quad (4.13)$$

Where, s is the Laplace variable and τ is a function of the parameters of seismic isolator obtained by:

$$\tau = m c_p R \quad (4.14)$$

Where, m is the mass (kg) and R is the thermal resistance coefficient ($K W^{-1}$) of the system (Niemann & Miklos, 2014). The time constant τ can be estimated from the transient heat transfer analysis results of the system. In fact, the response of the system at time $t = \tau$ is considered as 63% from the value of step excitation of amplitude E . Therefore, FE transient heat transfer analyses of the used LRB isolation unit under typical historical segments of air

temperature were carried out. This allows for the estimation of the system time constant, $\tau \cong 6 \text{ hours}$, thereby defining the Laplace transform function $H(s)$ for the isolation system unit on the studied bridge.

In accordance to the goodness-to-fit test, the hourly temperature T_{in} data for the city of Montreal (QC, Canada) between the years 1963 and 2013 is modelled as a two-normal mixture distribution (winter and summer seasons). Application of the Laplace transform with the time constant $\tau = 6 \text{ hours}$ to the data of T_{in} measured at site allows computation of the effective temperature of the studied LRB, T_{out} . shows the input and output temperatures probability distribution functions, as well as their parameters, after fitting a mixture of two normal distributions to both of them. The mixture proportion value, p , is also given for the fitted distributions (Everitt, 1985). It can be noted that the mean values of T_{in} and T_{out} are practically the same while the standard deviations for the latter are lower with a maximum difference of 0.78°C (16%).

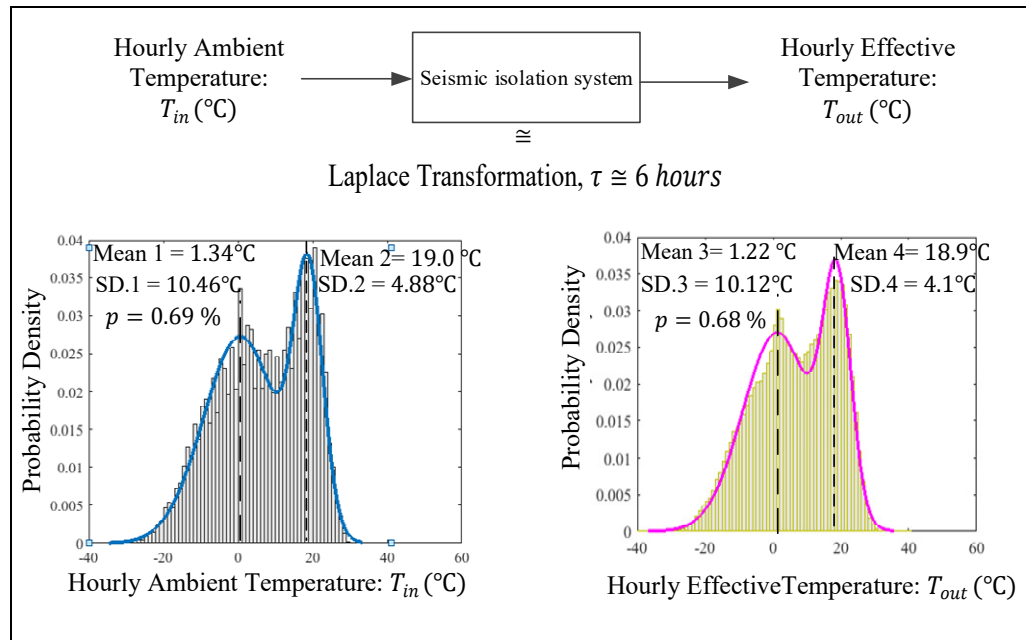


Figure 4.6 Input and output temperature data: before and after transformation

Step 2.3: Probabilistic Model of Seismic Hazard at the Bridge Site

Seismic hazard values and parameters for the bridge site were chosen according to the fifth generation seismic hazard model for Canada (Halchuk et al., 2014). The model provides the spectral accelerations for eight different return periods. Based on this, Figure 4.7 shows the developed 3D continuous representation of the seismic hazard at the site. It is expressed in terms of the maximum annual 5% damped mean spectral acceleration for any return period ranging between 50 and 2 475 *years*, and the natural period of the structure, ranging from 0 to 10 sec. The spectral acceleration at the site is assumed to vary linearly between two successive return periods for which the seismic hazard is given (Halchuk et al., 2014). This allows associating a probability of exceedance (or a return period) to any sampled spectral acceleration.

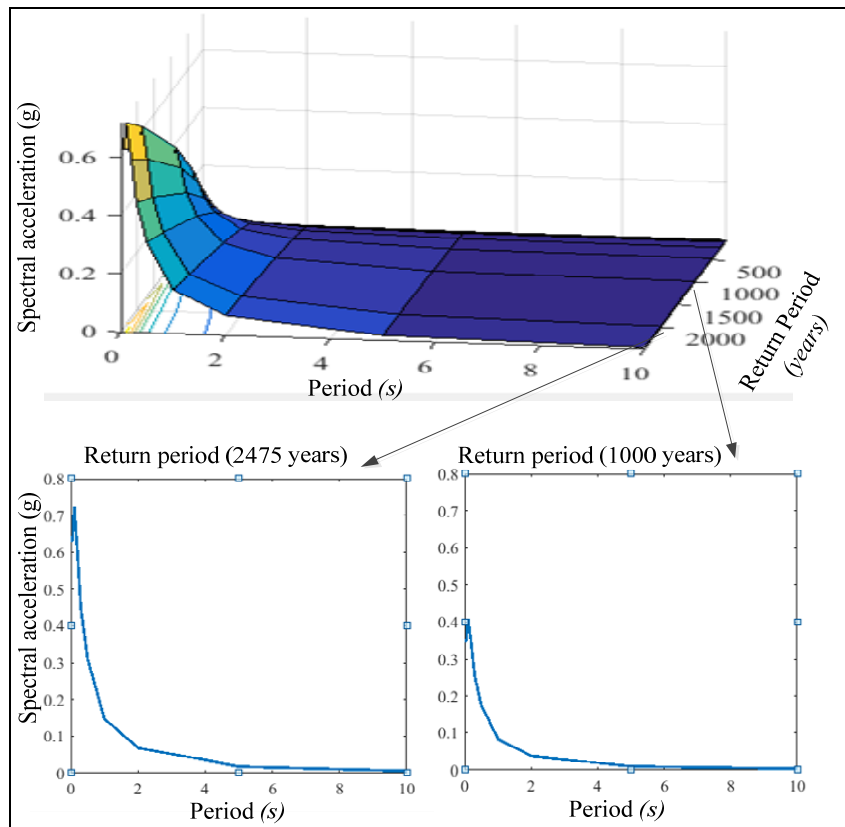


Figure 4.7 Spectral accelerations for the different natural periods of the structure and return periods

The annual probability of exceeding a certain ground motion level y , in terms of the occurrence rate N ($N = \text{Return Period}^{-1}$), follows a Poisson probability model (Cimellaro & Marasco, 2018). The latter distribution is used to produce seismic hazard maps based on the Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA) (Kropivnitskaya et al., 2016). PSHA, and subsequently the Poisson model, are integrated in the National Building Code of Canada (NBCC 2015) and used in the Canadian Highway Bridge Design Code (CSA, 2014).

Consequently, the maximum mean annual spectral acceleration for a given natural period of structure T , $S_a(T)$ is the seismic hazard RV distribution function used.

It is modelled as a Poisson distribution, for which the probability of exceeding a value of y , $P(y)$, during an interval of time t (in *years*) is given by:

$$P(y) = 1 - e^{-Nt} \quad (4.15)$$

The mean value spectral acceleration of $S_a(T)$ is the parameter of interest, where T is the period of the structure.

An epistemic uncertainty associated to the prediction of this model of seismic hazard is taken into account, on the basis of the Ground Motion Prediction Equations (GMPE) proposed by Atkinson & Adams (2013). For this purpose, Atkinson & Adams proposed an initial estimate of the epistemic uncertainty in these GMPEs for ENA localities as follows. The upper and lower curves correspond respectively to the mean plus and minus one standard deviation. Also, their model indicates that the upper to the mean and the mean to the lower ratios values are typically equal to 1.5. Furthermore, mean hazard values lie between 65th and 75th percentiles of the distribution (Adams et al., 2015; Humar, 2015) which corresponds to a probability of exceedance of these values that lies between 35% and 25% respectively. This represents the probability of exceedance of the spectral acceleration value.

In order to include this epistemic error estimation, the value of the spectral acceleration $S_a(T)$ is considered as a normal RV with mean value μ_{S_a} equal to the mean hazard value of $S_a(T)$, and a standard deviation of $\sigma_{S_a} = 0.5 \mu_{S_a}$. Although a continuous uniform probabilistic distribution could be used, a normal distribution function is chosen to better represent the effect of the distribution tail as our study deals with extreme events.

The obtained epistemic uncertainty is applied on the seismic hazard model developed above for the bridge site location (Montreal, Canada). Figure 4.8a and Figure 4.8b show, as an example taken from the developed model, the UHS corresponding to the return period of *475 years*, before and after applying the epistemic uncertainty, respectively.

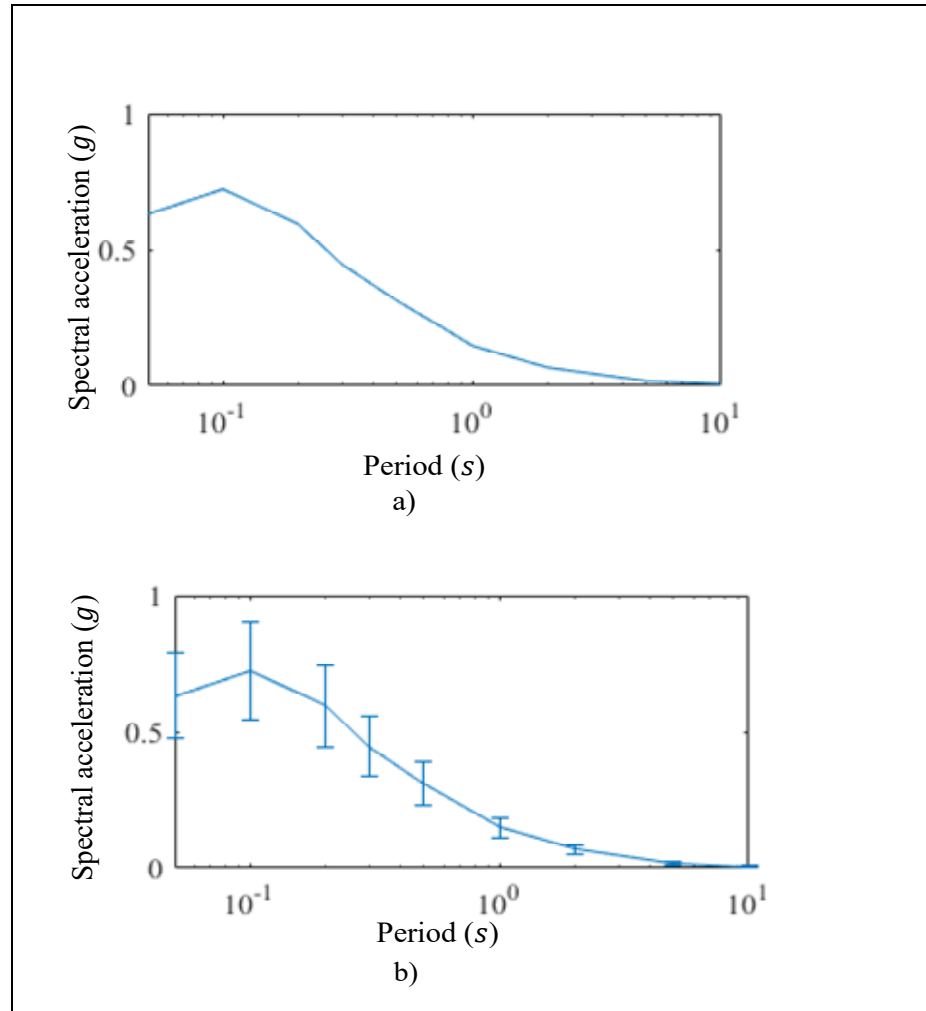


Figure 4.8 UHS of Montreal City for $RP = 475$ years :
a) before the application of the epistemic uncertainty;
b) after the application of the epistemic uncertainty

According to the most recent GMPE for Canada (Adams et al., 2015), the values of $S_a(T = 2\text{ s})$ are given for the return period of 50 to 2 475 years. Based on the study of Adams et al. (2015), one can extrapolate the seismic hazard model for the lowest probabilities. Thereby, two linear extrapolations are made to cover return periods from 0 to infinity. The cumulative probability density function CDF of $S_a(T = 2\text{ s})$ is illustrated in Figure 4.9.

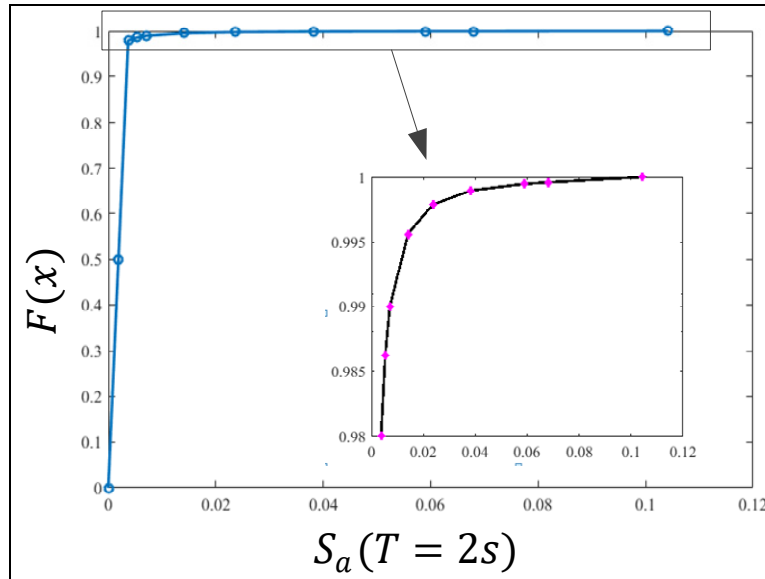


Figure 4.9 The cumulative probability density function of $S_a(T = 2s)$

Figure 4.10 summarises the methodology adopted in order to randomly select the UHS. A value of $S_a(T = 2s)$ is randomly selected with MCM from its modelled distribution function. Note that the period T of 2 seconds is arbitrarily chosen because it is typical for a base-isolated fundamental mode. Then, the sampled value is associated to a return period value of the earthquake. For this return period, a UHS is built for the different periods of the structures and the epistemic uncertainty is applied on the issued UHS.

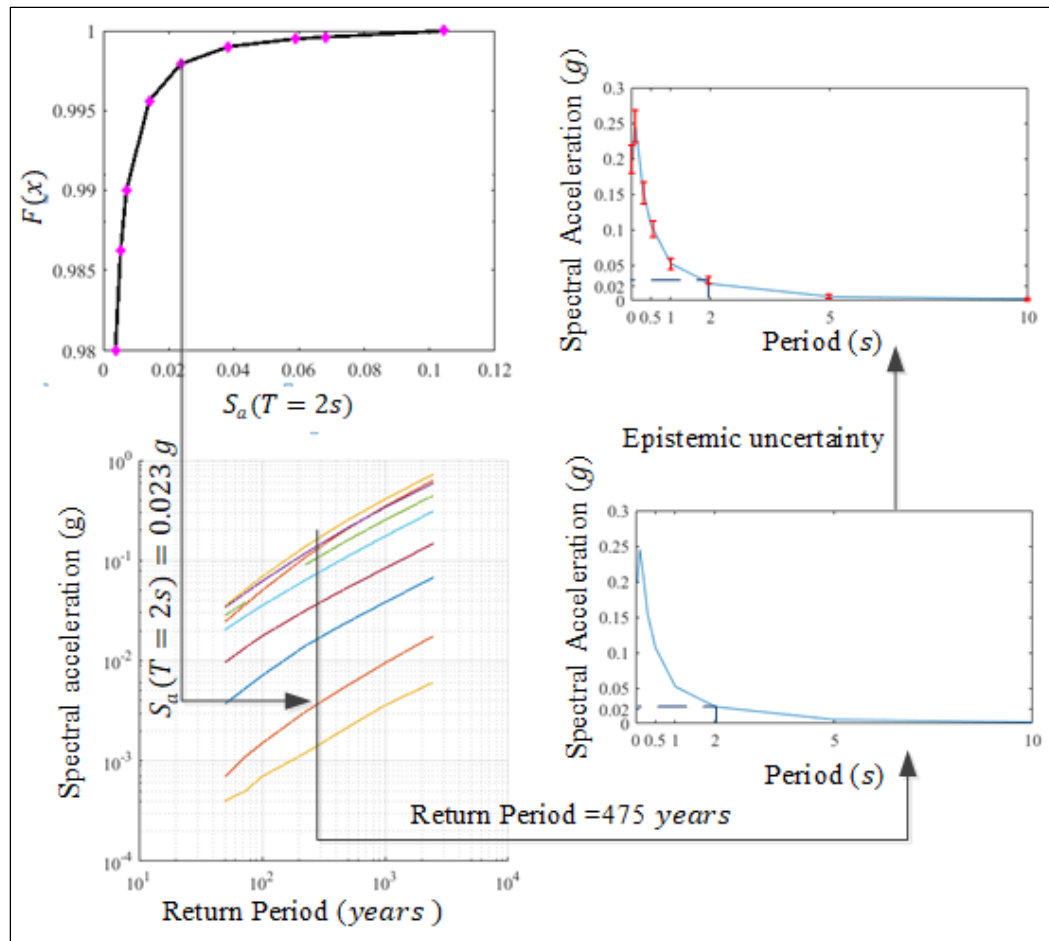


Figure 4.10 Selection of the Uniform Hazard Spectrum UHS for MCM

4.4.4 Step 3: Structural Model of the Base-Isolated Bridge and Relations to RVs

4.4.5 Structural Model

The nonlinear base-isolated bridge behaviour in the longitudinal direction is modelled by an equivalent linear SDOF, as shown in Figure 4.11 (Hwang & Chiou, 1996; Hwang & Sheng, 1994). For each generated realisation, the properties of the structural model are adjusted according to pre-defined relations between them and the problem RVs as explained in the following section. This leads to a specific structural model for each realisation. An elastic spectral analysis, using an iterative process, is carried out on this model to compute the maximum seismic demand in terms of base shear (Buckle et al., 2006).

The base shear force is multiplied by the height of the pier in order to calculate the flexural moment demand at the pier base, S , required to evaluate the limit state function g_1 .

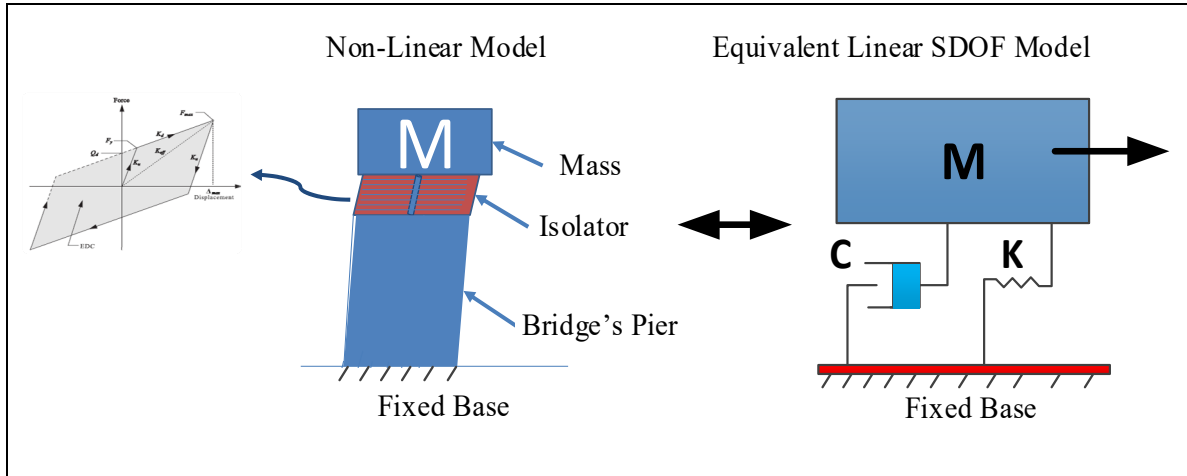


Figure 4.11 Bridge SDOF model

4.4.6 Relation Between Temperature and Structural Model Properties

Temperature affects structural model parameters. The defined dependence relations between temperature and these parameters, based on previous studies, are summarised in this section.

a) Concrete and reinforcing steel models

The effects of temperature variation, within the studied range, on the mechanical properties of concrete and reinforcing steel is not significant, and therefore neglected (El-Tayeb et al., 2017).

b) Lead

Earlier studies showed that the lead plug has an almost perfect elasto-plastic behaviour with a yield limit σ_{yI} significantly affected by temperature (Constantinou et al., 2007).

This study adopts the empirical relation between lead temperature and its yield limit, σ_{yl} , proposed by Kalpakidis & Constantinou (2008):

$$\sigma_{yl}(T) = \sigma_{yl_0} e^{-0.0069 (T^\circ - 20)} \quad (4.16)$$

Where, T° is the temperature of the lead core (in $^\circ\text{C}$) and σ_{yl_0} is the initial yield limit at $T^\circ = 20^\circ\text{C}$.

Consequently, combining equations (4.1) and (4.16) the characteristic strength, Q_d , can be expressed in terms of lead temperature by:

$$Q_d(T) = \left(1 - \frac{K_d}{K_u}\right) A_l \sigma_{yl_0} e^{-0.0069 (T^\circ - 20)} \quad (4.17)$$

c) Rubber

The shear modulus of rubber has an important impact on the lateral stiffness of an LRB isolator. The relations proposed by Cardone & Gesualdi (2012) are extended by the authors to cover a larger range and used to relate rubber shear modulus to its effective temperature. Combining the proposed relations with equation (4.2) results in the following expression for the lateral stiffness of an LRB isolation unit:

$$K_d(T) = 1.1 \frac{G_0 A_b}{t_r} C(T) \quad (4.18)$$

Where, G_0 is the rubber shear modulus at $T^\circ = 20^\circ\text{C}$ and $C(T)$ is an adjustment factor taking into account the temperature effect on rubber shear modulus and given by:

$$C(T) = \begin{cases} 0.0005 T^{\circ 2} - 0.03 T^\circ + 1.4 & T^\circ \leq +30^\circ\text{C} \\ -0.00058 (T^\circ - 30) + 0.95 & T^\circ > +30^\circ\text{C} \end{cases} \quad (4.19)$$

4.4.7 Steps 4 to 6: Generation of Realisations and Computation of the Probability of Failure

Using Matlab® (Statistics and Machine Learning Toolbox), a large number of realisations ($N \geq 1 \times 10^6$) is generated following the RV's distributions defined earlier. For each realisation, the seismic force is calculated by an ESA of its specific SDOF bridge model to obtain the bending moment at the pier base S .

For each realisation, the obtained moment at the pier base is compared to each of the six design cases bending resistance: R_i ($1 \leq i \leq 6$) is calculated for the set of randomly generated values of dimensions and material mechanical properties. Also, for the same realisation, the displacement of the seismic isolator is compared to its displacement capacity, $D_{i, cap} = 50 \text{ mm}$ for all design cases. Then, the limit state functions g_1 and g_2 are evaluated for the six design cases allowing to identify failure situations for each limit state. Then, for each of the six design cases (see Table 4.3), the probability of failure of limit states (1) and (2), P_{f_1} and P_{f_2} respectively, are computed using two different methods: MCM and FORM. For the MCM, the total number of failed cases divided by the total number of realisations in the sample represents the annual probability of failure P_f . Using FORM, we estimate two reliability indexes β_1 and β_2 representing the minimum distance between the origin in the bi-normal standard space of the random variables, respectively: (R_i, S) for β_1 and $(D_{i, cap}, D)$ for β_2 (Der Kiureghian & Liu, 1986; Lemaire, 2013).

To compute the global reliability index, only MCM method is used where the base isolated bridge is considered as two not mutually exclusive events E_1 and E_2 (equivalent to two component series system) represented by the limit state functions g_1 and g_2 .

4.5 Results and discussion

Table 4.7 demonstrates the convergence of the computed probabilities of failure P_{f_1} and P_{f_2} as well as the reliability indexes β_1 , β_2 and β for all the design cases using the MCM and

FORM methods for $N = 10^6$ and $N = 10^7$ simulations. Reliability indexes obtained with $N = 10^7$ simulations are used by default for the following discussion as they are more accurate. Table 4.7 also demonstrates that:

- the reliability indexes β_1 of the design cases (1, 2 and 3) are higher than the reliability indexes for cases (4, 5 and 6), respectively. In terms of bending moments, the nominal capacities of the first three design cases are higher than the capacities provided for the three other design cases. This is mainly due to the effect of the ratio $\frac{M_n}{M_r}$ and the considerations of the practical versus the theoretical design;

Table 4.7 Probability of failure and reliability index for the six model designs

Number of samples (N)	Method	Design Case	P_{f1} ($\times 10^{-6}$)	β_1	P_{f2} ($\times 10^{-6}$)	β_2	β
10^6	MCM	1	64	3.83	200	3.54	3.54
	FORM		88	3.75	215	3.52	
10^7	MCM		70	3.80	203	3.54	3.54
	FORM		90	3.74	217	3.52	
10^6	MCM	2	30	4.01	200	3.54	3.54
	FORM		45	3.91	215	3.52	
10^7	MCM		32	3.99	203	3.54	3.54
	FORM		50	3.89	217	3.52	
10^6	MCM	3	9	4.28	200	3.54	3.54
	FORM		20	4.10	215	3.52	
10^7	MCM		10	4.26	203	3.54	3.54
	FORM		19	4.11	217	3.52	
10^6	MCM	4	170	3.58	200	3.54	3.54
	FORM		190	3.55	215	3.52	
10^7	MCM		165	3.59	203	3.54	3.54
	FORM		220	3.51	217	3.52	
10^6	MCM	5	105	3.70	200	3.54	3.54
	FORM		120	3.67	215	3.52	
10^7	MCM		111	3.69	203	3.54	3.54
	FORM		139	3.64	217	3.52	
10^6	MCM	6	40	3.95	200	3.54	3.54
	FORM		65	3.82	215	3.52	
10^7	MCM		42	3.94	203	3.54	3.54
	FORM		49	3.89	217	3.52	

- the reliability index increases between cases 1, 2 and 3. This is due to the different decreasing concomitant temperature considered for each one of this three design models. In fact, for design case 1, the effect of low temperature on seismic isolation system properties was neglected when designing the bridge pier. For this model, the obtained reliability index ($\beta_1 = 3.80$) is slightly higher than the target reliability index of 3.75 adopted by the code for non-seismic ULS (CSA, 2014; Nowak & Grouni, 1994);
- for design case 2, which is the design case the closest to the actual design practice, and where concomitant temperature is, as per the code recommendations, equal to -9.5°C , the obtained reliability index is $\beta_1 = 3.99$. This corresponds to a probability of failure less than half of that associated to the code target reliability index for non-seismic load combinations;
- considering the concomitant temperature equal to the minimum average daily temperature of the site, as for design case 3, it provides a more conservative design with a reliability index of $\beta_1 = 4.26$. That is a probability of failure, by bending at the pier base, about 10 times lower than the code target probability of failure for non-seismic loads;
- for design cases 4, 5 and 6, where the margin of resistance offered by availability of materials is neglected, the obtained reliability indexes for bending failure of the pier base are respectively 3.59, 3.69 and 3.94. We note that the reliability index for design case 5, regarded as the minimum theoretical reliability ensured by the code, is slightly lower than the code target for non-seismic loads.

A reliability index equal to $\beta_2 = 3.54$ for all design cases is obtained for the limit state g_2 , that considers the isolation system displacement failure. This reliability index is independent of the considered concomitant design temperature and of the margins of safety taken on bending resistance. This is because the isolation system displacement capacity (calculated at the design phase), as well as the displacement demand, (computed for MCM samples), are both governed by the ambient temperature conditions that are the same for all design cases. We note, however, that the obtained reliability index β_2 for isolation system displacement is lower than that

associated to bending failure at the pier base and lower than the target reliability index for non-seismic loads. This is mainly due to an absence of other safety factors than the 1.25 factor on the displacement capacity, whereas for bending there are factors contributing in increasing the bending capacity, such as the bias and practical design considerations.

This important observation means that the multiplier factor of 1.25 recommended by the code for the design of the isolation system displacement capacity is not sufficient to bring the reliability of the isolation system at the same level as the reliability of the bending behaviour. Furthermore, the fact that the isolation system has a reliability index lower than the bending, negatively impacts the global performance and the reliability index of the bridge system which is evaluated at the pier base. Note, however that the code does not specify, anymore in 2014 and 2019 editions, that the seismic isolation system has to be proofed stable under permanent loads at a displacement equal to 1.5 times its displacement nominal capacity. Such a reserve of displacement capacity is not taken into account in this study and is of a nature to increase the reliability index associated to isolation system failure.

Figure 4.12 illustrates the resulting R_1 , S and D distributions for the $N = 10^6$ realisations as well as the limit states $g_1 = R_1 - S$ and $g_2 = 50 - D$ (mm) in three dimensions (3D) and two dimensions (2D). It shows that no failure is generated in the domain where $(g_1 \leq 0)$ and $(g_2 > 0)$. Figure 4.12 also illustrates that a failure of the first limit state g_1 always occurs (i.e. $g_1 \leq 0$) at the same time with the second limit state failure (i.e. $g_2 \leq 0$).

The latter governs the global reliability of the system. This is more due to higher reserves in the Bending Moment/Force at the pier base provided by safety factors and bias than the reserve in the seismic displacement of the isolation system and to the correlation between the displacement demand on the isolation system and the bending demand at pier-base as illustrated on Figure 4.12. Since the two limit states form a series system, the global reliability index is almost equal to the reliability index of the second limit state g_2 for each of the six design models.

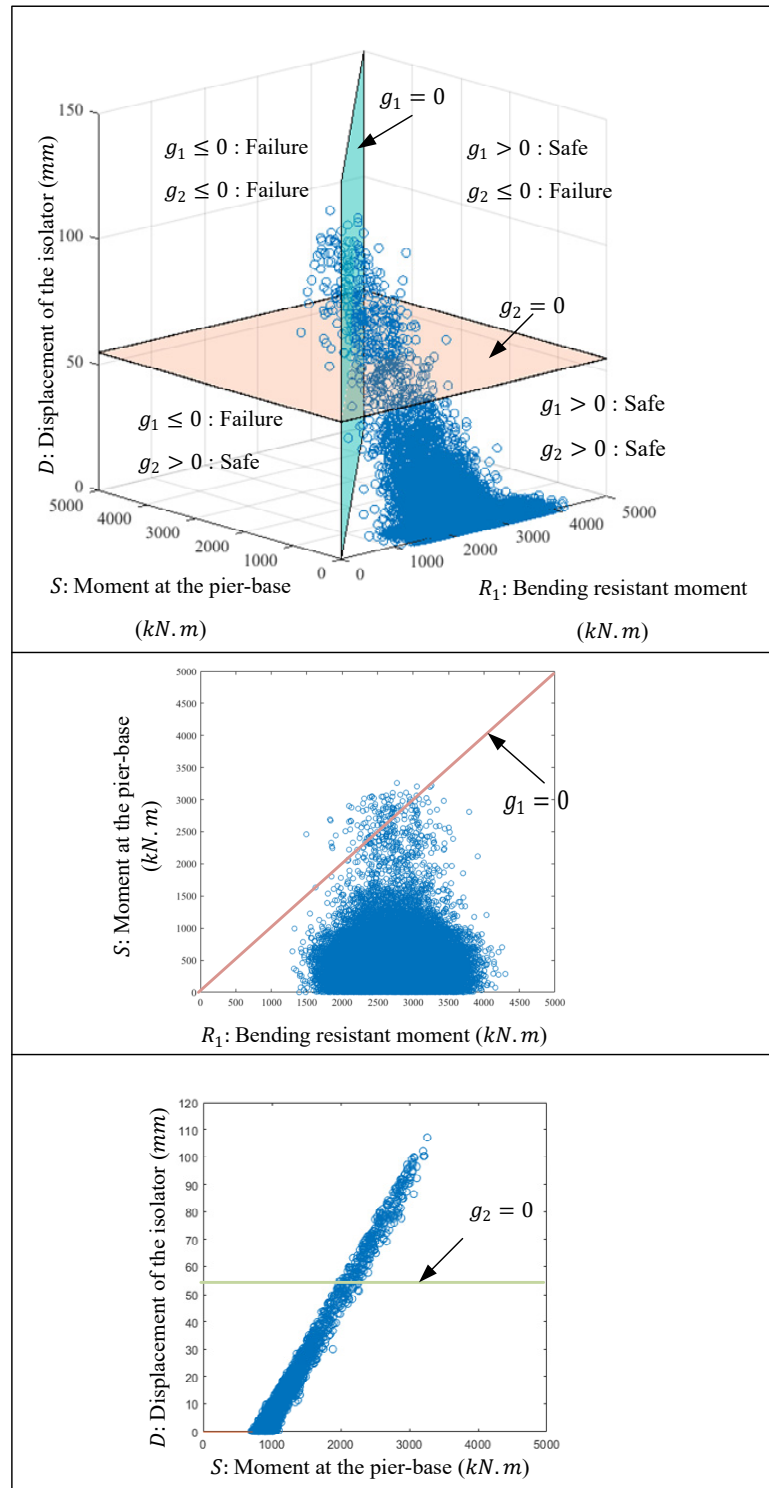


Figure 4.12 Three Dimensions and two dimensions distributions of R_1 , S and D for $N = 10^6$ simulations

In order to investigate the effect of not considering the code recommendations regarding the isolation system displacement capacity (on the global reliability), a limit state $g'_2 = 40 - D$ is considered where the displacement capacity is taken equal to seismic demand (40 mm) without being increased by a factor of 1.25. Then the reliability index β'_2 of the limit state g'_2 is evaluated. The reliability indexes β'_2 and the resulting global reliability index β' for the six design cases are calculated and displayed in Table 4.8.

Table 4.8 The effect of the reserve in terms of displacement capacity on reliability index ($N = 10^7$)

Design Case	β_1	β'_2	β	β'	
1	3.82	3.40	3.54	3.40	Practical design $M_n=1.33 M_{E,max}$
2	3.99				
3	4.26				
4	3.59				Theoretical design $M_n=1.11 M_{E,max}$
5	3.69				
6	3.94				

It is found that, if the recommended multiplier factor on displacement capacity is not applied, the global reliability of the system decreases even more to a value of 3.40 which is the reliability of the isolation system. This highlights the importance of levelling the target reliability of each governing failure mode, here the isolation system displacement capacity, in order to not harm the global reliability of the bridge (especially for complex bridges).

In order to explore the relative importance between the temperature and the seismic hazard when failures occur, conditional probabilities of $T_c \leq -9.5^\circ\text{C}$ when failure occurred in the first limit state g_1 , are presented in Table 4.9 for all six design models. Also, Table 4.9 gives the conditional probabilities of $S_a \geq 0.068 g$, the code spectral acceleration for design, knowing that the failure occurred only in the first limit state g_1 .

Table 4.9 Effect of temperature and seismic hazard on the failure occurrence ($N = 10^7$)

Design Case	Number of Failure $g_1 \leq 0$	$P((T_{c2} < -9.5^\circ\text{C})/(g_1 \leq 0))$	$P((S_a > 0.068g)/g_1 \leq 0)$
1	650	0.09	0.96
2	320	0.11	1.00
3	100	0.13	1.00
4	1 650	0.10	0.94
5	1 110	0.11	0.92
6	420	0.12	1.00

The main conclusion is that the failures for the design models are not due to a low concomitant temperature effect, but mainly to the seismic hazard. In fact, if a maximum seismic hazard described by a spectral value of $S_a(T = 2\text{ s}) = 0.068\text{ g}$ is considered, almost all the failures occurred when the simulated spectral acceleration is larger than this estimated value of 0.068 g , while averagely only 10% of the failures are due to a temperature lower than the concomitant temperature $T_{c2} = -9.5^\circ\text{C}$ of the seismic isolator. This shows that for the considered case study, where the isolation system is moderately affected by cold temperatures, temperature effects are relatively much less important than those of seismic hazard.

4.6 Conclusion

This paper presents a probability-based reliability assessment method to take into account the variation of seismic isolation properties under different conditions (i.e.: low temperatures) considering their probability of simultaneous occurrence with earthquakes. The proposed approach relies on MCM simulations and requires the definition of different RVs governing the problem with their probability distribution functions. Seismic hazard, temperature, and material properties are the main RVs for base-isolated bridges in cold regions. Relations between the temperature and properties of the seismic base isolation system are also required. A two-span base-isolated bridge located in Montreal (Qc) was considered for the case study and illustrated the application of the proposed methodology.

An LRB isolation system was used and relations between its hysteretic properties and temperature were proposed on the basis of the data in the literature. For the studied case, a seismic hazard probabilistic model was developed to include epistemic uncertainties on the basis of the most recent GMPE relations for the bridge site. The effective internal temperature of the LRB system is related to the air temperature through a simplified model based on a Laplace transform. The parameters of this simplified model were estimated by FE heat transfer results. A large number of random realisations, using MCM were generated for six design models of the studied case. Two limit states were considered: the first in terms of the flexural moment, and the second in terms of isolation system displacement. Both limit state functions were evaluated with results obtained by a linear ESA on a simple equivalent visco-elastic SDOF model of the base-isolated bridge.

Preliminary results from the case study found that:

- by considering the concomitant temperature with a design earthquake equal to the recommended values of the code, and by giving a bending resistance reserve, the reliability index of the studied bridge model is higher than the code reliability index set for load combinations excluding earthquakes;
- not considering the effect of low temperature within the design process leads to practically double the probability of failure for the studied case;
- however, considering that the concomitant temperature to the design earthquake equals the minimum average daily temperature of the site leads to a too-conservative design;
- the isolation displacement capacity governs and negatively impacts the global reliability of the bridge. It is believed that the multiplier factor adopted by the code needs a review in order to harmonise the reliability of the isolation system with the ductile failure modes reliability.

The proposed approach advances the basics of a rational methodology to assess the reliability of base-isolated-bridges in cold regions. It is worth mentioning that only temperature with seismic hazard effects with variability in the material properties and dimensions were

considered at this stage. This is because the main objective of the presented case study is to illustrate the applicability of the proposed method.

However, further refinements and applications of the proposed methodology should be undertaken on more complex cases, including more limit states and more condition effects (i.e. ageing of the bridge and seismic isolator), are required in order to better evaluate seismic base-isolated bridges reliabilities in cold climate regions.

Acknowledgments

Financial support from the École de technologie supérieure (ETS), the Natural Sciences and Engineering Research Council (NSERC) and the Fond québécois de Recherche sur la Nature et les Technologies (FRQNT) through the Centre d'Études Interuniversitaire des Structures sous Charges Extrêmes (CEISCE) is gratefully acknowledged.

CHAPITRE 5

POSITIONNEMENT DE L'ARTICLE 2 PAR RAPPORT À L'ÉTUDE

L'article 2 est présenté au CHAPITRE 6. L'objectif de l'article 2 est d'estimer, via l'application des étapes de la méthodologie proposée dans l'article 1 (CHAPITRE 4), la fiabilité sismique de plusieurs cas d'études de ponts isolés à la base situés à plusieurs sites au Québec. Il est en lien avec des questions soulevées par les études précédentes (Guay & Bouaanani 2016). Ces études ont montré une grande variabilité de la probabilité d'occurrence simultanée du séisme de calcul (2 475 ans) avec la température concomitante spécifiée par le code canadien des ponts. Ceci laissait croire que la fiabilité sismique résultante peut aussi varier considérablement. Ainsi, il vise également à comparer les indices de fiabilité sismique obtenus pour ces différents sites sélectionnés sur un cas d'étude de pont isolé à la base soumis à l'aléa de différentes conditions, notamment l'activité sismique et la température. Finalement, il étend l'application de la méthodologie de l'article 1 au cas des ponts soumis à un chargement bidirectionnel et pouvant être conçus sur la base de la performance, avec une réponse inélastique de la sous-structure (pile). Il compare ainsi les résultats obtenus pour les ponts conçus pour une réponse élastique à celle des ponts conçus pour différents niveaux de performance.

L'article 2 s'amorce par une revue de la littérature qui porte sur l'intégration des états limites dans la philosophie des codes et normes actuels et leur traitement dans le cadre des approches basées sur la performance. Ensuite, un résumé de l'approche de calcul de fiabilité est présenté avec son application dans le but d'estimer la fiabilité sismique d'un pont typique à deux travées simples, isolé à la base, conçu selon le code canadien sur le calcul des ponts routiers, pour sept localités du Québec. Tous les cas à l'étude, sauf un, sont conçus selon une approche basée sur la force et donc pour une performance essentiellement élastique sous un séisme d'une période de retour de 2 475 ans. L'algorithme présenté à la Figure 2.1 est utilisé pour le calcul de la réponse sismique en termes de déplacement et de force à la base de la pile du pont. Un cas d'étude conçu selon une approche basée sur la performance, permettant un comportement

inélastique, est également traité pour fin de comparaison et pour démontrer l'applicabilité de la méthode. L'algorithme présenté à la Figure 2.3 est utilisé pour le calcul de la réponse sismique du pont. Deux états limites sont considérés pour une défaillance possible due à des dommages réparables : par flexion à la base du pilier et par déplacement à l'intérieur du SIS. Les principales variables aléatoires considérées sont : l'aléa sismique, la température, les dimensions à la base de la pile et les propriétés mécaniques du matériau. La méthode de Monte-Carlo est utilisée pour évaluer la fiabilité et la probabilité de défaillance de chaque état limite.

CHAPITRE 6

SEISMIC RELIABILITY ASSESSMENT OF BASE-ISOLATED BRIDGES IN QUEBEC

Mohamad Nassar¹, Lotfi Guizani¹, Marie-José Nollet¹, Antoine Tahan²

¹Département de Génie de la construction, École de Technologie Supérieure,
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

²Département de Génie mécanique, École de Technologie Supérieure
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

Article publié dans « Revue canadienne du génie civil », Avril 2021

<https://doi.org/10.1139/cjce-2020-0036>

6.1 Abstract

The aim of this work is to estimate the seismic reliability of a simple typical two-span lifeline base-isolated bridge designed to behave essentially elastic or as per the Canadian Highway Bridge Design Code, for seven localities in Quebec. Two limit states are considered for possible failure due to unacceptable damage: flexure at the pier-base and by displacement within the seismic isolation system (SIS). The main problem random variables considered and modeled are seismic hazard, temperature, pier base dimensions, and material mechanical properties. The Monte Carlo method was used to evaluate the reliability of failure and the reliability of each limit state. Preliminary results reveal that notwithstanding the large temperature and seismic hazard variabilities between the seven sites in Quebec, the global reliability indices are almost uniform, approximatively 3.45 ± 0.02 . Furthermore, the security factor (i.e.1.25) on the SIS displacement capacity results in reliability indices for SIS displacement that are not levelled with the flexural reliability indices and requires further examination and consideration.

Keywords: Limit states design, seismic base isolation, low temperatures, reliability-based approach, bridges.

6.2 Introduction

The seismic isolation (SI) of bridges is an earthquake protection method that aims to reduce seismic forces by decoupling the structures of the bridge from ground accelerations during earthquakes to control damage (Guizani, 2003, 2007; Guizani & Chaallal, 2010; Makris, 2019). Many studies (Ghobarah & Ali, 1988, 1990; Jangid, 2004) have investigated the efficiency of SI devices to reduce the seismic force effects transmitted to the bridge deck/superstructure and found that the structural response of the base-isolated bridge is mainly affected by the SISs' hysteretic properties. Generally, the hysteretic behaviour of base isolation systems is well represented by the bilinear model shown in Figure 6.1, with two main hysteretic features: the post-elastic stiffness K_d and the characteristic strength Q_d (Buckle et al. 2006).

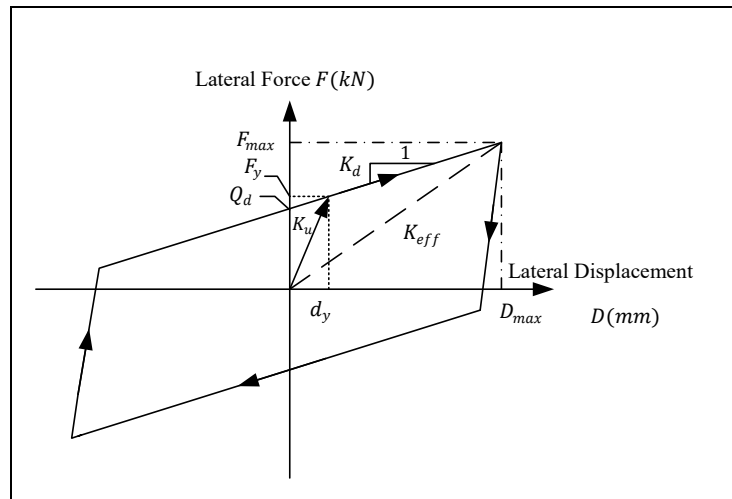


Figure 6.1 Bilinear behaviour idealisation of the seismic isolation system

Many conditions, notably low temperatures, affect the hysteretic behaviour of almost all available seismic isolation systems (SISs), and therefore, the seismic response of base-isolated bridges in cold regions (Yakut, 2000; Yakut & Yura, 2002; Constantinou et al., 2007). Recent research in Quebec proved that, depending on its intensity and frequency, the temperature may lead to significant instantaneous stiffening of natural rubber used for SI (Ankik, 2019; Guay & Bouaanani, 2016). These studies also showed that, for elastomeric bearings, such changes are

amplified by the crystallisation phenomenon which is function of the duration of exposure to low temperatures. The effect of changes in SIS properties on the seismic response of base-isolated bridges in Quebec was studied by Beji (2015).

Many reliability-based structural analysis methods aim to derive load and resistance factors (Allen, 1992; García-Soto et al., 2015; Kennedy et al., 1992). The limit states design in Canada and the load and resistance factor design (LRFD) in the USA are analogous design approaches that were introduced to replace the allowable stress design (ASD) for which all inherent uncertainties are incorporated into one global security factor (FS), chosen on an engineering judgment basis. In 2002, AASHTO (2002) included the load and resistance factor design, introduced in Canada and many other countries in the 70s (Chen & Duan, 2014). Nevertheless, in these approaches, the seismic design load combinations are still not based on a target reliability (Nowak, 1993; Szerszen & Nowak, 2003).

The current Canadian Highway Bridge Design Code (CAN/CSA-S6:19) proposes the use of a bounding analysis approach to consider the effects of different conditions affecting the SIS properties, such as temperature, aging, and scragging. In this approach, property modification factors are applied to the nominal property values of the SIS in order to calculate their maximal and minimal values, as well as the corresponding base-isolated bridge seismic responses, such as the base shear force and displacement, establishing lower and upper bounds of seismic demands for design purposes (Constantinou et al., 1999; Constantinou et al., 2007; Thompson et al., 2000). Concomitant low temperatures with design earthquakes were specified for each location. Nevertheless, these specified concomitant temperatures, as well as the bounding analyses approach, were not developed on a probability approach basis, thus, the resulting seismic reliability of the base-isolated bridges designed in this way remains unknown. Furthermore, earlier work showed that the probability of exceedance of the design earthquake concomitant low temperature, specified by the code, varies significantly with location in Quebec, questioning the resulting reliability uniformity (Guay & Bouaanani, 2016).

The aim of this study is to estimate the reliability of base-isolated bridges in Quebec, as designed by the current code specifications, based on the bounding analyses, with regard to the possibility that such bridges are damaged by earthquakes.

Many stochastic studies have been performed on sliding SISs and frictional base isolators (Constantinou & Papageorgiou, 1990; Constantinou et al., 2007; Kitayama & Constantinou, 2019) to understand the behaviour and seismic reliability of bridges using of such SISs. These studies consider random variables (RVs) in order to account for uncertainties in structure and ground motion which have a stochastic nature. For these studies, the Monte Carlo method (MCM) is used because of the complexity of the problem and the difficulty of analytically modelling the entire process. However, these earlier studies were aimed at specific structures, SISs and seismic hazard locations.

6.3 Limit states in Seismic Performance-Based and Probability-based Design Approaches

Performance-based design (PBD), which originated in New Zealand in the 1970s, and was developed in USA by the 1980s (Rojahn & Sharpe, 1985; Hamburger, 2004) has now been adopted in an explicit form by many bridge design codes (CSA, 2019; NZT, 2016). PBD is a design methodology that encompasses all types of engineering structural designs and activities, in order to create structures with a predictable seismic performance that relies on an established risk level (Bathurst et al., 2019; Bertero & Bertero, 2002; SEAOC - Vision 2000, 1995; Priestley, 2000). The performance levels define the performance objectives and needs in turn to be associated with quantitative performance criteria (indicators) in order to measure the damage level.

To illustrate the above, Table 6.1, for example, gives the minimum performance levels required by the CAN/CSA-S6:19 for lifeline bridges, and the corresponding salient damage quantitative criteria expressed in terms of the maximum allowed deformations of concrete (ϵ_c), reinforcing (ϵ_s), and SIS displacement.

Table 6.1 Minimal performance and salient deformations thresholds specified for concrete, steel and seismic isolation bearings by the CSA-S6:19 for base isolated reinforced concrete lifeline bridges

Seismic probability of exceedance in 50 years (Return Period)	Service performance level	Damage performance level	CSA-S6:19 Quantitative criteria
10% (475 years)	Immediate	—	—
5% (975 years)	Immediate Service	Minimal damage	Concrete: $\epsilon_c \geq -0.006$ Steel : $0.01 \leq \epsilon_s \leq 0.01$ SI: No damage & no post-event centring required.
2% (2 475 years)	Service Limited	Repairable damage	Steel : $\epsilon_s < 0.025$ SI : $D_r < 0.5 D_{iso, cap}$ & $D_i \leq D_{isol, cap}$

SI: Seismic Isolation, ϵ_s : Reinforcing steel deformation; ϵ_c : concrete deformation; D_r : residual displacement, D_i : maximum seismic isolation bearing displacement, $D_{isol, cap}$: Displacement capacity of seismic isolation bearing.

The design codes, notably with PBD, use many return periods (RPs) with different seismic performance criteria. The CAN/CSA-S6:19 uses RPs of 475, 975 and 2 475 years (Table 6.1). AASHTO uses comparable RPs. Eurocode 8 part 1 (CEN, 2004) defines two fundamental requirements: no-collapse and minimisation of damage, generally associated to seismic hazard RPs of 975 and 475 years, respectively.

Both PBD and force-based design (FBD) approaches use the limit states to define load combinations, considering security and functionality performance objectives. However, in order to include the intrinsic uncertainties in resistance, solicitation, modelling and analysis method many authors introduced the probability-based limit state design to quantify the performance of the structures and process inherent uncertainties in a more rational way (Allen, 1975; Ellingwood, 1980; Ellingwood & Galambos, 1982). This was translated into load and resistance factors for each type of load and/or resistance, excluding the earthquake load effect (AASHTO-LRFD, 2014).

Furthermore, the probability associated with the different parameters and the target performance are explicitly used in earthquake engineering for buildings and highway bridges (Ghobarah, 2001; Sheikh & Legeron, 2014). Nevertheless, for base-isolated bridges, significant research efforts are still needed to develop and apply generally applicable probability-based design approaches, notably considering the effect of different conditions on the properties of SISs. To this end, Nassar et al. (2019) presented a reliability assessment method, based on MCM, for base-isolated bridges in cold climate.

6.4 The Adopted Reliability Assessment Methodology

This study applies the reliability assessment method proposed by Nassar et al. (2019) to estimate the seismic reliability indices for typical base-isolated bridges in seven different locations in Quebec (Figure 6.2). In the present study, the temperature, horizontal seismic hazard and main parameters affecting the resistance of the bridge components, such as the dimensions and material properties are modelled as RVs. Based on literature review and proprietary testing data, continuous probability distributions are assigned to these RVs, and their relations to SIS hysteretic properties are determined. The seismic performance objectives described in the modern codes were first translated into a vector of m limit state functions $\mathbf{f} = \{f_1, \dots, f_m\}$ which represents the quantitative seismic performances of the studied base-isolated bridge. Therefore, the vector $\mathbf{X} = \{X_1, \dots, X_n\}^T$ of the problem-independent RVs was created. A generic structural model of the base-isolated bridge was also developed. The MCM is then used to generate a large number of realisations of the RVs of the problems with respect to their probabilistic distributions. Each realisation is a vector of sampled simultaneously occurring RV values. A unique sample model was created with each realisation value and analysed. The results of the seismic analyses were then used to evaluate the limit state functions, $\mathbf{f}$. The probability of failure, for each limit state function, f_i , is evaluated based on the number of failures to the total generated number ratio, which allows computing the reliability indices for each performance criterion.

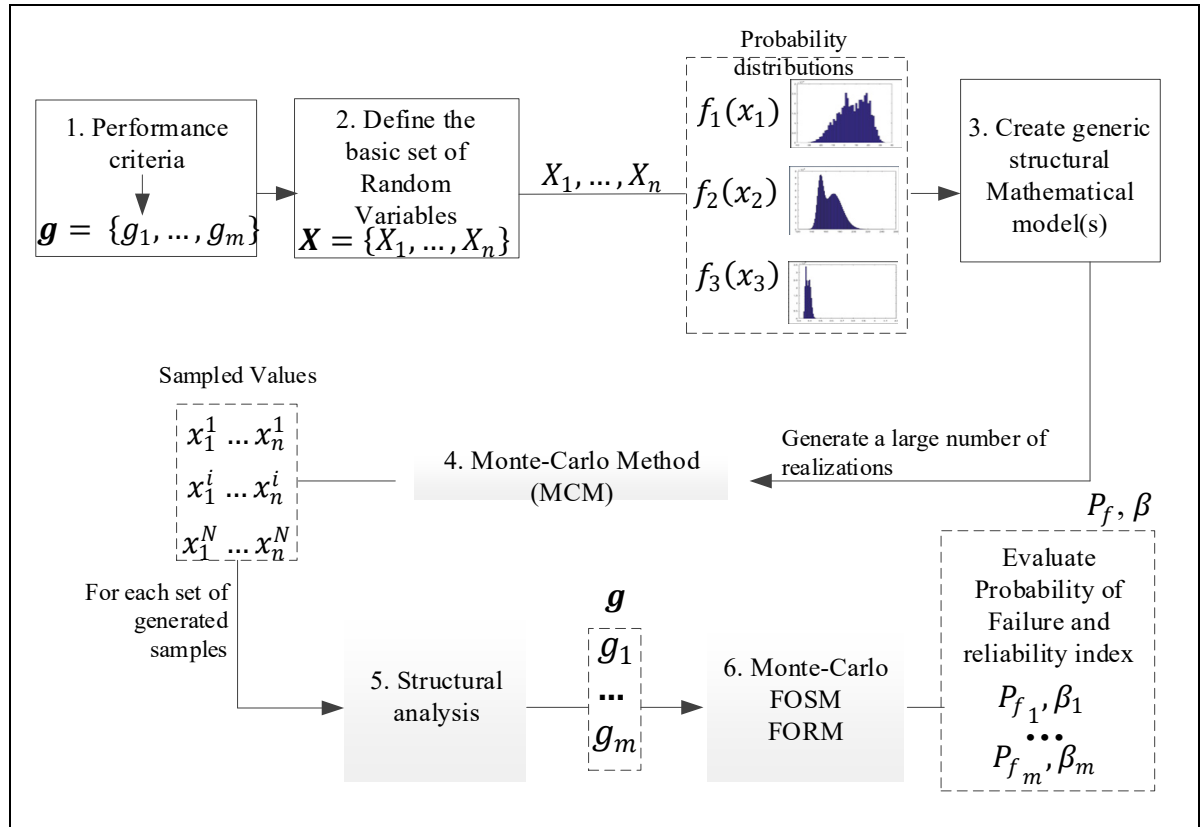


Figure 6.2 Steps of the probability-based reliability assessment method
Adapted from Nassar et al. (2019)

6.5 Evaluation of the Reliability of Base-Isolated Bridge

6.5.1 Base-Isolated Bridge Case Study Design

The above methodology was applied to evaluate the reliability of a reinforced concrete two-span base-isolated bridge, designed as per CSA-S6:19, for seven different localities in Quebec, Canada: Montreal, Gatineau, Quebec City, Roberval, Rivière-du-Loup (RDL), Baie-Comeau and Gaspé. These sites are representative of the different seismic hazard and temperature conditions across the province of Quebec.

The studied bridge is a conventional box-girder bridge, supported by two abutments and a two-column central pier (Figure 6.3). The header beam couples the two columns of the pier. The total weight of the deck was 30 000 kN. The height and the seismic tributary weight of each

of the $1.2\text{ m} \times 1.2\text{ m}$ columns are $H = 5.00\text{ m}$ and $DL = 7500\text{ kN}$, respectively. The bridge was built in a class C site category. The fundamental periods of vibration of the conventional bridge model (fixed-base), with bearings being longitudinally guided at the abutments and fixed in both directions at the central pier, are: $T_{lf} = 0.67\text{ sec}$ and $T_{tf} = 0.21\text{ sec}$ in the longitudinal and transverse directions, respectively.

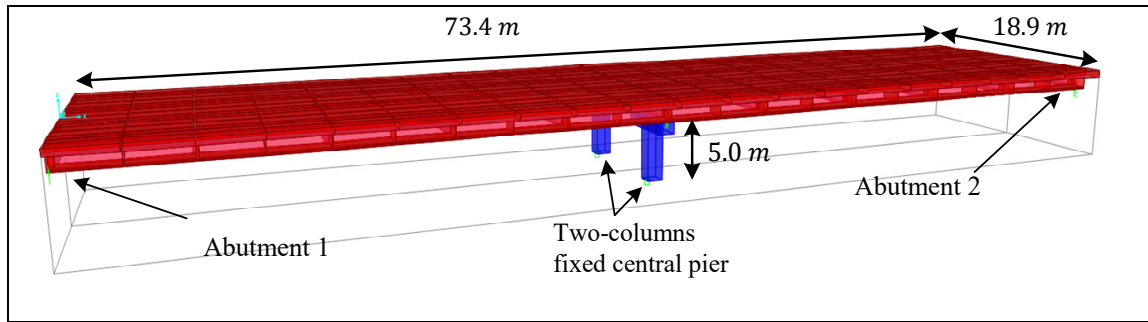


Figure 6.3 Dimensions and components of the studied bridge

The generic bridge was designed for each site according to the CSA-S6:19 specifications. A bilinear model of the base isolation system is assumed, with nominal properties set to achieve the following target nominal properties of the isolated bridge, within the elastic range:

- fundamental vibration period of approximately 2.0 sec ($T_{li} \approx T_{ti} \approx 2.0\text{ sec}$);
- equivalent viscous damping ratio around 25 %.

For every bridge site, the obtained maximum and minimum values of the property modification factors $(\lambda_{max,Q_d})_i$ and $(\lambda_{max,K_d})_i$ specified by both AASHTO (AASHTO, 2014) and CAN/CSA-S6:19, for the effects of temperature on LRB properties, were evaluated at the specified concomitant temperature and used to calculate the hysteretic design properties of the SIS.

Table 6.2 shows the resulting nominal design values of Q_d and K_d along with the concomitant temperature (CT) and the values of $(\lambda_{max,Q_d})_i$ and $(\lambda_{max,K_d})_i$ according to the CAN/CSA-S6:19 code for each site. The computed lower and upper values of Q_d and K_d used to obtain the bounding values of the seismic demand for each studied site. To compute the seismic

demand, the base-isolated bridge is modelled as an equivalent elastic single degree of freedom (SDOF), with the superstructure mass and including the pier flexibility, and a spectral analysis is used with an iterative method (Buckle et al., 2006). The effectiveness of the SDOF model of the bridge is checked against more refined models and the fundamental mode mobilises 95% of the superstructure mass in both horizontal directions. Furthermore, the peak seismic demands of the base-isolated bridge model in both horizontal directions were equal (confirmed by a 3D model). This allows the base-isolated bridge model to be reduced to a unique SDOF, representing both directions.

Table 6.2 Nominal properties of the base isolation system for each site

City/Town	K_d (kN/mm)	Q_d (kN)	Concomitant temperature (CT) (°C)	$(\lambda_{max, Q_d})_i$	$(\lambda_{max, K_d})_i$	R_1 (mm)	R_2 (mm)	R_3 (mm)	$\tau(h)$
Montreal	5.0	160	-9.50	1.1	1.40	565	70	575	6.80
Gatineau	5.0	135	-9.50	1.1	1.40	570	66	580	6.90
Quebec City	5.0	135	-7.50	1.1	1.35	570	66	580	6.90
Roberval	5.0	160	-9.50	1.1	1.40	570	72	580	6.74
Rivière DL	4.7	300	-7.50	1.1	1.37	555	98	565	5.98
Baie-Comeau	4.7	95	-9.50	1.1	1.40	550	56	560	7.05
Gaspé	5.0	72	-7.00	1.1	1.36	510	48	520	7.46

The central pier is then designed to ensure that its seismic behaviour is governed by bending and brittle failure modes, such as shear and anchorage failures, are discarded by assigning sufficient resistance reserves to them. The superstructure was assumed to remain elastic.

The SIS is composed of two LRBs at the pier top. Geometrical details, such as rubber outer diameter, rubber effective thickness and lead plug diameter, with nominal properties $(K_d)_i$, and $(Q_d)_i$, are illustrated in Figure 6.4 and are listed in Table 6.2.

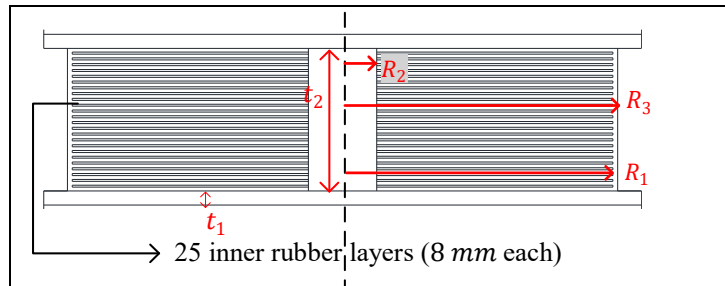


Figure 6.4 Geometric properties of a seismic isolation unit at the central pier

6.5.2 Seismic Performance Criteria and Associated Limit State Function

According to the Canadian code, a lifeline bridge shall satisfy the minimum performance levels of Table 6.1 for different seismic hazard return periods. Repairable damage and limited service under an earthquake with an RP of 2 475 years were set as the minimal performance. The province of Quebec is a moderate seismicity area where, because of the shape of the design spectrum that vanishes rapidly with period elongation, the seismic base isolation is very efficient. As a result, the elastic seismic force demand for base-isolated bridges is almost always more than covered by the minimum reinforcing steel ratio of 0.8% specified by the code. Consequently, base-isolated bridges are designed to respond essentially in the elastic domain, under the 2 475 years RP earthquake. In this study, for the main studied cases, called elastic designs, the same philosophy and design performance criterion are used: failure is reached when the seismic demand exceeds the elastic capacity.

However, to illustrate the applicability of the proposed results and methodology for base-isolated bridges meeting the minimal performance specified by the CAN/CSA-S6:19 code, an additional case study, with inelastic behaviour was carried out, for the Rivière-du-Loup site. The design of the pier-bridge was revised (i.e. by decreasing the steel ratio), allowing inelastic

response and deformations, to meet the different criteria described in Table 6.1. The axial load of the bridge pier column was also decreased by half to obtain a sufficiently high reinforcing steel demand to achieve the target performance. However, a lower than the minimum steel ratio specified by the code was obtained.

For the purpose of this study, soil-structure interaction was neglected. Abutments and foundation failures are discarded so that only the central pier can fail. In the latter, it is assumed that only flexural failure at the base can occur, as damage related to any brittle failure mode is discarded.

Furthermore, the displacement capacity of the SIS is a concern, as demonstrated by Kitayama & Constantinou (2019) and Roussis et al. (2003).

Consequently, two limit states related to pier base damage by bending inelastic deformation and SIS damage by exceeding its displacement capacity are considered. These are formulated as follows:

- $f_m = R - S$, where R is the flexural resistance at the pier base and S is the maximal seismic demand in terms of flexure at the pier base for elastic designs or the top pier displacement threshold corresponding to the damage level (three damage levels) for the inelastic design;
- $f_D = D_{isol,cap} - D_i$, where $D_{isol,cap}$ is the isolation system displacement capacity and D_i is the displacement demand of the isolation system. Note that the displacement resulting from temperature and creep at the central pier vanishes, because of the symmetry.

6.5.3 Bridge Capacity Evaluation

The flexural pier base resistance and the isolation displacement capacity, identified in the limit states above, were obtained through the design values of the bridge, as per CAN/CSA-S6:19.

The displacement capacity of the seismic isolator $D_{isol,cap}$ is taken equal to the seismic maximal displacement demand at the isolation system, $D_{isol,E}$, multiplied by a security factor of 1.25.

Because the responses in the two directions are equal (see section 6.5.1), only one spectral analysis is performed, allowing computation of the shear forces in the two horizontal directions $V_{E,x}$ and $V_{E,y}$. These shear forces, acting at the superstructure centre of mass, are translated in terms of bending moments and axial forces in both directions.

For the transverse direction, the effect of the vertical eccentricity of the seismic force action line relative to the isolation units (hinge), e_v , is considered by adjusting the axial force at the pier columns to maintain equilibrium. In the longitudinal direction, this effect is negligible because of the very large ratio between the bridge length and the vertical eccentricity, e_v . Thus, the shear force is applied at the isolation bearing (hinge), which is taken at the top of the pier.

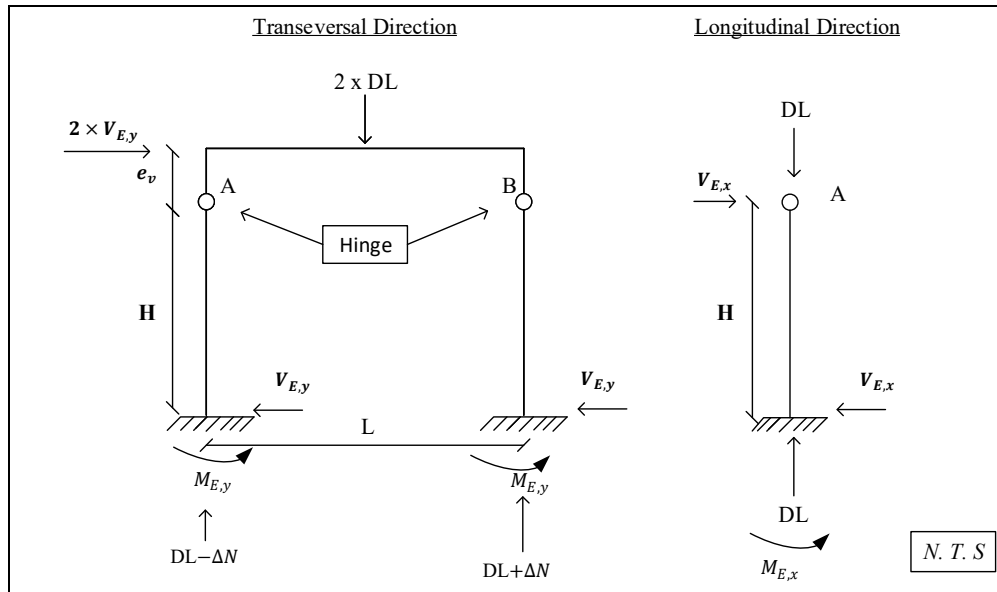


Figure 6.5 Calculation of forces at pier column base

The shear forces, and consequently, the resulting forces at the pier base, in the two horizontal directions are then combined according to the 100% - 30% rule recommended by the CAN/CSA-S6:19: 100% in one direction occurs simultaneously with 30% in the other direction, and vice versa, to obtain seismic force demand. The seismic forces in the vertical direction are included in the load factors applied to the dead load.

Consequently, the bending moment capacity at the column base in the transverse direction were designed for the moment demand at the following two levels of axial forces: $N_1 = 1.25 \text{ DL} + \Delta N$ and $N_2 = 0.8 \text{ DL} - \Delta N$.

For simplicity and given the magnitude of ΔN relative to DL ($\frac{\Delta N}{\text{DL}} \cong 1\%$), the same axial levels are also used in the longitudinal direction to obtain a symmetrical section design. SP-column (STRUCTUREPOINT, 2017) was used to this end. The obtained interaction diagrams (at the two levels of axial load) for this practical design are typically higher than the seismic demand because of practical considerations (availability of reinforcement at discrete diameters only). However, in order to investigate the reliability of an isolated bridge as warranted by the design code, a theoretical design is used, where the bending resistances $M_{rx} = 1.0 M_{Ex}$ and $M_{ry} = 1.0 M_{Ey}$. Therefore, the diagram obtained for the practical design is scaled to fit the exact nominal demand and is used as the theoretical capacity. Linear interpolation is used to build a 3D interaction diagram: $M_x; M_y; N$, for axial loads between and outside pairs N_1 and N_2 .

For the PBD inelastic design, the nominal capacity curve, base shear-top of pier displacement (i.e. V - D_p curve) shown in Figure 6.6 is obtained through the integration of sectional response along the pier height, using Response 2000 software with tension stiffening option (Bentz, 2000). The concrete Popovics/Thorenfeldt/Collins base curve (Mitchel & Collins, 1991) and Vecchio-Collins (1986) concrete compression softening model are used and the CSA G30.12 400 MPa stress strain curve was used for steel (Bentz, 2000).

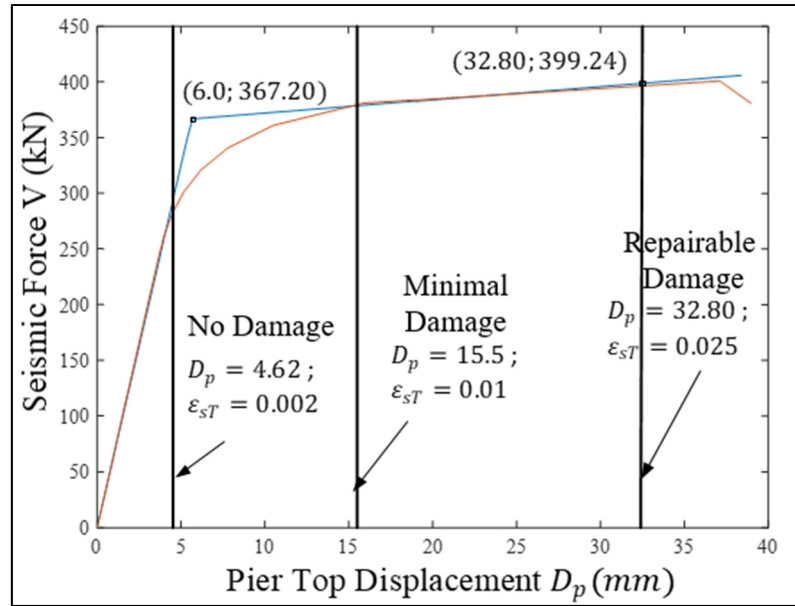


Figure 6.6 Nominal bridge capacity curve (unidirectional seismic force, V , vs pier-top displacement, D_p) and thresholds for damage levels under bidirectional loading

Furthermore, the sectional response at the pier base relates the shear base and corresponding bending moment to the steel and concrete deformations at this critical section, which are damage indicators. Considering the superposed steel deformations at corner rebars, rising from 100%-30% simultaneous shear forces acting in both directions, three pier top displacements, D_p , under unidirectional loading, corresponding to the three damage thresholds (elastic limit, minimal damage and repairable damage) were identified. Therefore, the displacements from results obtained for MC realisations are compared to these three thresholds to identify the damage level for each realisation and thereby compute the probability of failure by bending at the pier base.

To solve the nonlinear problem with the spectral analysis, the V - D_p pier response curve is linearized, in a similar way to the response of the isolation system, after application of the uncertainty and its idealisation by a bilinear curve. Thus, the obtained two-component series system that behaves in the inelastic range (i.e. SIS and pier system), can be solved by an

iterative nested loop scheme. Damping from the pier inelastic response is included in the analysis.

6.5.4 Problem RVs and their Probabilistic Distributions

The RVs of the problem are:

- the geometric and material properties of the central pier, such as the concrete compressive strength f'_c , steel yield stress f_y , depth of the pier section h , and tributary seismic weight DL;
- the effective temperature inside the seismic isolator T_{eff} ;
- the seismic hazard through the seismic spectral acceleration value S_a .

Their probability distribution functions are hereafter described.

6.5.4.1 Flexural Resistance Model, Including Geometric and Material Properties Variabilities

The uncertainties of the geometric and material properties were indirectly considered in this study (see Table 6.3). The probabilistic distributions of these RVs are based on statistical data collected in the USA (Wisniewski et al., 2009), assumed to be representative of the current scatter and tolerances of the reinforced concrete construction industry in Canada.

Table 6.3 Statistical parameters of material properties and dimensions
Adapted from Nowak & Szerszen (2003); Strauss (2003); Wiśniewski (2007)

Variable	Notation	Nominal	Bias	COV %
Concrete compressive strength (MPa)	f_c	30	1	12
Steel yielding strength (MPa)*	f_y	400	1.15	5
Section depth (m)	h	Nominal	1	$15 h^{-1}$
Reinforced area (m ²)	A_s	Nominal	1	2

* Note: Original data used $f_y=500$ Authors use $f_y=400$ MPa and assumed the same statistical distribution.

Using the distributions for geometric and material properties of the above RVs and MCM simulation results combined with complementary information about source errors originating from modelling, Wisniewski et al. (2009) proposed a resultant probabilistic bending resistance (yield moment) model as follows:

$$R = R_n M F P \quad (6.1)$$

where R_n is the nominal cross section resistance/response. The terms M and F consider the uncertainties associated with material properties and geometrical properties, including fabrication tolerances, P represents uncertainties arising from the professional treatment, related to the material and structural behaviour modeling and used equations to predict the section resistance. Terms M and F are combined in the $M F$ product.

This study uses the resulting probabilistic resistance model for reinforced concrete section and for the moment limit state. R follows a Normal random variable with a bias of 1.19 and a coefficient of variation of 0.09 (see Table 6.4). Applying these resistance model parameters to the adjusted interaction diagram of the elastic designs or to the ordinates of the nominal V - D_{pf} response curve of the inelastic design gives the statistical distribution of the resistance.

The application of this model, originally developed for beams, to the studied bridge piers is justified by the low axial load level.

Table 6.4 Statistical parameters of flexural bending resistance

Type of structure	Limit state	<i>FM</i>		<i>P</i>		<i>R</i>	
Reinforced Concrete	Moment	Bias	<i>COV</i>	Bias	<i>COV</i>	Bias	<i>COV</i>
		1.17	0.065	1.02	0.06	1.19	0.09

6.5.4.2 Probabilistic temperature Model

The instantaneous air temperature, T_{amb} , at the time of an earthquake is, indirectly, considered as an RV of the problem. Because the material properties and consequently the SIS properties are related to the effective internal temperature of the isolator, T_{eff} . The hourly ambient temperature distributions are therefore transformed into hourly effective temperature distributions using Laplace Transform, calibrated on the results of transient heat transfer analyses on refined finite element (FE) models of the isolation units along the days preceding the earthquake (Niemann & Miklos, 2014), as detailed in (Nassar et al., 2019).

Figure 6.7 shows the input (T_{amb}) and output temperature (T_{eff}) probability distributions for all sites, after fitting nonparametric probabilistic distributions (Everitt, 1985).

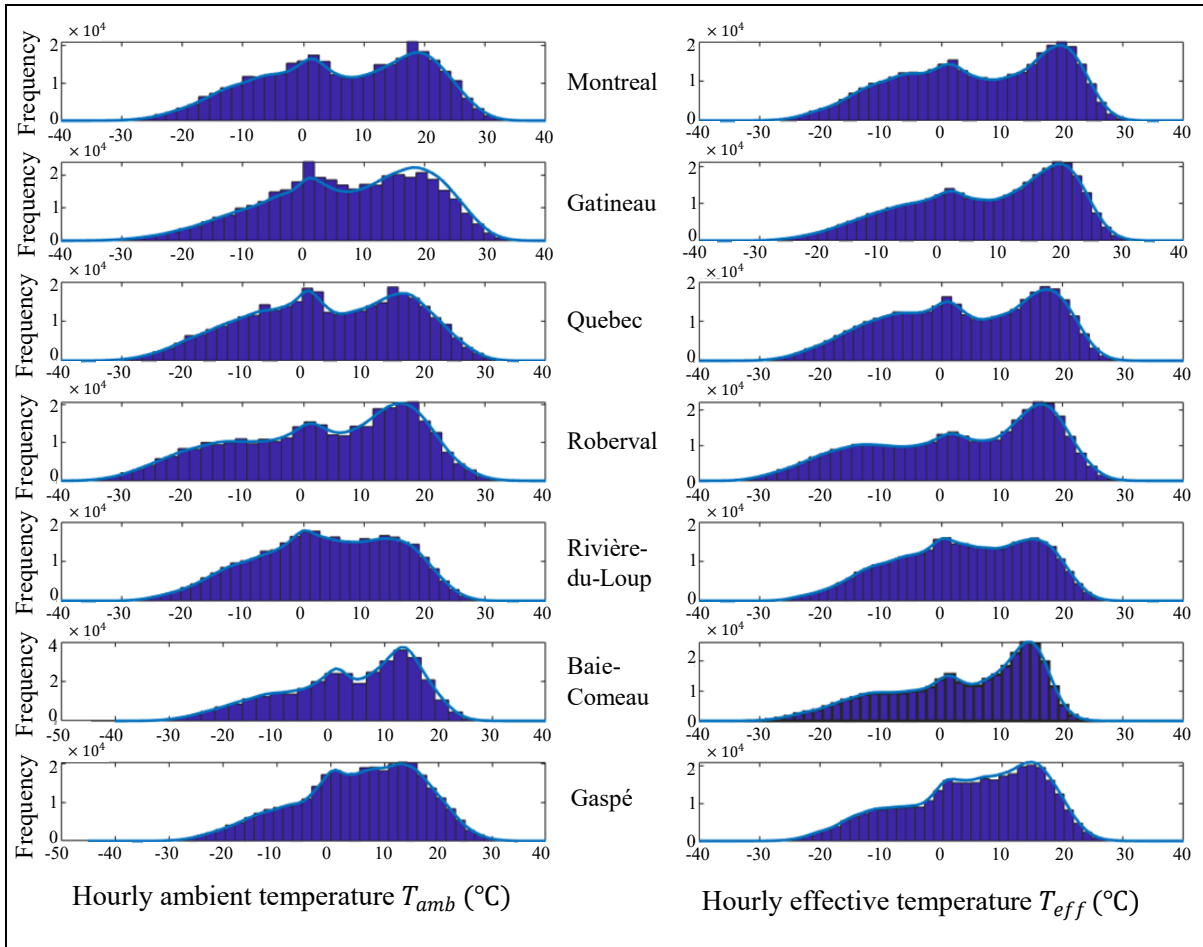


Figure 6.7 Ambient temperature and effective temperature data for the seven sites

6.5.4.3 Probabilistic Seismic Hazard

The seismic hazard RV values and parameters are based on the 5th generation seismic hazard model for Canada (Halchuk et al., 2014). The seismic hazard for each site is represented in terms of spectral acceleration, S_a , as a continuous function of the fundamental structure period of vibration (T) and earthquake return period (RP). Assuming a linear variation of the $S_a(T)(g)$ between the discrete RP values, the RP of the earthquake can be assigned to any sampled spectral acceleration value. Linear extrapolation was used to calculate the hazard values for RPs higher than 2 475 years. It should be mentioned that this extrapolation of the model is uncertain and may be unreliable (e.g. owing to the crudeness of the seismic source zones) (Halchuk et al., 2015).

For a given RP, the spectral acceleration value at any vibration period is obtained by linear interpolation between values at discrete periods given by the uniform hazard spectrum (UHS) of Canada. For periods higher than 2.0 *sec*, the spectral displacement is first interpolated and the spectral acceleration is then deduced (CAN/CSA-S6:19).

Furthermore, an initial estimate of the epistemic uncertainty is included in the ground motion prediction equations (GMPE) for Eastern Canada, as proposed by Atkinson & Adams (2013). To include this epistemic uncertainty, in the current study, the value of the spectral acceleration $S_a(T)$ is considered as a normal RV with mean value μ_{S_a} equal to the mean hazard value of $S_a(T)$, and a standard deviation (SD) of $\sigma_{S_a} = 0.5 \mu_{S_a}$. Such a normal distribution of $S_a(T)$ generates less than 2.3% negative values which are set to zero. A uniform hazard spectrum was derived for the sampled $S_a(T)$ value as detailed by Nassar et al. (2019).

6.5.5 Structural Model and Relations with RVs

6.5.5.1 Structural Model

The nonlinear base-isolated bridge behaviour in both the longitudinal and transversal directions is modelled by an equivalent linear SDOF model as shown in Figure 6.8.

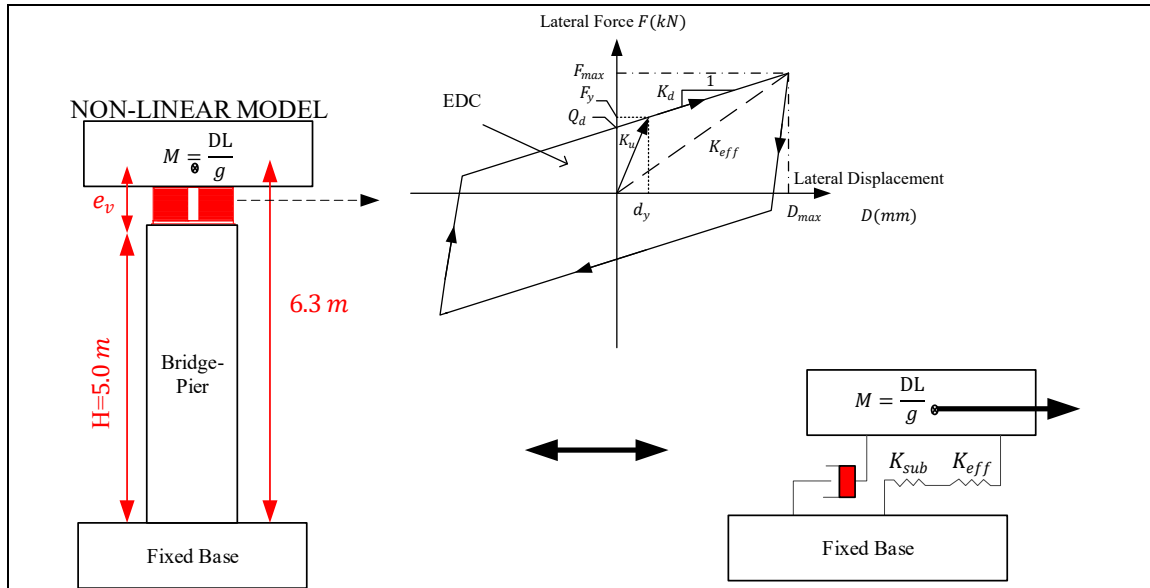


Figure 6.8 Base-isolated SDOF bridge model

6.5.5.2 Relations Between Temperature and Structural Model Properties

The effect of temperature on the seismic response of base-isolated bridges is considered through the relation between the temperature and structural model properties, as follows.

a) Reinforced Concrete

The effect of temperature variation, within the studied range, on the mechanical properties of concrete and reinforcing steel is not significant, and is neglected (El-Tayeb et al., 2017).

b) Lead

Earlier studies showed that the lead plug has an almost perfect elasto-plastic behaviour with a yield limit, σ_{yl} , which is significantly affected by temperature (M. Constantinou et al., 2007).

This study adopts the relation between the lead initial effective temperature, T_{eff} , and its yield limit, σ_{yl} , proposed by Kalpakidis & Constantinou (2008):

$$\sigma_{yl}(T_{eff}) = \sigma_{yl_0} e^{-0.0069 (T_{eff}-20)} \quad (6.2)$$

where σ_{yl_0} is the initial yield limit at $T = 20^\circ\text{C}$.

Consequently, the characteristic strength (Q_d) is related to lead temperature by:

$$Q_d(T_{eff}) = \left(1 - \frac{K_d}{K_u}\right) A_l \sigma_{yl_0} e^{-(0.0069(T_{eff}-20))} \quad (6.3)$$

Where A_l is the lead core section area and $\frac{K_d}{K_u}$ is the tangent to the initial stiffness ratio of the isolation unit, set to the typical value of 0.1 for LRBs. The heating of the lead core under cycling is not considered in this study (Ozdemir, 2014).

c) Rubber

The lateral stiffness of an LRB is proportional to the rubber shear modulus, which in turn varies with the temperature. The relations proposed by Cardone & Gesualdi (2012) are extended by the authors to cover a larger range, and are used to relate the shear modulus of rubber to its effective temperature. The lateral stiffness of an LRB unit is therefore obtained by (Buckle et al, 2006):

$$K_d(T_{eff}) = 1.1 \frac{G_0 A_b}{t_r} C(T_{eff}) \quad (6.4)$$

Where, A_b is the rubber net bonded area, t_r is the rubber thickness, G_0 is the rubber shear modulus at $T = 20^\circ\text{C}$, and $C(T_{eff})$ is an adjustment factor considering the rubber shear modulus variation with temperature, given by:

$$C(T_{eff}) = \begin{cases} 0.0005 T_{eff}^2 - 0.03 T_{eff} + 1.4 & T_{eff} \leq +30^\circ\text{C} \\ -0.00058 (T_{eff} - 30) + 0.95 & T_{eff} > +30^\circ\text{C} \end{cases} \quad (6.5)$$

6.5.6 Generation of Realisations and Computation of Probability of Failure

Using Matlab® (Statistics and Machine Learning Toolbox), $N \geq 1 \times 10^6$ MCM realisations are generated following the above-defined RV distribution functions. Then, for each realisation, single-mode spectral analysis (ESA) is carried out to compute the specific SDOF peak response in terms of displacement and bending moment/shear at the pier base.

For the elastic designs, after the above demands are computed in the two horizontal directions, the pier base bending moment limit state relative to this demand point $(M_{E,x}; M_{E,y})$ where $M_{E,y} = 0.3 M_{E,x}$ is evaluated using the resistance M_x, M_y capacity interaction diagram for the axial load level, as shown in Figure 6.9. If M_{Ry} is less than $M_{E,y}$, the pier base bending capacity has been exceeded, and a FAILURE event (damage) is considered; otherwise, a SAFE event (no damage) was considered. For the inelastic design, failure is obtained if the top-pier displacement exceeded the displacement threshold corresponding to the considered damage level.

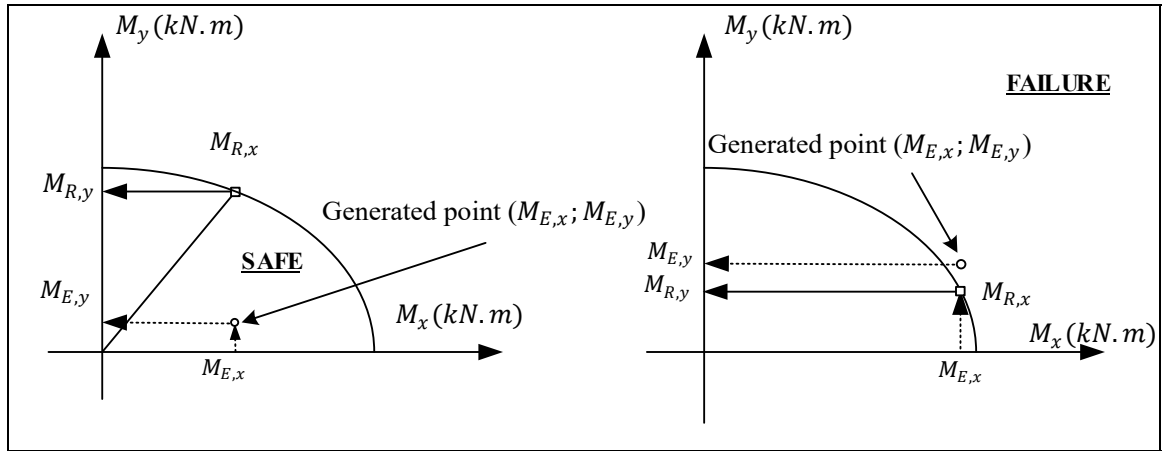


Figure 6.9 Graphical illustration of failure and safe events for flexural behaviour at pier column base for elastic designs

For the SIS displacement limit state, a failure event is considered when the SIS displacement demand exceeded the displacement capacity of the seismic isolator. Therefore, for a given limit state, the total number of failed cases divided by the total number of realisations represents the annual probability of failure P_f .

Figure 6.10 shows the 3D illustrations of the demand output for all sites elastic designs, in terms of moment $S = M_{E,y} = 0.3 M_{E,x}$ and the resistance R that corresponds to $M_{R,y}$.

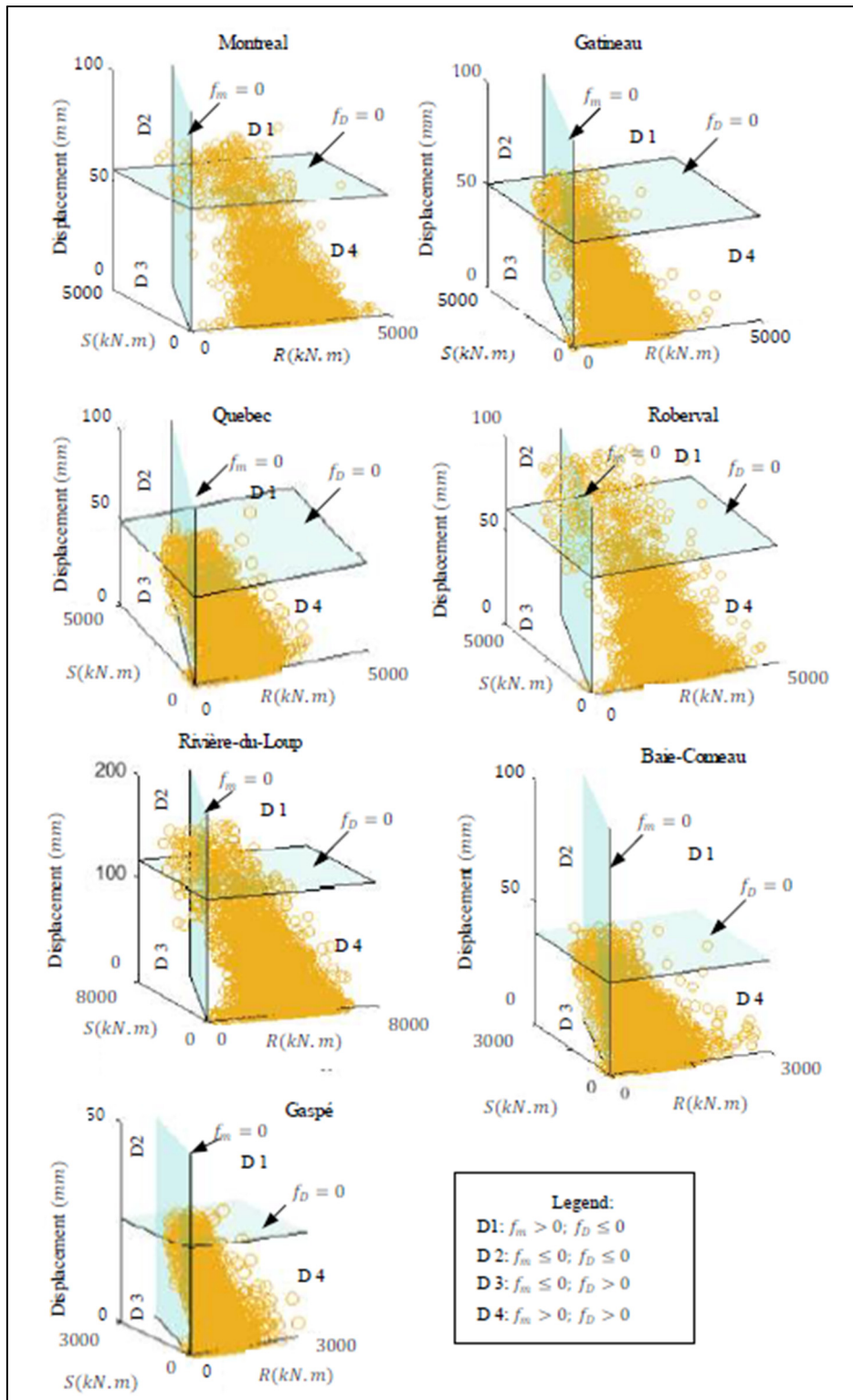


Figure 6.10 Probabilistic distributions of the variables R , S and D for all sites

Global reliability refers to the overall reliability of the base-isolated bridge system and is computed by considering the two limit states (f_m : flexural; f_D : displacement) as a two non-mutually exclusive events (i.e. a two components series system). Consequently, a global bridge system failure event is obtained when one or the other limit states is at failure. Global reliability index is then deduced from the probability of such system failure.

6.6 Results and Discussion for Elastic Design

Table 6.5 presents the computed probabilities of failure for bending (P_{f_M}) and displacement (P_{f_D}) limit states as well as their reliability indices β_M and β_D for all the elastic designs, for $N = 10^6$ and $N = 10^7$ realisations. The reliability indices computed for $N = 10^7$ were used in the following discussion. Table 6.5 reports the bending capacity of the pier column bases.

It should be noted that all conclusions were made by comparing the analysis results indicators to the design criteria used (i.e. no damage and an elastic response).

Table 6.5 Reliability indices for the different studied sites for the two limit states

City	Maximal demand point coordinates		$N=10^6$		$N=10^7$			
	$M_{Ex} (kN.m)$	$M_{Ey} (kN.m)$	Probability of failure ($\times 10^{-6}$)	Reliability indices	Probability of failure ($\times 10^{-6}$)	Reliability indices	Global probability of failure P_f ($\times 10^{-6}$)	Global reliability index β
Montreal	2 250	675	$P_{f_M} = 200$	$\beta_M = 3.54$	$P_{f_M} = 185$	$\beta_M = 3.56$	260	3.47
			$P_{f_D} = 250$	$\beta_D = 3.46$	$P_{f_D} = 230$	$\beta_D = 3.50$		
Gatineau	1 965	590	$P_{f_M} = 172$	$\beta_M = 3.58$	$P_{f_M} = 185$	$\beta_M = 3.56$	290	3.44
			$P_{f_D} = 290$	$\beta_D = 3.44$	$P_{f_D} = 250$	$\beta_D = 3.48$		
Quebec City	1 910	573	$P_{f_M} = 200$	$\beta_M = 3.54$	$P_{f_M} = 165$	$\beta_M = 3.59$	260	3.47
			$P_{f_D} = 228$	$\beta_D = 3.50$	$P_{f_D} = 215$	$\beta_D = 3.52$		
Roberval	2 415	725	$P_{f_M} = 187$	$\beta_M = 3.56$	$P_{f_M} = 159$	$\beta_M = 3.60$	290	3.44
			$P_{f_D} = 318$	$\beta_D = 3.41$	$P_{f_D} = 290$	$\beta_D = 3.44$		
Rivière-Du-Loup	4 355	1 306	$P_{f_M} = 185$	$\beta_M = 3.56$	$P_{f_M} = 215$	$\beta_M = 3.52$	260	3.44
			$P_{f_D} = 266$	$\beta_D = 3.46$	$P_{f_D} = 230$	$\beta_D = 3.50$		
Baie-Comeau	1 370	411	$P_{f_M} = 155$	$\beta_M = 3.60$	$P_{f_M} = 131$	$\beta_M = 3.65$	280	3.45
			$P_{f_D} = 280$	$\beta_D = 3.45$	$P_{f_D} = 245$	$\beta_D = 3.49$		
Gaspé	875	263	$P_{f_M} = 155$	$\beta_M = 3.56$	$P_{f_M} = 131$	$\beta_M = 3.65$	260	3.47
			$P_{f_D} = 241$	$\beta_D = 3.49$	$P_{f_D} = 215$	$\beta_D = 3.52$		

6.6.1 Seismic Reliability of the Studied Case

As shown in Table 6.5, the reliability indices for the two limit states β_M and β_D of the case study, and therefore the global reliability indices, are relatively uniform. This is in spite of the results of a recent study showing that the probabilities of temperature being less than the concomitant temperature, prescribed by the code, are non-uniform, and vary significantly between sites in the province (Guay & Bouaanani, 2016).

In addition, we note that the reliability index for the SIS displacement limit state, β_D , is always lower than that for the pier base bending limit state, β_M , for all studied cases. This indicates

that there would be a higher margin of safety for bending resistance, due notably to the bias applied to the bending resistance model, than for the SIS displacement capacity, despite the application of a multiplier security factor of 1.25 for the displacement capacity. A similar result was obtained by Nassar et al. (2019), pointing to the need to revisit the factor of 1.25, which, in turn, affects the estimated global reliability of the base-isolated bridge system.

Nevertheless, the currently provided SIS displacement capacity would have a variability and a bias relative to their nominal design value, which should be considered as an RV. However, because of lack of data, such bias and variability were not included in this study and consequently any conclusions should be interpreted with caution in this regard.

As shown in Table 6.5, the global reliability index is lower than the reliability index for any limit state, except for the Roberval site. In the latter, the global seismic reliability index equals the lowest reliability index of all limit states (displacement limit state, in this case), which is explained by the fact that almost all of the bending failures occurred simultaneously with displacement failures. Nevertheless, the greater the number of limit states and the possibilities of failures included in the analysis, the lower the expected global reliability index. This means that the results obtained from this simple case study are an upper bound of a warranted theoretical reliability index. For more complex bridge systems, lower global reliabilities would be expected.

However, applying a flexural capacity reserve (as per engineering practice) should increase the reliability index of the flexural limit state for all cities. In our case, applying a multiplication factor of 1.2 to the bending capacity results only in an increase of between 2% and 5% of the bending limit state reliability index, despite a decrease of between 32% and 38% of this limit state probability of failure. Moreover, the global reliability index remains practically constant (less than 0.2% increase). This is because the reliability index of the displacement limit state, which governs the global reliability index, remains constant and reliability index is more robust and varies less than the probability of failure (Nowak & Collins, 2000). The above results indicate the need to adopt a target global seismic reliability index for the seismic design of

bridges. Further, in the opinion of the authors, the different limit states should be calibrated for the same or comparable target reliability index with regard to the consequences of failure, complexity of the bridge and its importance. It should be noted that an extremely low target reliability for any limit state will lower the global reliability of the bridge. Brittle failure modes can be discarded with the use of higher reliability indices.

In addition, in order to show the impact of the concomitant temperature used for the design and computation of the nominal value of the resistance moment, Nassar et al. (2019) included three case studies for the Montreal site. The first did not consider the minimal concomitant temperature ($T_1 = +20^\circ\text{C}$), the second where the concomitant temperature was considered as prescribed by the code (i.e. equal to the one used for the Montreal site in this study) ($T_2 = -9.5^\circ\text{C}$), and the third where concomitant temperature was set equal to the minimum mean daily temperature ($T_3 = -34^\circ\text{C}$) (CAN/CSA, S6:19). The results show that flexural reliability indices increase from 3.74 to 3.89 to 4.11 for concomitant temperatures T_1, T_2 and T_3 , respectively.

6.6.2 Effect of Temperature Distribution and Uncertainties on Bridge Seismic Reliability

To further investigate the effect of the hourly temperature probabilistic distribution on the probability of failure and/or the reliability index of the bridge, Table 6.6 shows the probabilities (%) of the temperature T_{amb} and T_{eff} being less than the concomitant temperature CT for the studied sites. As indicated, the average probability of T_{amb} and T_{eff} being less than CT is around 14.1% and 17.6%, respectively.

Table 6.6 also compares the probability of the effective temperature being less than the CT at failure for the seven studied cases. On average, this probability was estimated to be 20% for the seven sites. This means that the temperature has a non-negligible effect on the response of the studied bridges at the seven different sites. Therefore, the effect of low temperatures on the reliability of the studied bridges was developed as follows.

Table 6.6 Hourly temperature percentages for temperature profiles of the seven sites

City	Hourly temperature		$P(T_{eff} \leq CT)$ (%) (at failure)	Probability of failure ($\times 10^{-6}$) $N=10^7$
	$P(T_{amb} < CT)$ (%)	$P(T_{eff} < CT)$ (%)		
Montreal	13.0	13.8	11.8	$P_{fM}=160$
				$P_{fD}=230$
Gatineau	12.0	11.3	12.8	$P_{fM}=185$
				$P_{fD}=250$
Quebec City	22.0	21.9	30.0	$P_{fM}=165$
				$P_{fD}=215$
Roberval	23.0	23.3	18.0	$P_{fM}=159$
				$P_{fD}=290$
Rivière-du-Loup	19.0	18.5	15.0	$P_{fM}=215$
				$P_{fD}=230$
Baie-Comeau	17.0	17.6	21.0	$P_{fM}=131$
				$P_{fD}=245$
Gaspé	16.0	17.0	29.0	$P_{fM}=131$
				$P_{fD}=215$
Mean values	14.1	17.6	20.0	

First, the results show that the linear correlation coefficient (Weisstein 2006) between the global probability of failure and the probability of the effective temperature being less than the CT for the studied sites is approximately 7%. It can then be seen that the temperature decrease does not have a considerable effect on the seismic base-isolated bridge probability of failure.

Second, despite the fact that the City of Roberval site has the highest probability of $T_{eff} < CT$, it does not have the highest probability of $T_{eff} < CT$ at failure. Moreover, although the ambient temperature is lower than CT in 30% of the failure cases for Quebec City, and almost half of this percentage is estimated for the City of Roberval (18%), the displacement reliability index β_D is higher in the case of Quebec City (3.52 vs. 3.44). This seemingly unexpected result is explained by the fact the more the temperature decreases, the more the main hysteretic property values of the SIS increases (stiffening the isolation system), which results in a lower displacement demand on the seismic isolator units at the pier, and consequently a higher reliability index β_D is obtained.

Further, despite the reliability β_D being higher in the case of Quebec City than in the case of Roberval, the global reliability indices are almost similar for both sites. This is due to the flexural limit state effect on the global reliability and therefore the code's recommendations regarding temperature, which mainly levelled the global reliability of the base-isolated bridge for the studied cases.

6.6.3 Effect of the Earthquake RP on the Seismic Reliability of the Bridge

The estimated mean value, for all sites, of the earthquake RP causing failure is 3 838 years for SIS displacement and 2 290 years for flexural limit state (See Table 6.7). Although the design RP is set equal to 2 475 years for all sites, the seismic hazard RP that causes displacement limit state failure exceeds this design RP for all generated realisations.

Table 6.7 Mean and standard deviation of the generated RP values of the seismic hazard for displacement and flexural failure cases

Site	Limit state	Mean value (years)	Standard deviation (years)
Montreal	SIS Displacement	3 980	450
	Flexure	2 000	200
Gatineau	SIS Displacement	3 750	675
	Flexure	2 800	300
Quebec City	SIS Displacement	3 988	510
	Flexure	2 240	165
Roberval	SIS Displacement	3 500	250
	Flexure	2 600	189
Rivière-du- Loup	SIS Displacement	3 780	260
	Flexure	1 989	187
Baie-Comeau	SIS Displacement	4 000	500
	Flexure	2 600	2 000
Gaspé	SIS Displacement	4 010	600
	Flexure	1 800	150

As shown in Figure 6.11.a. for the Montreal site, flexural failures of the base-isolated bridge for RP between 1 380 and 2 475 years correspond to low temperatures at failure respectively between -38°C and -10°C . This is due to the low-temperature effect, which increases the force demand.

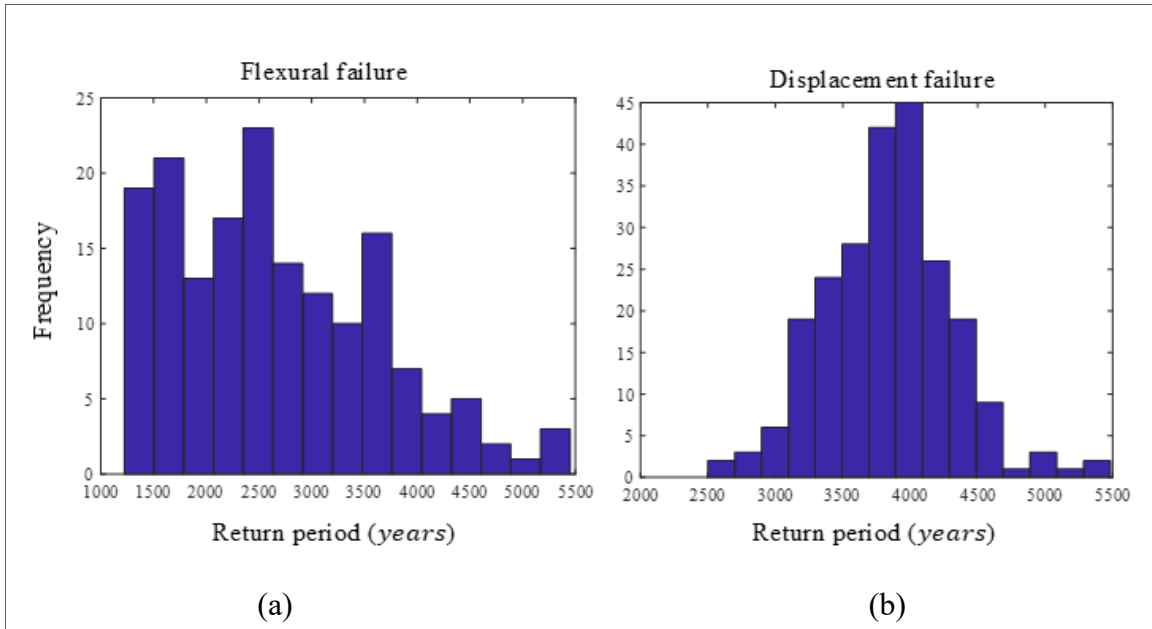


Figure 6.11 Distribution of the generated RP values of the seismic hazard for:
a) flexural failure cases b) displacement failure cases

In fact, the SIS is designed to supply the displacement demand associated with the RP of 2 475 years. A low temperature makes the isolation system stiffer, and thus reducing the displacement demand. Consequently, as shown in Figure 6.11b SIS displacement failure occurs only when the input seismic hazard is higher than the design value. However, for the flexural moment limit state, a low temperature makes the SIS stiffer but, at the same time, increases the force demand causing failure by bending moment at the pier base for lower seismic hazard values than the design.

This observation allows defining and limiting the domain in which displacement failure and/or flexural failure can occur. It is therefore very useful to the application of the used methodology to complex bridges, where more refined analyses on refined models are required to evaluate the reliability of the bridge relative to different performance criteria which may require non-linear time history analysis, because it allows a reduction in the number of sampled realisations for analysis. It should be noted that the results vary depending on the model linking the seismic isolation properties to temperature.

6.6.4 Effect of the Earthquake Seismic Hazard Uncertainty Probabilistic Model on the Seismic Reliability

Total uncertainty of seismic hazard values originates from two sources: epistemic uncertainty in GMPE models and aleatory uncertainty. The latter is related to the error in the earthquake rate prediction/assumption. Although the fact that epistemic error is the main source of uncertainty in moderate seismic areas (Adams & Halchuk, 2019), aleatory uncertainty cannot be neglected.

To include the aleatory source of uncertainty, the total uncertainty is modelled based on Adams & Halchuk (2019) estimate of its spread around the mean seismic hazard value for only few ENA localities (e.g. Montreal, La Malbaie and La Pocatière sites). To evaluate the effect of the modelling of seismic hazard uncertainty on results, analyses with a lognormal distribution model of the total uncertainty with the following parameters was carried out for two sites: Montreal and Rivière-du-loup; for each location, the mean value of the seismic hazard is set to code mean value and the SD of the distribution is given by the following equation:

$$SD = \frac{1}{4} (\log(S_a(0.2 \text{ sec}) \text{ at } 98^{th} \text{ percentile}) - \log(S_a(0.2 \text{ sec}) \text{ at } 2^{th} \text{ percentile})) \quad (6.6)$$

The same lognormal distribution SD is applied to seismic hazard associated with other period values $S_a(T)$ (e.g. $S_a(2 \text{ sec})$) as per Adams & Halchuk (2019) recommendations.

As a result, the reliability index of the flexural limit state increase by 1.1% from $\beta_{M_norm} = 3.56$ when using a normal distribution to $\beta_{M_logn} = 3.60$ when using a lognormal distribution (i.e. a 3.5% decrease in the probability of failure) for the Montreal site and increase by 2.5% from $\beta_{M_norm} = 3.52$ to $\beta_{M_logn} = 3.61$ (i.e. a 29% decrease in the probability of failure) for the Rivière-du-Loup site as shown in Table 6.8. For seismic reliability indices of the displacement limit state, similar increases were observed, that is 1.5% for the Montreal site (i.e. from $\beta_{D_norm} = 3.50$ to $\beta_{D_logn} = 3.55$) and of 2% for Rivière-du-Loup site

(from $\beta_{D_norm} = 3.50$ to $\beta_{D_logn} = 3.57$). Therefore the global reliability indices increase therefore from $\beta_{norm} = 3.47$ to $\beta_{logn} = 3.52$ (i.e. a 16% decrease in the probability of failure) for Montreal and from $\beta_{norm} = 3.44$ to $\beta_{logn} = 3.50$ in Rivière-du-Loup (i.e. a 20% decrease in the probability of failure). This increase in reliability indices for both flexure and displacement is due to the decrease in the number of occurrences of seismic hazard values higher than the mean value used for the design of the bridges, as explained in the following.

Table 6.8 Reliability indices and probabilities of failure for normal and lognormal distribution models

Site	β_{M_norm} ($P_{fM_norm} \times 10^{-6}$)	β_{M_logn} ($P_{fM_logn} \times 10^{-6}$)	β_{D_norm} ($P_{fD_norm} \times 10^{-6}$)	β_{D_logn} ($P_{fD_logn} \times 10^{-6}$)	β_{norm} ($P_{norm} \times 10^{-6}$)	β_{logn} ($P_{logn} \times 10^{-6}$)
Montreal	3.56 (185)	3.60 (160)	3.50 (233)	3.55 (193)	3.47 (260)	3.52 (216)
Rivière-du-Loup	3.52 (216)	3.61 (153)	3.50 (233)	3.57 (178)	3.44 (290)	3.50 (233)

Figure 6.12 compares the spread of the $S_a(0.2 \text{ sec})$ for Montreal site using two models: 1. the lognormal distribution model of the total uncertainty with a mean value of 0.587 (g) and average SD (in $\log_{10}$ units) equal to 0.300, which is equivalent to $SD = 2.000$ (Adams & Halchuk, 2019) and 2. the normal distribution model of the epistemic uncertainty based on Atkinson & Adams (2013), with mean value = 0.587 g and $SD = 0.293 \text{ } g$.

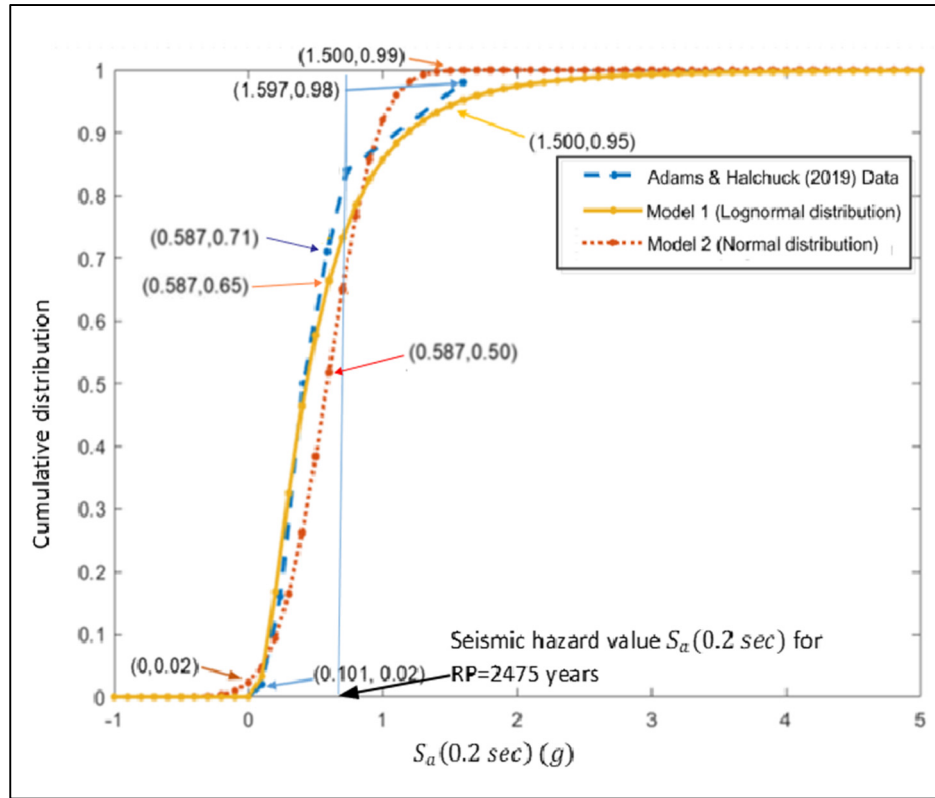


Figure 6.12 $S_a(0.2 \text{ sec})$ distribution data and the normal and lognormal fit distributions for Montreal site

For Montreal, it is shown that the probability that $S_a(0.2 \text{ sec})$ does not exceed 1.5 g is 99.96% for the normal distribution and 95% for the lognormal distribution. However, for the lognormal distribution, the probability that the seismic hazard exceeds its mean value is equal to 35%, while it equals 50% for the normal distribution. For the Rivière-du-Loup site, which is comparable to the La Pocatière site (Adams & Halchuk, 2019), the latter probability is approximately 29% when the distribution of the $S_a(0.2 \text{ sec})$ follows a lognormal probabilistic distribution.

It should be mentioned that code's percentile for mean $S_a(0.2 \text{ sec})$ value in Montreal is 71.5% (Adams & Hachuck, 2019). Therefore, the probability of exceeding the value of $S_a(0.2 \text{ sec}) = 0.587 \text{ g}$ is equal to 28.5% compared to 35% and 50% in our lognormal and normal models respectively. Consequently, as the probabilities of exceeding the mean value

are higher in these models, it is expected that the resulting reliability indices are overestimated for the studied sites, especially for the normal distribution which results in a higher probability of exceeding the average value, used in design.

However, the obtained results cannot be generalized to any performance criteria because despite the fact that the normal distribution results is more frequently exceeding the design value, the lognormal distribution generates more extreme values (Figure 6.12, e.g. probability of $S_a(0.2 \text{ sec})$ exceeding $1.5 g$ is approximately 5% while it is less than 1% for normal distribution). Hence, for severe and more advanced damage levels, the reliability indices should be lower with a lognormal distribution.

6.7 Results and Discussion for Inelastic Design

For the inelastic design, the probabilities of failure and reliability indices for the different damage levels at the pier base and SIS displacement limit state are computed and compared with the elastic design results for the RDL site (for the lognormal seismic hazard uncertainty model).

A Probability of exceedance of the elastic nominal capacity of the pier base of 1.101×10^{-3} and a reliability index of 3.06 are obtained. As expected, because this inelastic design has a lower force capacity than the elastic designs, a much higher probability of damage and a much lower reliability index are obtained, compared to the values shown in Table 6.8 (i.e. $P_{fM_logn} = 0.153 \times 10^{-3}$ and $\beta_{M_logn} = 3.61$, respectively). As the damage level increases, the probability of failure and the reliability of the pier base increase such that the probability of exceedance of the minimal damage of 0.343×10^{-3} and a reliability index of 3.39 are obtained while for a repairable damage level, these values are 0.126×10^{-3} and 3.66, respectively. These latter values are much more comparable to those associated with the elastic design for exceeding of its elastic capacity ($P_f = 0.126 \times 10^{-3}$ versus $P_{fM_logn} = 0.153 \times 10^{-3}$ and $\beta_M = 3.66$ versus $\beta_{M_logn} = 3.61$). This is because both of these designs used these two damage limits under the same design earthquake RP.

Finally, the SIS displacement limit state shows a probability of failure $P_f = 0.206 \times 10^{-3}$ and a reliability index of $\beta = 3.53$, which are comparable, but slightly higher probability and lower reliability than the values obtained for the elastic design (respectively $P_{fD_logn} = 0.178 \times 10^{-3}$ and $\beta_{D_logn} = 3.57$).

Furthermore, similar to the elastic design cases, the SIS displacement limit state governs the global reliability of the bridge for the repairable damage level limit state and the global reliability of the bridge system is lowered to 3.45 which is comparable to the results obtained for the elastic designs.

It should be noted that the performance criterion regarding the residual displacement was not directly evaluated. However, Nguyen & Guizani (2020) showed that the residual displacement for SISs conforming to the minimum restoring capacity should not exceed 6 to 10 mm in Quebec, which is manageable without the need for an intervention to re-centre the bridge.

6.8 Conclusion

This paper presents the seismic reliability of LRB base-isolated bridges through the application of a probability-based assessment method on a two-span case study base-isolated bridge, designed according to the Canadian CAN/CSA-S6:19 code, for seven different sites in Quebec, Canada. The adopted methodology relies on MCM simulations. The temperature, seismic hazard and bending resistance of the central pier are the main problem RVs considered. Their probabilistic distributions and their relations to the bridge model properties, notably isolation system properties are defined. Epistemic uncertainty was applied to the seismic hazard model for each site. Uncertainties associated with material properties and pier dimensions were also modelled indirectly. The Laplace transform is used to estimate the effective temperature of the LRB unit, using the FE heat transfer results. The flexural and displacement limit states were considered, and their reliabilities were calculated for the seven studied base-isolated bridges.

A large number of $N = 10^7$ sampled realisations were analyzed to deduce the failure probability and the associated reliability index for each of the two studied limit states.

The studied bridges were designed to respond essentially in the elastic range under a 2 475 year RP earthquake. However, an inelastic design case, tuned to meet the minimal performance of lifeline bridges, was also carried out and investigated.

Results show that:

- the seismic global reliability indices for the studied bridges, designed to respond essentially elastic, associated with no damage state, are almost uniform, and vary between 3.44 and 3.47. In fact, the global reliability is governed by the SIS displacement limit state reliability, which is more uniform for all sites (Table 6.5). This uniformity is because the SIS displacement capacity ($D_{isol, cap}$) and maximum demands from MC realisations analyses (D_i) were obtained under warm temperatures and high RP earthquakes. Low temperatures are associated with low displacement demands and high force demands. Thus, any discrepancy in the concomitant low-temperature or low-temperature distributions from one site to the other does not affect the reliability of the SIS displacement limit state, reducing the global reliability;
- comparatively, inelastic design results show a decrease in the reliability related to bending damage for low damage levels but a similar reliability index for repairable damage level. They also show that the SIS displacement limit state has a very comparable reliability index and still governs the global reliability of the bridge system, in a similar way to elastic designs. Consequently, authors believe that uniform overall reliability indices should be obtained for inelastic designs;
- the multiplier security factor of 1.25 recommended by the current CAN/CSA-S6:19 (CSA 2019) code does not level the reliabilities of the SIS displacement and flexural limit states for both elastic and inelastic designs. This multiplier factor needs further examination and possible review to level the reliabilities of the two studied limit states;
- On average, the seismic hazard RP at flexural failure is less than the RP design value of 2 475 years. For these failures it was found that low temperature has a significant

effect and damage can occur at an earthquake RP as low as 1 300 years simultaneously with a very low temperature. For SIS displacement failure, seismic hazard is the main cause of failure;

- for Montreal and Rivière-du-Loup sites, the total seismic hazard value spread, including epistemic and aleatory uncertainties was modelled as a lognormal probabilistic distribution and calibrated to match the available data from Adams & Halchuk (2019). It was found that the model of the seismic hazard uncertainty had significantly effect on the probability of failure and much less effect on the reliability indices.

Finally, a sensibility analysis must be carried out in future work to investigate the influence of variation models and analysis method approximations on the estimated seismic reliability indices of base-isolated bridges.

Acknowledgements

The financial support from the École de technologie supérieure (ETS), the Natural Sciences and Engineering Research Council (NSERC) and the Fond québécois de Recherche sur la Nature et les Technologies (FRQNT) are gratefully acknowledged.

CHAPITRE 7

POSITIONNEMENT DE L'ARTICLE 3 PAR RAPPORT À L'ÉTUDE

Le CHAPITRE 8 qui suit présente l'article 3 de cette thèse. L'objectif de l'article 3 est de quantifier l'effet des variables aléatoires associées aux incertitudes associées au modèle et méthode d'analyse de la réponse sismique utilisés, aux propriétés hystérétiques des systèmes d'isolation sismique en élastomère à noyau de plomb et au réchauffement interne, sur la fiabilité du pont isolé à la base.

L'article 3 adopte la méthodologie probabiliste, basée sur les simulations Monte-Carlo, utilisée dans les articles 1 et 2. L'algorithme présenté à la Figure 2.1 est utilisé pour le calcul de la réponse sismique en termes de déplacement et de force à la base de la pile du pont. La température (qui affecte les propriétés du système d'isolation sismique), l'aléa sismique horizontal bidirectionnel et les principaux paramètres affectant la résistance des composantes de la pile du pont et du système d'isolation sismique (par exemple, les dimensions, les propriétés des matériaux) sont modélisés comme des variables aléatoires.

Il est à noter que dans cette étude les propriétés de l'élastomère et du noyau de plomb du système d'isolation sismique en élastomère à noyau de plomb étudié sont également modélisées comme variables aléatoires. En effet, les paramètres présentés aux équations 2.2 et 2.3 pour le calcul des propriétés hystérétiques K_d et Q_d sont modélisés comme variables aléatoires. Ces paramètres ont été considérés comme déterministes dans les deux études menées aux articles 1 et 2.

D'autre part, l'effet du type du caoutchouc naturel du système d'isolation sismique sur la fiabilité du pont isolé à la base est étudié. Dans les chapitres 4 et 6, le modèle de Cardone & Gesualdi (2012) est utilisé pour décrire la variation de la rigidité post-élastique du système d'isolation sismique avec la température. Dans le chapitre 8, le modèle de Ankik (2019), plus

représentatif du caoutchouc utilisé au Canada, est également utilisé. Les effets de chacun des deux modèles de comportement du caoutchouc sur la fiabilité du pont sont étudiés.

CHAPITRE 8

EFFECTS OF TEMPERATURE, ANALYSIS AND MODELLING UNCERTAINTIES ON THE RELIABILITY OF BASE-ISOLATED BRIDGES IN EASTERN CANADA

Mohamad Nassar¹, Lotfi Guizani¹, Marie-José Nollet¹, Antoine Tahan²

¹Département de Génie de la construction, École de Technologie Supérieure,
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

²Département de Génie mécanique, École de Technologie Supérieure
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

Article publié au journal « Structures, Elsevier » Mars, 2022

<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.01.023>

8.1 Abstract

The seismic response of base-isolated bridges depends strongly on the seismic isolation system (SIS) properties, which typically vary under the effect of multiple conditions, such as temperature. The North American Bridge Design Codes and the EN-Eurocode 8 recommend a bounding analysis method in order to consider the effect of SIS properties variation with different conditions. However, this method is not founded on a rigorous probabilistic approach, and thus does not impact the reliability of base-isolated bridges. This paper presents an estimate of the seismic reliability and its variation range for a typical two-span concrete base-isolated bridge located in Montreal, a typical site for Eastern Canada. Temperature, bidirectional horizontal seismic hazard and the main parameters affecting the resistance of bridge components, specifically, dimensions, material properties of the bridge pier and SIS properties are all modelled as Random Variables (RVs). Bridge failure associated with two limit states is examined: (1) damage at the pier base by lack of bending moment capacity and (2) SIS failure due to a lack of displacement capacity. The Monte-Carlo method is used to evaluate each limit state's reliability and probability of failure. In earlier studies, epistemic uncertainties (EUs) associated with the modelling and seismic analysis method were either ignored or not thoroughly considered. A main innovation of the present study is to include EUs associated

with the seismic response analysis method and the lead core heating of the lead rubber bearing SIS are modelled as RVs. Their margins of variation are estimated, and their probabilistic distribution parameters are identified. The effects of these EUs on the reliability of the bridge are investigated. The effect of the natural rubber material type on the reliability of the bridge is also studied. Preliminary results show that, due to any of these uncertainties, the global reliability index is within a range of [3.36 - 3.62], whereas the reliability index when these EUs are not included is 3.49. When including the epistemic uncertainty associated with the response analysis method, the reliability index of the pier base flexural behaviour limit state varies between 3.52 and 3.76 (as compared to a value of 3.56 obtained without including the above EUs). Similarly, when including the epistemic uncertainty associated with the heating effect, the reliability index of the SIS displacement limit state varies between 3.31, for an extreme effect, and 3.49 for a more representative effect (as compared to a value of 3.51 obtained without including the above EUs). Earlier studies considering fewer variability sources showed that the global seismic reliability varies between 3.47 and 3.52 for the same typical two-span base-isolated bridge in Montreal. In these studies, the SIS material and geometrical properties were considered deterministic. Other sites in Quebec have shown comparable reliabilities to those at the studied site, with a maximum variation of 3% between sites.

Keywords: Seismic base isolation, low temperature, bridge, earthquake, hysteretic properties, reliability-based approach, limit states design.

8.2 Introduction

Modern seismic bridge design generally adopts one of two distinct alternatives to achieve the target seismic performance: (1) the “conventional” fixed-base design, and (2) the use of advanced earthquake protection technologies, notably, seismic base isolation. The first relies essentially on the capacity of the bridge to resist earthquake forces and/or to absorb the input seismic energy through inelastic ductile mechanisms that are created at preselected and carefully detailed locations within the structure. The seismic base isolation alternative relies on the reduction of the input seismic energy and seismic demand through the modification of the structural dynamic properties (Ghasemi & Talaeitaba, 2020). This modification is achieved by lengthening the natural vibration period of the bridge and by increasing damping, typically using specially designed bearings, provided between the top of foundation units and the superstructure, and composing the seismic isolation system (SIS) (Cardone & Gesualdi, 2012).

Generally, seismic base isolation allows a reduction of seismic forces, making it easier to design bridges for use in responding within the elastic range under the design earthquake, thus preserving their functionality and accomplishing a performance level comparable to what is intended for lifeline bridges (Ghobarah & Ali, 1990; Moradiankhabiri et al., 2016). This is particularly the case for most locations in Quebec, where the minimum reinforcement ratio specified by the Canadian code results in the design of base-isolated bridges in order to remain within the elastic range for the 2 475 years return period earthquake. The SIS hysteretic behaviour governs the seismic response and performance of base-isolated bridges. It is generally well idealised by a bilinear model with two dominant features: the characteristic strength, Q_d , and the post-elastic stiffness, K_d , both playing a crucial role (Buckle et al., 2006, Ahmad et al., 2020; Nguyen, 2021).

The Problem

The hysteretic properties of common SIS are affected by many conditions, such as velocity, aging and temperature. The latter condition is particularly relevant for Canadian applications as the main seismic regions are located within low temperature zones (i.e. up to -60°C). Extensive experimental studies on SIS have been conducted in the framework of many research projects and have found that the mechanical characteristics of these devices are highly affected by low temperature levels (Kalpakidis, 2008; Constantinou et al., 2007; Murray & Detenber, 1961; Roeder et al., 1990; Yakut, 2000; Yakut & Yura, 2002; Ankik, 2019). For service limit states, the Canadian, the AASHTO and the European bridge codes (CSA, 2014, 2019; Eurocode 8, 2006; AASHTO, 2014) provide a «load combination» of thermal displacements and earthquake displacements to ensure the functionality of bearings and joints. However, for ultimate limit states, these codes do not specify load combinations, including the low temperature with the earthquake (AASHTO, 2014). Instead, the CAN/CSA-S6:19 recommends the bounding analysis approach used by the AASHTO (AASHTO, 2014) and based on Constantinou's work (Constantinou et al., 1999; Constantinou et al., 2007). This approach is based on modification factors applied to the main hysteretic properties of the SIS, which are considered for the seismic analysis of the bridge. This generates two bounding limits: the first is with the minimum values of modification factors (λ_{min}), all applied simultaneously, and typically giving rise to a lower bound in terms of seismic force demand and an upper bound in terms of displacements and deformations. The second is for extreme conditions with maximum values of modification factors (λ_{max}), all applied simultaneously, giving rise to an upper bound of seismic force demand and a lower bound of seismic displacement demand. The low temperature modification factor, applied with the 2 475 years Return Period (RP) design earthquake, is obtained at a specified concomitant temperature, which depends on the site location. These modification factors are based on testing and literature data relating the variation of the hysteretic properties of the SIS to the temperature and other conditions.

The bounding analysis approach summarised above is not based on a target reliability, and does not follow a rigorous probability-based analysis to combine the different conditions, such

as low temperature, with the design earthquake, considering the probability of a simultaneous occurrence of these events. Consequently, the seismic design of base-isolated bridges lacks a probability-based approach that ensures a target reliability, which is inconsistent with the approach used by modern bridge design codes, such as AASHTO and CAN/CSA-S6, for non-seismic loadings.

Furthermore, for common SIS, the effect of low temperature is coupled with the mechanical behaviour and loading history. For example, lead rubber bearings (LRBs) are particularly subject to internal heating, due to the high hysteretic dissipated energy within their lead cores, which is transformed into heat, and which in turn affects the resistance of lead and the generated heating. It depends on the response history and thus mitigates the effect of low temperature.

The Literature Review

On the other hand, Ghasemi & Nowak (2017a) established an optimisation procedure to determine the target reliability for structures with consideration of the construction cost, maintenance cost, failure cost, structural life-time, and other constraints. The obtained target reliability was estimated between 3.58 and 3.74 for a bridge steel non-composite girder with spans ranging from 40 to 100 ft, and for different corrosion conditions. This target reliability index rises around 4.0 when the importance factor of the bridge is taken equal to 2.

Additionally, Safari et. al. (2021) extended the same approach defined in (Ghasemi & Nowak, 2017a) to the application for concrete bridge piers under seismic loadings. Results show that the target reliability is sensitive to the failure mode and the seismic zone. Moreover, for a case study of a bridge pier located in San Diego, the target reliability index was found to vary between 2.4 and 2.6 for a great risk prone level and for 75 years life cycle. For small risk prone level and short life cycle, the target reliability can be as low as 1.3. In general, the target reliability index is less than 3.5 for 100 years life cycle.

Moreover, determining the level of performance of a bridge after an earthquake is challenging and is required to evaluate the resilience of the transport network. Performance-based design (PBD) attempts to ensure target performance levels for different earthquake intensities, defined in terms of damage and service levels for given earthquake RPs (CSA, 2019). The performance levels are chosen by the bridge owners in a global perspective of network resilience. However, such procedure lacks rationality and PBD still does not warrant quick decision making after an earthquake. Fragility curves, requiring intensive computation effort, were developed to help decision making (Shinozuka et al., 2000; Mackie & Stojadinovic, 2005).

Alternatively, Ghasemi et al. (2021) introduced the reliability index-Intensity (R-I) of earthquake surface, representing reliability indices for different earthquake intensities, including uncertainties on seismic hazard. Then, this R-I Surface is used to link the reliability index to the flow capacity of the bridge after a given earthquake level. Different studies proposed to investigate the service level. Akbari & Khanmohammadi (2021) present an analytical-empirical decision-making framework for expediting the decision on the post-earthquake functionality of bridges that employs the damage data from inspections.

Multiple and various studies were driven to enhance the performance of LRBs, friction pendulum bearings (FPB), etc., related to mitigation of low temperature effects, thermal displacement, by incorporating novel materials such as shape memory alloys (SMAs) to LRB or FPB. The super elastic property of the SMA material shows an excellent capacity of controlling the residual displacement while attenuating the seismic response of structures (Otsuka & Wayman, 1999; DesRoches & Smith, 2004; Wilson & Wesolowsky, 2005; Dong et al., 2011). Zheng et al. (2021) showed that SMA-base Friction pendulum system allows to reduce peak displacement effectively without significantly increasing the base forces at the bridge piers. The SMA-based FPB system can provide reliable recentering and energy dissipation capabilities for bridges against near-fault earthquakes. Additionally, LRB has shown a low adaptability to simultaneous thermally induced and seismic deformation which has a significant influence on bridge seismic response and performance (Wang et al. 2019; Zheng et al. 2020).

Additionally, seismically isolated bridges can be very sensitive to near fault earthquakes. The joint effects of ambient temperature, initial displacement and lead core heating on the response of seismically isolated bridges under near fault earthquakes were investigated by Wang et al. (2019). Main parameters of LRBs including the post-elastic stiffness and the characteristic strength were considered. Zheng et al. (2019), also, investigated the performance of bridges isolated with the SMA-based FPB system at low temperatures. They demonstrated that the SMA-based FPB system with Cu–Al–Be wires provide reliable re-centering capability for bridges, at low temperatures, under near-fault ground motions.

Moreover, the heat generated within the lead core increases the temperature of the surrounding elastomer to a certain extent, which could in turn significantly decrease its stiffness (Maret, 2016). This coupled heat transfer-mechanical hysteresis behaviour makes it difficult to use a constant factor taking this phenomenon into account. Direct modelling and analysis of such coupled behaviour is always possible with the finite element method using nonlinear time history analysis. However, for such an analysis to be representative, a pre-definite set of seismic time history inputs is required. Furthermore, although very time-consuming, the results obtained apply only for very specific study cases under specific signals (Kalpakidis & Constantinou, 2009).

The Research Objectives and Methodology

Earlier studies carried out by the authors, proposed a probability-based methodology to estimate the seismic reliability of base-isolated bridges in cold regions (Nassar et al., 2019; 2021). However, in these studies, epistemic uncertainties associated with the modelling and seismic analysis method were either ignored or not thoroughly considered. To complement these previous studies, the present study investigates the effect of uncertainties associated with 1) the modelling of the SIS, 2) with the seismic response analysis method, and 3) with the lead core heating, on the estimated reliability of base-isolated bridges in cold regions. The effects of temperature variation models of natural rubber properties on bridge reliability are also studied. It should be noted that the aim of the current study is not to propose a more reliable

base-isolated bridge design method but to estimate the reliability associated to the current design practice of base-isolated bridges (designed using the bounding analysis approach).

This study uses reliability assessment methodology based on the probability approach principles described and detailed in Nassar et al. (2019) and applied in Nassar et al. (2021). The foundation of such methodology is based on the Monte Carlo simulation (MCS), and is applied in a case study of a base-isolated bridge located in Montreal, Quebec (Canada).

Nassar et al. (2021) showed that relatively uniform reliability indices are obtained for typical base-isolated bridges in different locations in, Quebec, Eastern Canada. While Nguyen & Guizani (2020) showed that the seismic hazard characteristics and thereby seismic optimal seismic isolation properties and seismic performance of base isolated bridges are comparable and follow similar trends for Montreal and different locations in Eastern North-America as well as Eastern North Europe. Thereby, the site of Montreal is considered representative of these moderate seismic areas prone to cold temperatures.

The MCS is used to simulate the event of the simultaneous occurrence of the rare and extreme event (e.g., earthquake) with conditions (e.g., temperature). The temperature, the bidirectional horizontal seismic acceleration (seismic hazard), and the main parameters affecting the resistance of the bridge components (e.g., dimensions, material properties of the bridge pier and the SIS) are modelled as random variables (RVs). Continuous probability distributions are assigned to the RVs using data derived from property testing and/or literature reviews. In addition, the hysteretic properties of the SIS studied are set as predefined functions of relevant RVs, such as temperature, using literature and property testing data.

The single mode spectral analysis (SMSA) applied to the equivalent linear visco-elastic single degree of freedom (SDOF) to model the base-isolated bridge (Chopra, 2011; Buckle et al., 2006) is used to estimate the maximum seismic responses in terms of force and displacement. To include the uncertainty in the response resulting from this method of analysis, the ratio of the maximum responses calculated using nonlinear time history analysis (NLTHA), in terms

of SIS displacement, to the displacement demand by the SMSA method is modelled as a random variable. The variation range chosen for this RV is based on extensive results available in the literature (Nguyen, 2021; Koval, 2016). The effect of applying the ratio of SIS displacement on the response calculated in terms of flexural behaviour is also consistently taken into account through the hysteresis relation (i.e., bi-linear) of the SIS.

A simplified approach is used to include the effect of the lead core heating within the framework of this study. It consists in correcting the calculated SIS displacement using the SMSA by a multiplying factor to match the displacement obtained by NLTHAs, including the heating effect. This multiplying factor is modelled as a random variable with different statistical distributions which are chosen to be consistent with results from the literature (Ozdemir, 2011). In fact, to quantify the effect of the lead core heating on the reliability of the bridge, Ozdemir et al. (2011) found that the ratio of the SIS maximal displacement is overestimated by the lower bound analysis (that gives the maximal SIS displacement) when base-isolated bridges are subjected to near-field motions with high velocity pulses. The ratio of the SIS maximal displacement computed with lower bound analyses and the SIS maximal displacement, including the heating effects of the LRB, varies from 1.04 to 1.16 for seismic site classes equivalent to C and D (CSA, 2019). This ratio reaches as high as 1.50 for some analyses.

Likewise, the effect of applying such a ratio on the response in terms of flexural behaviour is included through the hysteresis behaviour model.

8.3 Case Study : Base-Isolated Bridge

The selected case study involves a reinforced concrete base-isolated bridge with two equal spans and a central two-column pier, with a box girder superstructure with weight $W = 30\,000\text{ kN}$. The distance between the two columns of the central pier is equal to 18 m . The tributary weight of the central pier is estimated at $15\,000\text{ kN}$. The height and the seismic tributary weight of each of the $1.2\text{ m} \times 1.2\text{ m}$ columns are 5.00 m and $W_i = 7\,500\text{ kN}$, respectively. The bridge is built on a seismic site class C. The fundamental periods of vibration

of the conventional bridge model (fixed-base), with bearings being longitudinally guided at the abutments and fixed in both directions at the central pier, are: $T_{lf} = 0.67 \text{ sec}$ and $T_{tf} = 0.21 \text{ sec}$ in the longitudinal and transverse directions, respectively. This bridge was also used in Nassar et al. (2021), where further details regarding the material properties can be found.

The geometry of each LRB unit at the central pier is illustrated in Figure 8.1. Its characteristic strength and post-elastic stiffness are equal to $Q_d = 160 \text{ kN}$ and $K_d = 5 \text{ kN/mm}$, respectively. It should be noted that the ratio $Q_d/W=2.13\%$ is in the range of optimal values recommended in Nguyen & Guizani (2020) for moderate seismicity area, where the studied site is located.

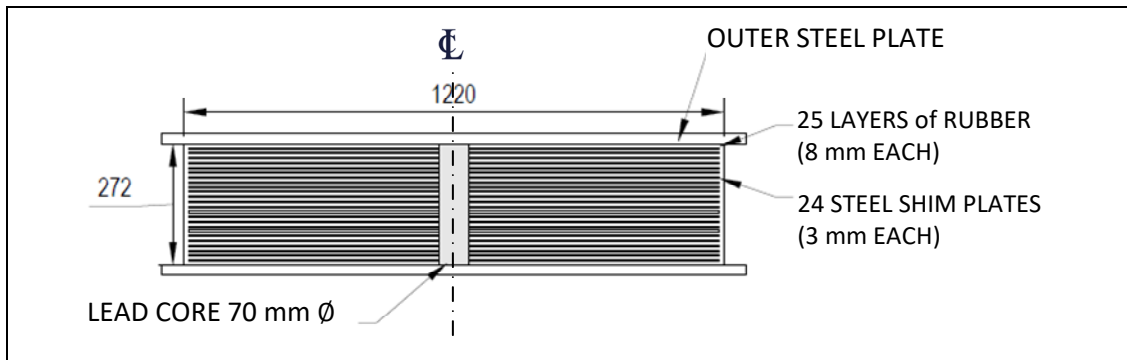


Figure 8.1 Seismic isolation unit at the central pier of the studied bridge

The base-isolated bridge is designed based on a SMSA of the equivalent elastic SDOF, including the superstructure mass and the pier flexibility. The design spectrum for a return period of 2 475 years (probability of exceedance of 2% in 50 years) and a concomitant temperature of -9.5°C , as defined by the Canadian code, are used (CSA, 2019). The SIS consists of six (6) LRB units: two (2) at each of the two abutments and two (2) at the central pier. The properties of the SIS units at the central pier are two fold those of the units installed on both abutments. The nominal hysteretic properties (K_d and Q_d at 20°C) are tuned such that an isolation period of about 2 sec and an equivalent viscous damping of about 25% are obtained, which is within the optimal range for the studied location (Nguyen, 2021). The displacement capacity of the SIS and the flexural capacity of the central pier are determined to

satisfy the maximum seismic demand arising from the bounding conditions obtained with the application of the following modification factors (taking into account the low temperature) to the nominal SIS hysteretic properties, Q_d and K_d :

$$\lambda_{Q_d,min} = \lambda_{K_d,min} = 1 \quad (8.1)$$

$$\lambda_{Q_d,max} = 1.4 \text{ and } \lambda_{K_d,max} = 1.1 \quad (8.2)$$

To ensure conformity with the Canadian code, for the units composing the SIS, the value of the post-elastic stiffness K_d is set greater than $\frac{0.0025 W_i}{\Delta_{max}}$, where Δ_{max} is the maximal seismic design displacement (CSA, 2019).

Moreover, the equivalent viscous damping ratio at the design displacement is maintained within a limit value of 30%. A nominal shear modulus of 0.88 MPa is considered for the elastomer (Cardone & Gesualdi, 2012), and a nominal shear yield stress of 10 MPa is assigned to the lead (Buckle et al., 2006) used in the LRB SIS. The SDOF model is validated by comparing its results with those of a two-degree-of-freedom model and a three-dimensional (3D) model of the base-isolated bridge in the transversal and longitudinal directions. Results reveal a negligible difference (less than 5%) in the structure period, the maximal displacement and the pier base shear force between different models.

8.4 Application of a Reliability-Based Methodology

A reliability-based methodology is applied to the case study in order to estimate the seismic reliability of the base-isolated bridge, as well as the effects of uncertainties, using the LRB SIS units described above for the Montreal site. A summary of the main steps of this methodology are presented in Nassar et al. (2019). Specific details for the study are given in the next sections.

8.4.1 Seismic Performance Criteria and Considered Limit State Functions

The seismic performance and stability of the central bridge pier in both the longitudinal and transversal directions should be a primary concern in the overall bridge evaluation. Brittle failures are supposed to be discarded through the application of overstrength factors as in the capacity design procedure. Only the flexural behaviour of the pier base can go into the inelastic range and cause bridge damage. The bridge is designed to respond essentially in the elastic domain with very limited damage.

Consequently, to evaluate the reliability of the bridge with respect to the target performance, this study considers the following two limit states:

$$g_1 = R - S \quad (8.3)$$

$$g_2 = D_{i,cap} - D_i \quad (8.4)$$

Where R is the flexural resistance moment random variable and S is the random variable associated to the seismic demand in terms flexural moment at the pier base; $D_{i,cap}$ is the SIS displacement capacity random variable, and D_i is the displacement demand random variable within the SIS. Given the system symmetry, displacements due to temperature, creep and shrinkage at the central pier are considered null. A state of failure due to an unacceptable level of damage (exceeding target damage) caused by bending is obtained when the limit state function g_1 is less than zero ($g_1 < 0$). Similarly, when $g_2 < 0$, a failure of the SIS due to the exceedance of its displacement capacity is obtained.

The displacement capacity of the SIS, $D_{i,cap}$, is set equal to the design seismic displacement demand at the SIS, $D_{isol,E}$, multiplied by a safety factor of 1.25, as recommended by the Canadian Bridge Design code (CAN/CSA-S6:19). The SMSA using the elastic equivalent model and an iterative process (Dicleli & Buddaram, 2007; Ryan & Chopra, 2004) is adopted to obtain the maximum seismic response of the base-isolated bridge in terms of seismic displacement and base shear forces V_x and V_y in both horizontal directions. Because the bridge

period in both directions is practically identical, the analysis is carried out in the longitudinal direction and the shear in the transverse direction, V_y , is set equal to 30% of the shear in the longitudinal direction, V_x , as per the 100%-30% combination rule of the code. In the transversal direction, the axial force in the pier columns is adjusted slightly to consider the effect of the vertical eccentricity, e_v , between the superstructure mass centre and the pier top. The moments at the pier base, for both directions, are inferred from the shear forces applied at the top of the pier.

8.4.2 Random Variables and Their Statistical Distributions

The seismic hazard, the geometric and material properties of the bridge pier, the hysteretic properties Q_d and K_d of the SIS and the ambient temperature are considered as the main RVs governing the problem. The epistemic uncertainties associated with the model (i.e. for the calculation of the seismic demand S), the flexural capacity of the pier base and the heating of the lead core effect are also considered as RVs. Descriptions of the considered RVs and associated statistical distributions and uncertainties are detailed in the following sections. Table 1 summarises the statistical distribution parameters of most of the RVs.

8.4.2.1 Probabilistic Model of the Bridge Site Seismic Hazard

The seismic hazard is represented in terms of the spectral acceleration $S_a(T, RP)$, with 5% damping, as a continuous function of the natural period T of the structure and the earthquake return period (RP). The RP for any sampled $S_a(T)$ value, ranging from zero to infinity, is obtained by linear interpolation and/or extrapolation from the discrete values provided by the 5th generation seismic hazard model for Canada (Earthquakes Canada, 2020; Halchuk et al., 2014). Following the guidelines of the CSA-S6-19 for periods $T > 2$ sec, the spectral displacement is first obtained at the discrete values, and then the spectral acceleration is deduced (CSA, 2019).

Figure 8.2 shows 2D representations of the mean seismic acceleration spectra, $S_a(T, RP)$, for different discrete RPs, between 50 and 2 475 years for a Montreal seismic Site Class C and 5% damping (as per CSA-S6:19), obtained from ([Earthquakes Canada, 2020](#)).

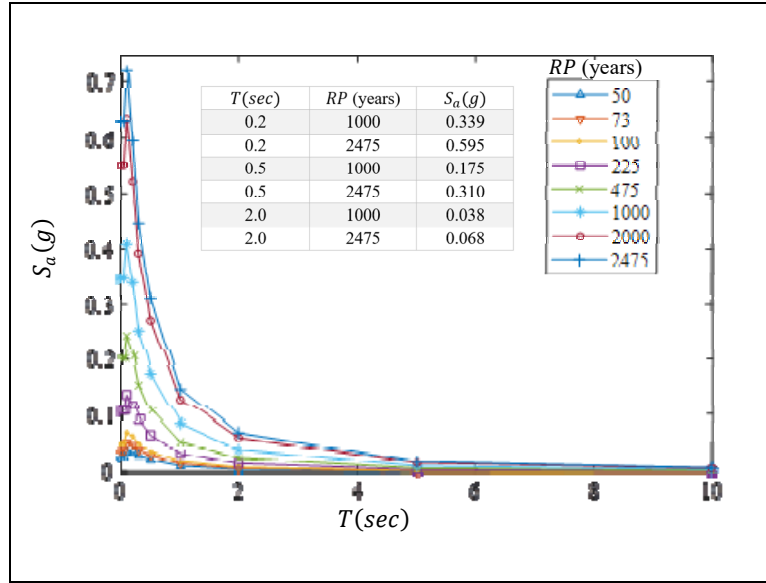


Figure 8.2 2D mean seismic hazard ($S_a(T, RP)$) distributions for Montreal site for a Site Class C soil at different discrete return periods and for a 5% damping ratio

The total uncertainty associated with the seismic hazard $S_a(T, RP)$, including the epistemic uncertainty, is as defined in Adams & Halchuk (2019), modelled by a lognormal distribution. Accordingly, the seismic hazard $S_a(T, RP)$ (for $RP = 2\,475$ years) distribution is defined by the mean value and the standard deviation (SD) is given by:

$$SD(T) = SD(0.2) = \frac{1}{4}(\log(S_a(0.2) \text{ at } P_{98\%}) - \log(S_a(0.2) \text{ at } P_{2\%})) \quad (8.5)$$

where $P_{2\%}$ and $P_{98\%}$ are respectively the 2nd and the 98th percentiles of the lognormal $S_a(T, RP)$ distribution. As shown by equation (8.5), the SD of the lognormal distribution of $S_a(T)$ observed for 0.2 sec (i.e., $SD(0.2 \text{ sec})$) is applied to the seismic hazard distribution associated with other period values $SD(T)$, as per the recommendations of Adams & Halchuk

(2019). For the Montreal site, the average SD is estimated at $0.300\ g$ in the logarithmic scale ($1.99\ g$ in the linear scale) (Adams & Halchuk, 2019).

8.4.2.2 Pier Section Properties and Flexural Resistance Model

Four basic RVs affecting the bending resistance of the pier base section of the studied bridge are considered: concrete compressive strength (f'_c), steel yielding strength (f_y), section depth, W_i , and the modulus of elasticity of concrete (E_c). To calculate the probabilistic bending resistance's (yield moment) statistical parameters, the model proposed by Wisniewski et al. (2009) for cast-in-place reinforced concrete beams is used, since the pier could be considered as a beam as its axial load is low. The model is as follows:

$$R = R_n M F P \quad (8.6)$$

where R_n is the nominal cross-section resistance calculated using SP-Column (StructurePoint, 2017). The terms M, F consider the uncertainties associated with material properties and geometrical properties, including fabrication tolerances, and P represents uncertainties arising from the professional treatment, namely, equations for predicting section resistance and for structural behaviour modelling (epistemic uncertainty). The terms M and F are combined in their product $M F$. The probabilistic distributions of this resistance model (RM) parameters are given in Table 8.1.

Table 8.1 Statistical parameters of the RVs of the present study

Random Variable		Symbols	SI Unit	Distribution	Nominal	Bias	CoV	Source
**RC section	Seismic tributary weight	W_i	kN	Gaussian	7 500	1.05	0.105	Ellingwood (1980)
	Compressive strength	f'_c	MPa	LN	30	1.00	0.120	Wisniewski et al. (2009)
	Yield strength	f_y	MPa	Gaussian	400	1.150	0.050	
	Modulus of Elasticity	E_c	MPa	Gaussian		1.000	0.150	JCSS (2001)
	Reinforcement section	A_s	mm ²	Gaussian	-	1.000	0.020	Wisniewski et al. (2009)
	Height RC section	d, h	mm	Gaussian	1 200	1.000	500/h	
	Width RC section	b	mm	Gaussian	1 200	1.005	0.040	
SIS	Shear modulus	G_0	MPa	Gaussian	0.88	1.000	0.052	Zhang & Li (2020)
	Thickness of elastomer	T_r	mm	Gaussian	200	1.000	0.040	
	Lead yield strength	σ_{y10}	MPa	LN	10	1.000	0.010	
	SIS displacement	δ_D	-	Gaussian	-	$\mu_{\delta_D}^*$	$\sigma_{\delta_D}^*$	Nguyen (2021)
	Lead Core Heating	δ_{HE}	-	Gaussian	-	$\mu_{\delta_{HE}}^*$	$\sigma_{\delta_{HE}}^*$	Ozdemir et al. (2011)
RM	Material Properties	M F	-	Gaussian	-	1.170	0.065	Wisniewski et al. (2009)
	Model uncertainty	P	-	Gaussian	-	1.020	0.060	
	Flexural resistance	R	kNm	Gaussian	-	1.190	0.090	

**RC: Reinforced Concrete; LN= Lognormal, RM: Bending Resistance Model; *See Section 8.5

8.4.2.3 Seismic Isolation System Internal Temperature Probabilistic Model

The ambient temperature, T_a , simultaneous to the earthquake event on site is an important RV for cold regions, particularly in Canada. The initial hysteretic properties of the SIS are related to the internal/effective temperature, T_e , which is a function of the thermodynamic properties

of the bearings composing the SIS and of the recent history of the ambient temperature T_{in} prior to the earthquake. As shown in Nassar et al. (2019), the ambient temperature probabilistic distribution can be related to the internal effective temperature of the materials composing the SIS unit via a Laplace transform function. The initial internal and effective temperature distributions obtained for the Montreal site after fitting nonparametric probabilistic distribution functions are given in Figure 8.3 (Nassar et al., 2020, Everitt, 1985). It is worth noting that the distribution functions are practically similar.

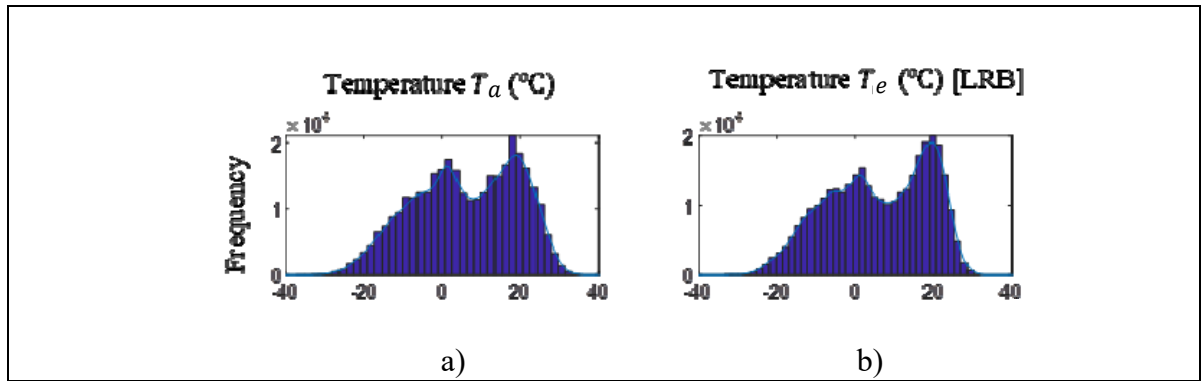


Figure 8.3 Distribution functions of the temperature for the studied bridge on site (Montreal):
a) Ambient b) SIS effective temperature

8.4.2.4 Structural Model Properties and SIS Properties Variation Models

The equivalent viscoelastic Single-Degree-of-Freedom (SDOF) model of Figure 8.4 is used in this study to represent the studied bridge for the purpose of estimating the maximum seismic response (seismic demand) in both the longitudinal and transversal directions.

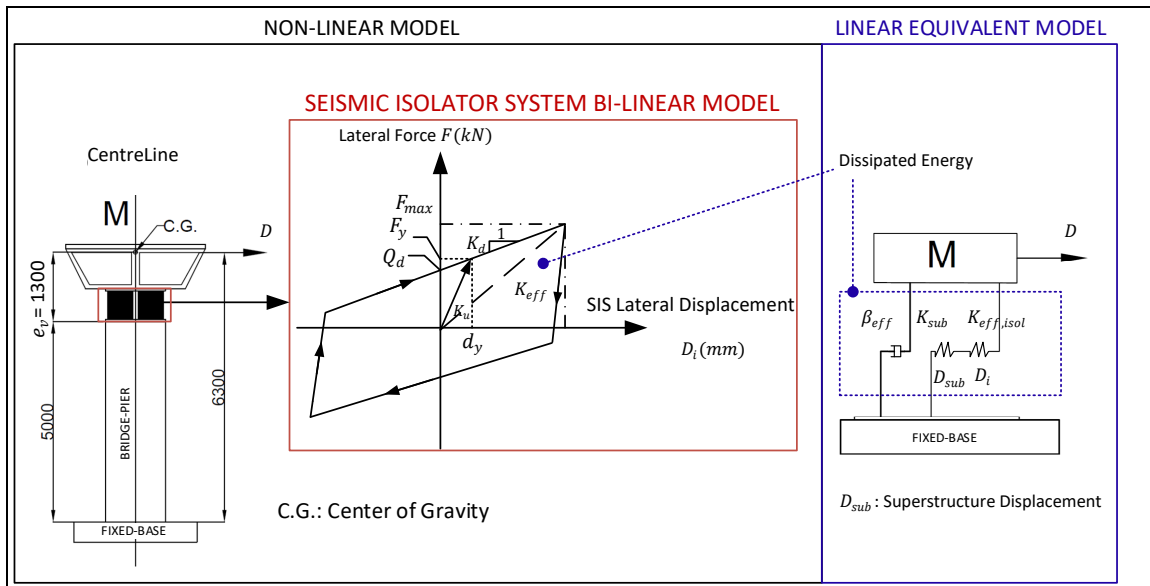


Figure 8.4 Base-isolated bridge non-linear behaviour and the equivalent viscoelastic SDOF model in the transverse direction

The internal material temperature affects the properties of SIS (stiffness and damping), and thereby, the structural behaviour of the overall base-isolated bridge (Narjabadifam, 2020). The relationships between temperature and material properties are defined in the following sections. .

8.4.2.5 SIS Properties and Relationships with Temperature

Two models relating rubber properties, notably the shear modulus, to the effective temperature are used: (Cardone & Gesualdi, 2012) and (Ankik, 2019). In the latter, cyclic shear tests were carried out on reduced scale specimens of natural rubber (55 Duro), largely used for elastomeric bridge bearing manufacturing in Quebec, Canada, and numerical equations relating the rubber properties (stiffness and damping) to the test temperature and exposure duration were developed (Ankik, 2019).

The post-elastic stiffness of the LRB is given by (Buckle et al., 2006):

$$K_d = f \frac{G_0 A_b}{t_r} \quad (8.7)$$

where f is a factor that takes into account the contribution of lead to the post-elastic stiffness and could be estimated to be 1.1 for typical dimensions of the seismic LRB SIS (Buckle et al., 2006). G_0 is the rubber shear modulus at room temperature, $T_e = 20^\circ\text{C}$, A_b is the rubber net bonded area and t_r is the total rubber thickness.

A recent study showed that the aleatory variation of the equivalent shear modulus G_0 resulting from the production process is relatively small. The statistical distribution parameters used for the RV G_0 are as proposed by in Zhang & Li (2020), and are given in Table 8.1. These statistical distribution parameters are based on the equivalent shear stiffness of samples from 224 rubber bearings of 3 different specifications produced by two manufacturers.

The lateral stiffness of an LRB isolation unit is expressed by:

$$K_d(T_e) = 1.1 \frac{G_0 A_b}{t_r} C_1(T_e) \quad (8.8)$$

where the temperature function $C_1(T_e)$ is as per Cardone & Gesualdi (Cardone & Gesualdi, 2012) to relate the rubber shear modulus to its effective temperature. This function is extended outside the initial temperature range, as shown in Figure 8.5a, $-40^\circ\text{C} + 40^\circ\text{C}$. A linear interpolation and extrapolation are used between the discrete points and/or outside the shown range.

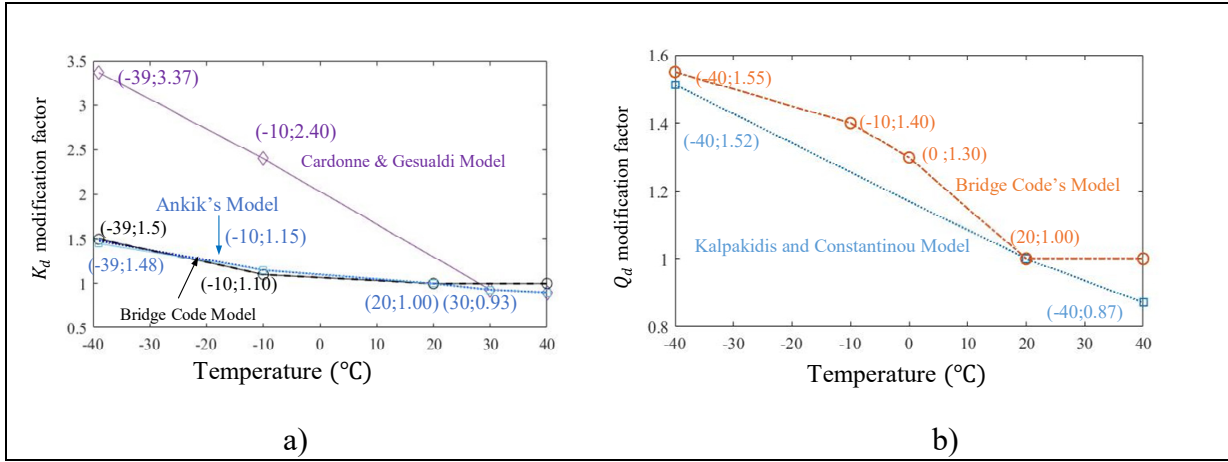


Figure 8.5 Adjustment factors of LRB hysteretic properties with temperature:
a) for K_d ; b) for Q_d according to different models used

Figure 8.5a also presents the model for the rubber shear modulus, and consequently K_d modification factor with temperature, based on the study carried out by Ankik (Ankik, 2019). A Linear interpolation and extrapolation are used between data points. For temperatures higher than +20°C, the factor follows the parabolic relation proposed by Cardone & Gesualdi (2012).

Further, in order to include the effect of temperature on the characteristic strength Q_d , the lead yield strength, σ_{yl} , is related to the effective initial temperature as proposed by Kalpakidis & Constantinou (2008), and illustrated in Figure 8.5b, as follows:

$$Q_d(T_e) = \left(1 - \frac{K_d}{K_u}\right) A_l \sigma_{yl_0} C_2(T_e) \quad (8.9)$$

where σ_{yl_0} is the lead yield strength at $T_e = 20^\circ\text{C}$; A_l is the lead core area; and $\frac{K_d}{K_u}$ is the ratio of the tangent stiffness of the isolation unit to its initial stiffness, typically equal to 0.1 for LRB units.

$C_2(T_e)$ is the temperature function as given by:

$$C_2(T_e) = e^{-0.0069 (T_e - 20)} \quad (8.10)$$

To include aleatory uncertainties in the lead yield stress, σ_{yl_0} , the latter is modelled as a lognormal random variable whose probabilistic parameters are given in Table 8.1. In addition, for comparison, Figure 8.5 presents the bridge design code models for variations of K_d and Q_d with temperature, as inferred from the proposed modification factors of the design code (CSA/S6:19) used for the design of the studied bridge.

8.4.3 Estimation of Probability of Failure Reliability Index

MCS is used to generate a sufficient number of realisations following the different distribution functions of the problem RVs. Then, a SMSA is performed for each realisation in order to compute the seismic response of the bridge in terms of maximum bending moments in the longitudinal and transversal directions at the central pier base and displacement within the SIS.

For the limit state g_1 related to bending moment, for each realisation, the demand in terms of flexural moment is compared to the moment capacity interaction diagram for the associated axial load, in order to conclude whether the demand point is within the safe or failure domain.

It should be noted that several computational methods can be used to approximately evaluate the probability of failure. These methods are classified analytical methods, such as the FORM/Second Order reliability methods (SORM) and numerical methods such as the MCS (Cremona, 2012). Traditional analytical methods inherently assume normal distribution of the limit state function. In this study, the MCS method is used and applies indifferently to normal and non-normal distributions of the limit state functions for the computation of the probability

of failure, P_f (Nassar et al., 2019). Recently, improvements were proposed by Ghasemi & Nowak (2016; 2017b) in order to compute more accurately the probability of failure and the reliability index for non-normal distributions of the limit state function.

The reliability index of the i^{th} limit state, with $(i = 1, 2)$, β_i , is therefore estimated from $P_{f,i}$ by:

$$\beta_i = -\Phi^{-1}(P_{f,i}) \quad (8.11)$$

where $\Phi^{-1}(\cdot)$ is the inverse of the cumulative probability function $\Phi(\cdot)$ of the reduced centred Gaussian distribution, $N(0 ; 1)$ (Der Kiureghian & Liu, 1986).

To compute the global reliability index of the base-isolated bridge under consideration, the two limit states, g_1 and g_2 , are considered as two non-mutually exclusive events $E1$ and $E2$ (equivalent to a two-component series system).

For a large number of samples generated, m , and as a direct consequence of the central limit theorem, the probability of failure estimator $\hat{P}_f$ is considered to be an RV and is asymptotically associated to a Gaussian distribution, with a mean value μ_{P_f} and variance $\sigma_{\hat{P}_f}^2$, as follows (Goulet, 2016; Der Kiureghian & Liu, 1986):

$$\hat{P}_f \sim N\left(\widehat{\mu_{P_f}}; \sigma_{\hat{P}_f}^2\right) \quad (8.12)$$

with $\widehat{\mu_{P_f}} = \hat{P}_f$ and $\sigma_{\hat{P}_f}^2 = Var(\hat{P}_f) = \frac{1}{m} (P_f - P_f^2)$.

Then, the confidence interval (CI) at a confidence level $(1 - \alpha = 95\%)$ of the probability of failure estimator, $\hat{P}_f$, is given by equation (8.13) (Lemaire, 2013):

$$\left[\hat{P}_{f_{inf}}; \hat{P}_{f_{sup}} \right] = \left[\hat{P}_f - \sigma_{\hat{P}_f} \cdot \Phi^{-1} \left(\frac{\alpha}{2} \right); \hat{P}_f + \sigma_{\hat{P}_f} \cdot \Phi^{-1} \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) \right] \quad (8.13)$$

8.5 Results and Discussions

The convergence of the reliability index shown in the following result is achieved via the large number of the MCS realisations generated for each case studied. In fact, $10^6 \leq N \leq 10^7$ MCS realisations are analysed for each case to ensure convergence of the reliability index and probability of failure. Results for $N = 10^7$ simulations are used for discussion. It is recommended to measure the statistical accuracy of the estimated probability of failure by computing its coefficient of variation. $N = 10^7$ simulations ensure an approximately 3% coefficient of variation of the estimated probability of failure (i.e. expected to vary by around 1×10^{-4}). The following sections describe the effects of varying the probabilistic parameters of the uncertainty associated with the SIS computed displacements on the seismic reliability of the base-isolated bridge. The effect of lead core heating on the SIS displacement is studied through a multiplying factor modelled as a random variable.

8.5.1 Estimation of the Model Epistemic Uncertainty and its Effect on Bridge Reliability F and D_t

Nguyen & Guizani (2020) performed millions of analyses of two-span base-isolated concrete bridges, within similar conditions as those considered in this study, for Eastern and Western Canada, following SMSA and the nonlinear time history analysis (NLTHA), in terms of displacement and base shear demands. For each studied bridge, the NLTHA seismic analyses were performed under 53 earthquake signals calibrated to the CAN/CSA-S6-14 Canadian Bridge design code spectra for the Montreal site. The studied SIS hysteretic properties cover,

practically, all design possibilities with: $[0.01 \text{ m}^{-1}; 0.15 \text{ m}^{-1}]$ for $\frac{K_d}{W}$ and $[0.01; 0.10]$ for $\frac{Q_d}{W}$. The authors found that generally, the SMSA overestimates the maximum seismic response with a tendency of increased overestimation with increases in the equivalent viscous damping. An overestimation as high as 60% ($\frac{D_{NLTHA} - D_{SMSA}}{D_{NLTHA}} = -0.60$) and an underestimation as low as 15% were obtained on the maximum seismic displacement, D , for typical bridges on Montreal site. It is assumed that the NLTHA leads to the most accurate response. In the present study, to investigate the error that could arise from the SMSA method, the epistemic uncertainties associated with the computed maximum response with this method is modelled as random variables via the multiplying factor $\delta_D = \frac{D_{NLTHA}}{D_{SMSA}}$.

Applying this multiplying factor to the SIS displacement solicitations leads to the following adjusted limit state function:

$$g_2' = D_{i,cap} - \delta_D D_i \quad (8.14)$$

The generated forces are adjusted following the bilinear behaviour equation of the total horizontal force at the total displacement D_{max} , assuming that the SIS properties K_d and Q_d are not altered by internal heating: $F = K_d D_{max} + Q_d$. It should be noted that, given the linear nature of the problem at the design displacement, the same factor δ_D is applied on the total displacement D_{max} and on the SIS displacement D_i .

In order to study the effects of distribution parameters (i.e., mean and standard deviation) of δ_D on the reliability of the bridge based on the study performed by Nguyen & Guizani (2021), the minimum and the maximum values of $\hat{\mu}_{\delta_D}$ are set to $\min(\hat{\mu}_{\delta_D}) = 0.50$ and $\max(\hat{\mu}_{\delta_D}) = 1.36$. These results were obtained for periods of structures $T = 0.5 \text{ s}$ and $T = 0.7 \text{ s}$. Therefore, δ_D is modelled as a Gaussian random variable with $\hat{\mu}_{\delta_D} \in [0.50; 1.36]$ and $\hat{\sigma}_{\delta_D} \in [0.05; 0.50]$.

Figure 8.6 presents the results of the reliability indices (i.e., for the limit state presented in equation (8.14), the flexural limit state, as well as the global reliability index) obtained when varying the mean and standard deviation of δ_D , between the minimum and maximum values listed above. The reliability indices obtained for an LRB base-isolated bridge in Montreal, without (model 1) the application of δ_D (or with $\delta_D = 1$) are also shown in Figure 8.6.

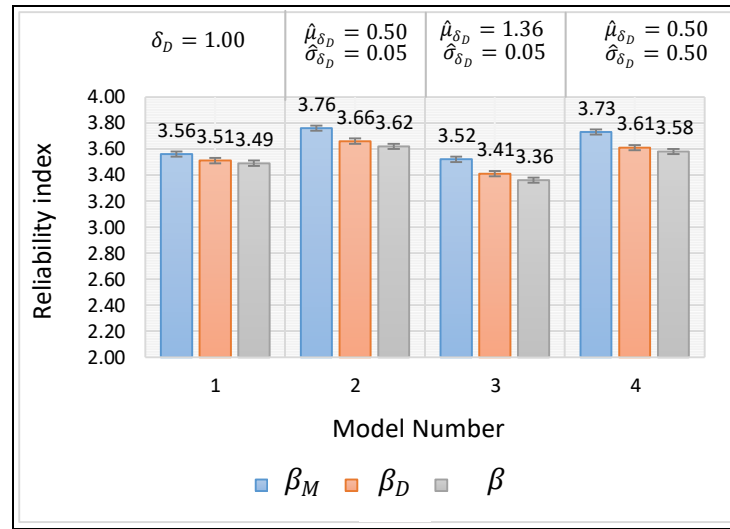


Figure 8.6 Reliability indices obtained for the different minimum and maximum statistical parameters of δ_D

Compared to model 1, the SIS displacement reliabilities are higher when the mean value of the factor δ_D is equal to 0.50 (model 2) and lower when this mean value is equal to 1.36 (model 3). This is logical because when the analysis method overestimates the seismic displacement, and consequently, the seismic forces, the reliability indices obtained directly with these overestimated seismic demands are underestimated. Or, in other words, the corrected reliability indices, when applying a factor of $\delta_D < 1$, are higher than those obtained with model 1 (no correction factor $\delta_D = 1$) or model 3 ($\delta_D > 1$). It should be noted that flexural reliability indices for models 2 and 3 follow the same pattern. Consequently, the global reliability indices are higher for model 2 and lower for model 3 as compared to model 1.

$$\frac{\Delta \hat{\beta}}{\Delta \hat{\mu}} \approx \frac{\beta(\min(\hat{\mu}_\delta)) - \beta(\max(\hat{\mu}_\delta))}{\min(\hat{\mu}_\delta) - \max(\hat{\mu}_\delta)} \quad (8.15)$$

$$\frac{\Delta \hat{\beta}}{\Delta \hat{\sigma}} \approx \frac{\beta(\min(\hat{\sigma}_\delta)) - \beta(\max(\hat{\sigma}_\delta))}{\min(\hat{\sigma}_\delta) - \max(\hat{\sigma}_\delta)} \quad (8.16)$$

where $\beta(\min(\hat{\mu}_\delta))$ and $\beta(\max(\hat{\mu}_\delta))$ are the reliability indices computed when $\hat{\mu}_\delta$ is set to a minimum and maximum value, respectively, and $\beta(\min(\hat{\sigma}_\delta))$, $\beta(\max(\hat{\sigma}_\delta))$ are the reliability indices computed when $\hat{\sigma}_\delta$ is set to a minimum and maximum value, respectively. These ratios represent the rate of variation of the global reliability index β over the variation of the parameters (i.e., μ or σ) between their minimum and maximum considered values.

Based on Figure 8.6, the ratios $\frac{\Delta \hat{\beta}_D}{\Delta \hat{\mu}_{\delta_D}} = -0.29$ for models 2 and 3 are higher than $\frac{\Delta \hat{\beta}_D}{\Delta \hat{\sigma}_{\delta_D}} = -0.10$ for models 2 and 4. Regarding the flexural reliability, it varies by $\frac{\Delta \hat{\beta}_M}{\Delta \hat{\mu}_{\delta_M}} = -0.28$ for models 2 and 3 and by $\frac{\Delta \hat{\beta}_M}{\Delta \hat{\sigma}_{\delta_M}} = -0.07$ for models 2 and 4. This means that, similarly to the displacement reliability, the flexural reliability index is less sensitive to the standard deviation variation of the SIS displacement factor δ_D than to the variation of its mean.

As shown in Figure 8.6, the global reliability indices $\frac{\Delta \hat{\beta}}{\Delta \hat{\mu}_{\delta_D}} = -0.30$ for models 2 and 3, and $\frac{\Delta \hat{\beta}}{\Delta \hat{\sigma}_{\delta_D}} = -0.08$ for models 2 and 4. Then, the global reliability indices follow the same pattern as SIS displacement reliability indices and are more sensitive to the mean variation than the standard deviation variation of the factor δ_D . The reliability indices for both limit states vary at the same rate as the variation of the mean and standard deviation of the factor δ_D (epistemic uncertainty of the analysis method): -0.29 vs -0.30 and -0.10 vs -0.07 .

8.5.2 Influence of Lead Core Heating on the Bridge Response

In order to quantify the effect of the lead core heating on the reliability of the bridge, Ozdemir et al. (2011) found that the ratio of the SIS maximal displacement is overestimated by the lower bound analysis (that gives the maximal SIS displacement) when base-isolated bridges are subjected to near-field motions with high velocity pulses. The ratio of the SIS maximal displacement computed with lower bound analyses and the SIS maximal displacement, including the heating effects of the LRB, varies from 1.04 to 1.16 for seismic site classes equivalent to C and D (CSA, 2019). This ratio reaches 1.50 for some analyses.

In this study, the effect of the variation of the seismic SIS properties due to the heating of the lead core included as a modification of the estimated displacement obtained by SMSA. The computed SIS displacement is therefore multiplied by a factor δ_{HE} . The studied SIS displacement limit state becomes:

$$g''_2 = D_{i,cap} - \delta_{HE} D_i \quad (8.17)$$

δ_{HE} is modelled as a Gaussian random variable, with $\hat{\mu}_{\delta_{HE}} \in [1.04; 1.50]$ and $\hat{\sigma}_{\delta_{HE}} \in [0.01; 0.10]$. The effect of the application of δ_{HE} on the flexural limit state is taken into account by estimating the adjusted seismic force corresponding to the corrected displacement ($\delta_{HE} D_i$) according to the bilinear model, assuming that Q_d and K_d remain the same ($F'' = K_d \delta_{HE} D_i + Q_d$).

Table 8.2 Statistical parameters of the RVs of the present study

$(\hat{\mu}_{\delta_{HE}}; \hat{\sigma}_{\delta_{HE}})$	$\hat{\beta}_M$	$\hat{\beta}_D$	$\hat{\beta}$
	$\hat{P}_{f_M} \times 10^{-6}$ CI @0.95 level	$\hat{P}_{f_D} \times 10^{-6}$ CI@0.95 level	$\hat{P}_f \times 10^{-6}$ CI @0.95 level
$\delta_{HE} = 1$ (Model 1)	3.56	3.51	3.49
	185 [176; 193] $\times 10^{-6}$	224 [214; 233] $\times 10^{-6}$	241 [231; 250] $\times 10^{-6}$
$N(1.04; 0.01)$	3.54	3.49	3.48
	200 [191; 208] $\times 10^{-6}$	241 [231; 250] $\times 10^{-6}$	250 [240; 260] $\times 10^{-6}$
$N(1.50; 0.10)$	3.48	3.31	3.38
	250 [240; 260] $\times 10^{-6}$	466 [452; 479] $\times 10^{-6}$	362 [350; 375] $\times 10^{-6}$

As shown in Table 8.2, assuming realistically that the heating increases the seismic displacement according to the distribution of $\delta_{HE} \sim N(1.04; 0.01)$, the SIS displacement reliability index is estimated at $\hat{\beta}_D = 3.49$. Compared to model 1 (where no error is applied to the displacement and flexural behaviours, $\delta_{HE} = 1$) for which the reliability index $\hat{\beta}_{D_1} = 3.51$, one can note that the heating effect does not have a noticeable impact on the reliability of the SIS displacement limit state (estimated decrease of less than 1%) for the studied case. Regarding the probability of failure, this decrease of the reliability index represents an increase of less than 8%.

The estimated decrease in the flexural reliability index is less than 0.5% and less than 0.2% for the global reliability index, versus the flexural and global reliability indices of model 1, respectively. The estimated increase in the flexural and global probabilities of failure are less than 10% when compared to the model 1 results.

However, if we consider the extreme case where $\delta_{HE} \sim N(1.50; 0.10)$, the SIS displacement reliability index is estimated to be as low as $\hat{\beta}_D = 3.31$. The SIS displacement reliability index decreases by around 6% versus the model in which no variations due to the LRB heating lead

core are included (model 1). Regarding the probability of failure, using the maximum values of mean and standard deviation of δ_{HE} leads to an increase of around 100%. Flexural and global reliability indices decrease by around 2% and 3% when compared similar reliability indices for model 1. This represents an increase of 35% and 50% in the flexural and global probabilities of failure, respectively.

8.5.3 Influence of the Rubber Material Type of SIS on the Reliability of the Bridge

Table 8.3 shows the reliability indices of the flexural and SIS displacement limit states using two different types of rubber materials. β_{M1} , β_{D1} , and β_1 are respectively the reliabilities of the flexural, displacement limit states and the global reliability of the bridge, using the variation of natural rubber stiffness with temperature model developed by Ankik (2019) described above. As shown in Figure 8.5a, this model is very close to the code model for the variation of the elastomer stiffness with temperature.

Table 8.3 Reliability indices using two different LRB property variation models

$\hat{\beta}_{M1}$	$\hat{\beta}_{M1'}$	$\hat{\beta}_{D1}$	$\hat{\beta}_{D1'}$	$\hat{\beta}_1$	$\hat{\beta}_{1'}$
3.56	3.68	3.51	3.44	3.49	3.40

1: Cardone & Gesuladi model for natural rubber; 1': Ankik model for natural rubber

As illustrated in Figure 8.5, the variation model, proposed by Cardone & Guesualdi (2012) for K_d , henceforth referred to as model 1, predicts much higher increases in the post-elastic stiffness at low temperatures than does the Ankik model, called model 1'. Consequently, the calculated flexural moment demands obtained using the variation model 1 are higher than those for model 1', and the flexural behaviour reliability indices with model 1, $\hat{\beta}_{M1}$, are lower than those obtained with model 1', $\hat{\beta}_{M1'}$. This is an expected result, which indicates that using an SIS with an elastomer that is more sensitive (stiffens more) to cold temperatures (model 1) increases the seismic force demands, and therefore lowers the associated reliability of the bridge for failure modes related to seismic forces.

Conversely, as shown in Table 8.3, the SIS displacement failure for model 1, $\hat{\beta}_{D1}$, is higher than that obtained with model 1', $\hat{\beta}_{D1'}$, notwithstanding the fact that the latter model represents a better performing rubber at low temperatures. This result may seem surprising and counter-intuitive, as it indicates that the use, in cold regions, of an elastomer, which is less sensitive, and which stiffens less at low temperatures, leads to an unfavourable result, with a lower reliability of the SIS, and actually to a lower global reliability of the bridge. In fact, this result, which cannot be generalised, arises from the circumstances of the current code specifications. It should be noted that the obtained reliability indices for the different LRB property variation models (1 and 1'), are higher than the upper bound of the target reliability index obtained by Safari et al. (2021) for their studied case of concrete bridge pier at San-Diego, CA. As shown in the above results, the reliability indices associated with the SIS displacement failure are lower than those obtained for the bending failure for all the studied cases. The displacement limit state governs the overall reliability of the bridge because of the presence of an insufficient theoretical safety margin on the SIS displacement capacity. Therefore, any factor that affects the SIS seismic displacement demand will directly affect the overall reliability of the bridge. In our case, using a more sensitive elastomer, which shows more stiffening at low temperatures, results in higher force demands associated with a lower force reliability index, but lower displacement demands associated with a higher reliability displacement index. Consequently, because the displacement capacity of the SIS governs the overall reliability of the bridge, the overall reliability of the more sensitive elastomer to low temperature is in turn found to be higher. This relates directly to the insufficient theoretical safety margin associated with the SIS displacement capacity (set equal to the factor 1.25), as compared to the margins of safety related to the force capacity (see resistance model). Therefore, it should be noted that there may be a need to revise the SIS displacement multiplier factor of 1.25 or to better estimate the real SIS displacement capacity in order to, ideally, level the reliability of both limit states (1) and (2). Moreover, the real displacement capacity of the SIS is probably higher than the capacity specified by the code. However, not enough data is available to support this hypothesis. Nassar et al. (2019) showed that increasing the displacement capacity of the SIS in the model by about 20% (using a safety factor of 1.50 instead of 1.25) leads to levelled reliability of the displacement with the bending of the pier.

8.6 Conclusion

This paper presents a study on the impact of the variation of different RVs on the seismic reliability of base-isolated bridges in Eastern Canada. The reliability assessment methodology adopted was previously developed, and relies on MCS, which requires a definition of a vector of RVs governing the performance of the bridge. In comparison to previous studies (e.g. Nassar et al., 2021), more random variables are added in the current study, notably in terms of the geometric properties of the SIS. In addition, seismic analysis method and heating effects on the reliability of the bridge are studied. The reliability for two limit states, namely, a force limit state related to the pier base flexure and a displacement limit state associated with the SIS, is evaluated for a case study of a two-span concrete bridge using LRB SIS located in Montreal. For both the longitudinal and transversal directions, the seismic demand is calculated using the SMSA on an equivalent viscoelastic SDOF model of the base-isolated bridge, including the pier stiffness. The following conclusions and findings were derived from the results obtained:

- compared to the NLTHA method results, if the seismic analysis method (SMSA in our case) overestimates the response in terms of SIS and flexural behaviours (i.e., $\hat{\mu}_{\delta_D} = 0.50$ and $\hat{\sigma}_{\delta_D} = 0.05$), the global reliability index of the bridge increases by around +4% versus the model where no epistemic uncertainty associated with the seismic response analysis is applied. If the seismic response is underestimated (i.e., $\hat{\mu}_{\delta_D} = 1.36$ and $\hat{\sigma}_{\delta_D} = 0.50$), the global reliability index of the bridge decreases by around 4%. Consequently, within the maximum and the minimum estimated error margins due to analysis accuracy, the reliability of the bridge varies of 8% (+4%; -4%). In terms of probability of failure, this corresponds to a variation of 100% (-40%; +60%);
- when including the lead core heating of the LRB effects in the extreme expected range, the global reliability of the bridge varies by around 3%. In terms of global probability of failure, the variation is approximately 50%. These results are obtained when applying an epistemic uncertainty associated with the heating effects on the SIS

displacement response of the bridge. The parameters considered of δ_{HE} are: $\hat{\mu}_{\delta_{HE}} \in [1.04; 1.50]$ and $\hat{\sigma}_{\delta_{HE}} \in [0.01; 0.10]$;

- the current design code specifications require designing the SIS seismic displacement capacity for 1.25 times the seismic displacement demand. Without applying any other margins on the SIS displacement capacity, the reliability of the SIS displacement behaviour is significantly lower than the reliability of the pier base flexural behaviour and, therefore, the SIS displacement behaviour governs the overall reliability of the bridge. In such conditions, the use of a rubber that is more sensitive to cold temperatures becomes surprisingly favourable because it allows a reduction of SIS displacement demand at low temperatures;
- within the varied range of the considered uncertainties, the estimated global seismic reliability of the studied case bridge varies between a low value of 3.36 and a high value of 3.58 while the annual probability of failure of the bridge due to earthquakes varies between 172×10^{-6} and 390×10^{-6} ;
- for the Montreal site, the global seismic reliability of similar case studies, using a similar approach, was estimated to be 3.52 (Nassar et al., 2021). In that study, material and geometrical properties parameters were considered deterministic. For the present study, however, the global reliability index for the Montreal site, when adding only the material and geometrical properties as RVs, is estimated to 3.49. This variation of less than 1% indicates that the effect of these material and geometrical property uncertainties is negligible as compared to other uncertainties considered in the present study;
- the number of MCM simulations used for the above resulting reliabilities is $N = 10^7$. This leads to a coefficient of variation of 3% on the estimated probabilities of failure.

Acknowledgements

Financial support from École de technologie supérieure (ÉTS), the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) and the Fond québécois de Recherche sur la Nature et les Technologies (FRQNT) is gratefully acknowledged.

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Ce chapitre présente une synthèse des travaux de recherche effectués dans le cadre de cette thèse de doctorat ainsi que les limites et recommandations découlant de ces travaux de recherche. Les principaux résultats de l'étude présentée au CHAPITRE 4 indiquent qu'en considérant la température concomitante du code avec un séisme de calcul égal aux valeurs recommandées du code CAN/CSA-S6-14 et en donnant une réserve de résistance à l'état limite de flexion, l'indice de fiabilité de cet état limite du modèle du pont étudié est estimé à $\beta = 3,89$ ($P_f = 50 \times 10^{-6}$). Cet indice est supérieur à l'indice de fiabilité du code défini pour les combinaisons de charges (excluant l'effet du séisme), i.e. 3,75.

En revanche, ne pas considérer l'effet de la basse température lors de la conception peut doubler la probabilité de défaillance de l'état limite en flexion du pont étudié (de $P_f = 50 \times 10^{-6}$ à $P_f = 90 \times 10^{-6}$) et par la suite diminuer la fiabilité du pont isolé à la base (de $\beta = 3,89$ à $\beta = 3,74$). La fiabilité de l'état limite en termes de la capacité du déplacement du système d'isolation sismique gouverne la fiabilité globale du pont isolé à la base.

L'objectif de l'étude menée au CHAPITRE 6 (article 2) est d'estimer, via l'application des étapes de la méthodologie proposée dans l'article 1 (CHAPITRE 4) la fiabilité sismique de plusieurs cas d'études de ponts isolés à la base situés sur sept sites différents au Québec. Deux modèles d'incertitudes sur l'aléa sismique sont considérés : 1) incertitude épistémique selon une distribution normale; 2) distribution log-normale de l'incertitude totale. À l'aide du modèle d'incertitude de l'aléa sismique 1, les résultats préliminaires révèlent que malgré les fortes variabilités de température et d'aléa sismique entre les sept sites du Québec, les indices de fiabilité globale sont presque uniformes, autour de $3,45 \pm 0,02$.

Le modèle d'incertitude d'aléa sismique 2 se traduit par une augmentation de la fiabilité sismique pour les sites de Montréal et Rivière-du-Loup (RDL) de 3,47 à 3,52 et 3,44 à 3,50 (diminution de la probabilité globale de 16% et 20%), respectivement. En outre, le facteur de sécurité sur la capacité de déplacement du SIS spécifié dans le code canadien CSA-S6:19

(c'est-à-dire 1,25) entraîne des indices de fiabilité pour le déplacement du SIS non nivelés (i.e. de valeurs comparables) avec les indices de fiabilité en flexion et nécessite un examen et une considération plus approfondis. Pour le site de Rivière-du-Loup (Qc), une étude de cas selon la conception basée sur la performance de la norme canadienne CSA-S6 :19, avec un état de dommage réparable comme cible de performance sous le tremblement de terre d'une période de retour de 2 475 ans, est réalisée. Les résultats obtenus montrent que pour de faibles niveaux de dommages, la fiabilité globale du pont isolé à la base diminue considérablement (autour de 3,0). Cependant, pour le niveau de dommage réparable, des indices de fiabilité comparables à ceux des conceptions élastiques sont obtenus, pour les deux états limites. Dans ce cas également, l'état limite de déplacement du système d'isolation sismique régit la fiabilité globale.

Les résultats du CHAPITRE 8 montrent qu'en incluant l'incertitude épistémique associée à la méthode d'analyse de la réponse sismique, l'indice de fiabilité de l'état limite de comportement en flexion de la pile-base varie entre 3,52 et 3,76 (versus 3,56 obtenu sans inclure les incertitudes épistémiques sur la méthode d'analyse de la réponse sismique). De même, en incluant l'incertitude épistémique associée à l'effet du réchauffement du système d'isolation sismique, l'indice de fiabilité de l'état limite de déplacement du SIS varie entre 3,31 (pour un cas extrême) et 3,49 (versus 3,51 obtenu sans inclure cette incertitude épistémique).

Les applications de la méthodologie proposée dans le cadre de cette thèse aux chapitres 4, 6 et 8, ont été effectuées sur un pont isolé à la base modélisé comme un système linéaire viscoélastique équivalent à un degré de liberté. Cependant, pour illustrer l'applicabilité de la méthodologie proposée sur les ponts isolés à la base rencontrant les critères de performance minimales spécifiés par le code CAN/CSA-S6:19, une étude de cas sur un pont isolé à la base avec un comportement inélastique est réalisée, pour le site de Rivière-du-Loup. Pour un niveau de dommage réparable, la probabilité de défaillance et l'indice de fiabilité estimés sont respectivement de $P_{f_{IE}} = 0,126 \times 10^{-3}$ et $\beta_{IE} = 3,66$. Ces dernières valeurs sont comparables à celles associées au dimensionnement élastique ($P_{f_{IE}} = 0,126 \times 10^{-3}$ versus $P_{f_E} = 0,153 \times 10^{-3}$ et $\beta_{IE} = 3,66$ contre $\beta_E = 3,61$).

Afin de mieux évaluer la fiabilité sismique des ponts isolés à la base en régions froides il est nécessaire d'appliquer la méthodologie proposée à des cas plus complexes de ponts isolés à la base, de considérer plus d'états limites et de conditions (e.g. le vieillissement du pont et du système d'isolation sismique). En particulier, plusieurs axes de recommandations sont possibles :

- développer le modèle (plusieurs degrés de liberté) et les analyses dynamiques (ex. analyse dynamique non linéaire) pour vérifier et valider les résultats de défaillance ou de survie (sécurité) issus du pont étudié. Cependant, pour les ponts complexes, modélisés par éléments finis et analysés sous chargements sismiques temporels, l'échantillonnage Monte-Carlo devient très coûteux en termes de temps de calcul. Comme palliatif, la méthode d'échantillonnage améliorée (dite d'échantillonnage latin d'hypercube) ainsi que des méthodes de réduction de la variance (voir CHAPITRE 2) pourraient être utilisées;
- inclure le vieillissement comme condition de variation des propriétés du système d'isolation sismique étudié. Pour ce faire, établir des relations entre les propriétés hystérétiques du système d'isolation sismique et l'âge de la structure. Ce dernier peut aussi affecter les propriétés du béton (ex. module élastique, contrainte de compression, déformations, etc.) et de l'acier (ex. contrainte de traction, corrosion, etc.). Cependant, l'isolation sismique à la base demeure une technologie relativement jeune (utilisée depuis environ 40 ans) et peu de données sont disponibles sur l'effet du temps sur les propriétés des systèmes d'isolation sismique;
- poursuivre et élargir la revue de la littérature des paramètres considérés comme déterministes. Il est plausible de croire que, parfois, des paramètres déterministes sont clés et ont une importance sur la probabilité de défaillance qui pourraient être plus signifiant que l'effet de la température ambiante ou du séisme. De plus, il est recommandé de recourir à des tests in-situ pour améliorer la précision dans l'estimation des incertitudes épistémiques. Dans ce sens, l'approche bayésienne peut être pertinente;
- traiter l'effet du raidissement thermique évalué sur la base de sa probabilité d'occurrence avec le séisme et de son intensité. Cet effet a été négligé dans le cadre du

traitement de l'effet des basses températures sur les systèmes d'isolation sismique en élastomère à noyau de plomb;

- appliquer la méthodologie développée sur des cas de systèmes d'isolation sismique à base de friction : 1) système de pendule à friction; 2) système d'isolation à base de glissement avec élastomère confiné (de Goodco-ZTech) ou appui à disque (le Eradiquake de RJ Watson);
- proposer des facteurs de pondération (ou de sécurité) pour tenir compte des effets concomitants au séisme et les combiner en visant une fiabilité cible prédéfinie.

À noter que trois articles de conférences ont aussi été publiés en lien avec l'objectif spécifique 1, il s'agit de :

- Nassar Mohamad, Guizani Lotfi, Nollet Marie-José & Tahan Antoine (2019, mai). A Probabilistic Approach to Assess Seismic Base-isolated Bridges Reliability in Cold Climate. Affiche présentée à 12th Canadian Conference on Earthquake Engineering (CCEE), Québec, Canada;
- Nassar Mohamad, Guizani Lotfi, Nollet Marie-José & Antoine Tahan (2018a, mai). Approche probabiliste pour évaluer la fiabilité des ponts isolés à la base, sous l'effet simultané des séismes et de la température en régions froide. Communication présentée au 25ième colloque sur la progression québécoise sur les ouvrages d'art, Québec, Canada;
- Nassar Mohamad, Guizani Lotfi, Nollet Marie-José & Tahan Antoine (2018b, juin). A Probability Approach to Assess Seismic Base-isolated Bridges Reliability in Cold Climate. Communication présentée à 11th National Conference on Earthquake Engineering, Los Angeles, USA.

ANNEXE I

Code Matlab pour le calcul de la fiabilité

```
% Notes pour l'utilisateur :
% ** Les scripts-Matlab de toutes les fonctions non intégrées dans
% Matlab sont incluses dans ce code ci-dessous. Avant de lancer le
% script-Matlab, l'utilisateur doit les intégrer dans Matlab de la
% façon appropriée;
% ** Le vecteur de données de température (appelé RR) doit être défini
dans Matlab. Le lien vers la base de données de Environnement Canada
est donné.

clc;
clear all;
%nombre d'itérations
N=1000000;
%Poids sismique
W=7500;
%RR Matrix: Température ambiante 1963-2013 (à définir avant de
%lancer le code Matlab - Les données sont obtenues sur ce lien)

load ('RR.mat');
%Vecteur/matrice zeros
F1=zeros(N,1);disp=zeros(N,1);dload=zeros(N,1);
%-----Laplace transformation T_in to T_out----
sys=tf([1],[6.8 1]);t=1:341684;
SP=RR(1:341684);
T_out=lsim(sys,SP,t);
x=T_out;
%% pdf-mixture fit pour T_out

pdf_normmixture = @(x,p,mu1,mu2,sigma1,sigma2) ...
    p*normpdf(x,mu1,sigma1) + (1-
p)*normpdf(x,mu2,sigma2);
pStart = .5;
muStart = quantile(x,[.25 .75]);
sigmaStart = sqrt(var(x) - .25*diff(muStart).^2);
start = [pStart muStart sigmaStart sigmaStart];
lb = [0 -Inf -Inf 0 0];
ub = [1 Inf Inf Inf Inf];
paramEsts = mle(x, 'pdf',pdf_normmixture, 'start',start, ...
    'lower',lb, 'upper',ub);
statset('mlecustom');
```

```

options = statset('MaxIter',1000,
'MaxFunEvals',10000);
paramEsts = mle(x, 'pdf',pdf_normmixture, 'start',start, ...
                'lower',lb, 'upper',ub,
                'options',options);

%% Générer des réalisations de T_out qui suit la pdf-mixture de
T_out
for i=1:N
U(i) = rand(1,1)<=paramEsts(1);
R(i) = U(i)*normrnd(paramEsts(2),paramEsts(4))+(1-
U(i))*normrnd(paramEsts(3),paramEsts(5));
end

% modèle de la variation des prop Kd et Qd en fonction de la T_out
for i=1:N
G(i)=normrnd(0.88, 0.88*0.06);
Ab(i)= pi*((normrnd(580,580*0.04)^2)-(normrnd(72,72*0.04)^2));
Kd(i)= (1.1*G(i)*Ab(i)/(normrnd(200,200*0.04)))/1000;
lambdaK(i)=lognrnd(1,1.1);
end

for i=1:N
sigma_0(i)=normrnd(10.9,10.9*0.1);
Qd(i)=(0.9*sigma_0(i)*pi*(normrnd(72,72*0.04))^2)/1000;
lambdaQ(i)=lognrnd(1,1.1);
end

for i=1:N
    if R(i) < 30
Kd_(i)= 1*Kd(i)*lambdaK(i)*(0.0005*R(i)^2-0.03*R(i)+1.4);
    else
Kd_(i)= 1*Kd(i)*lambdaK(i)*((-0.00058*(R(i)-30)+0.95));
    end
end

for i=1:N
    % if R(i)> -31.4 || R(i)< 30.3
    Qd_(i)= 1*Qd(i)*lambdaQ(i)*exp(-0.0069*(R(i)-20));
    % end
end

%Générer des valeurs de charge morte qui suivent une loi normale
dload= random('Normal',(1.05*W),(0.1*1.05*W),N,1);

%Courbe CDF Sa
Y=[0;0.05; 0.1; 0.2; 0.3; 0.5; 1 ;2 ;5 ;10];
%période de la structure

```

```

Sad=[0 0.0037 0.0053 0.0071 0.0141 0.0237 0.0383 0.0594
0.068 0.1024];
FSad=[0 0.98 0.9862 0.99 0.9956 0.9979 0.999 0.9995 0.9996 1];
Finv = @(u) interp1(FSad,Sad,u,'linear','extrap');

%Générer des réalisations qui suivent la distribution CDF de Sa
for i=1:N
u(i) = rand(1,1);
ri(i)=Finv(u(i));
end

spctrel=zeros();
j=1;

for i=1:N-1
if ri(i)>0
S(j)=ri(i);
j=j+1;
end
end

for i=1:j-1
spectrel(i,:)=spc_MTL1(S(i));
fc(i)=normrnd(30,0.12*30);Ec(i)=4500*sqrt(fc(i));
Inertie(i)= normrnd(1200,1200*0.04)^4/12;

K_sub(i)=((3*Ec(i)*Inertie(i)*0.7)/(normrnd(5000,5000*0.04)^3))*10^-3;

[F1(i),W(i),DEP(i),Keff(i),D21(i)]=Force112(Kd_(i),Qd_(i),dload(i),spectrel(i,:),Y,K_sub(i));
end

%k=1;
k=1;
for i=1:N-1
if F1(i)~=0
if isnan(F1(i))~=1
M_F(k)=F1(i)*5;
F(k)=F1(i);
%F(k)=normrnd(0.98,0.37)*F2(k);
K_subb(k)=K_sub(i);
WW(k)=W(i);
fpc(k)=fc(i);
DEPP(k)=DEP(i);
RRN(k)=R(i);
spectreeel(k,:)=spectrel(i,:);
Kd_def(k)=Kd_(i);Qd_def(k)=Qd_(i);Period(k)=Periode(i);
B_eff(k)=Bi(i);

```

```

        % L(k) = 917.*randn(1,1) + 36406.4;
        k=k+1;
    end
end
end

%calcul de la probabilité de défaillance
%Set default font type

set(0,'DefaultAxesFontName', 'Helvetica')

%N=2000000;
Def=zeros();w=1;d3=0;d4=0;d5=0;d=0;
d=1;d1=0;d2=0;TF=0;TF1=0;TF2=0;p=0;p1=0;p2=0;Tempd=0;mnpg=0;

for i=1:k-1

    [resistancex,resistancey]=sns_MTL(WW(i)+0.15*F(i),fpc(i));

    p(i)=interp1(resistancey,resistancex,M_F(i));
    TF(i)=isnan(p(i));
    if 0.3* M_F(i) > p(i)-100 || resistancex(1)-100 < M_F(i)
        d=d+1; INTER(d)=DEPP(i);
        Spectre_deff(d,:)=spectreeel(i,:);
        Tempd(d)=RR(i);
    M_FF(d)=M_F(i);WWW(d)=WW(i);DE(d)=DEPP(i);Periodee(d)=Period(i);
    BB_def(d)=B_eff(i);Kd_def;
    end
    if TF(i)==1
        INTER(d)=DEPP(i); d=d+1;
    end
end

    mm=0;
    for i=1:k-1
        if abs(DEPP(i)) > 1.25*44
            mm=mm+1;
        end
    end

    pfmcM= (d)/N;
    betaM=-norminv(pfmcM);
    pfmcD= (mm)/N;
    betaD=-norminv(pfmcD);

    mmm=0;
    for i=1:d-1
        if INTER(i) > 1.25*44
            mmm=mmm+1;

```

```

end
end

pf = (d/N) + (mm/N) - (mmm/N) ;
beta=-norminv(pf) ;

d1=0;d2=0;

for i=1:341684
    if SP(i)<-9.5
        d2=d2+1;
    end
end
d3=0;

for i=1:length(T_out)
    if T_out(i)<=-9.5
        d3=d3+1;
    end
end
for i=1:length(Tempd)
    if Tempd(i)<-9.5
        d1=d1+1;
    end
end

pf = (d/N) + (mm/N) - (mmm/N) ;
beta=-norminv(pf) ;

%-----
Calcul de la réponse du pont : function name Forcel12

% comme entrée la fonction prend les propriétés Kd et Qd le poids W
et les vecteurs spectre/période en fonction de S ainsi que K_sub
function[F,W,D_isol,K_eff,D21] = Forcel12(Kd,Qd,W,spectre1,Y,K_sub)
%un déplacement initial
for i=1:10
    spectred(i)=spectre1(i)*250*Y(i).*Y(i);
end
D=30;ST=0;
%la rigidité de l'hyperstructure
Kpsub=K_sub;
alfa=(Kd*D+Qd)/((Kp_sub*D)-Qd);
K_eff=(alfa*Kp_sub)/(1+alfa);
D_isol=D/(1+alfa);
T_eff=(2*pi)*sqrt(W/(9.81*K_eff*1000));
beta=(2*Qd)/(pi*K_eff*D);
B=(beta/0.05).^0.2;
%ici on fait l'interpolation pour tirer S(T_eff)
if (T_eff >2)

```

```

    Sdt=abs(interp1(Y,spectred,T_eff,'linear','extrap'));
    ST= Sdt/(250*T_eff^2);
else
    ST=abs(interp1(Y,spectrel,T_eff,'linear','extrap'));
end
D21=(250 *ST* T_eff*T_eff)/B;
S=(D21-D)/D21;
%test sur la valeur de D
%changer tant que S>0.0
while(abs(S)>0.2)
    D=D21;
    alfa= (Kd*D+Qd)/((Kp_sub*D)-Qd);
    K_eff_=(alfa*Kp_sub)/(1+alfa);
    K_eff=K_eff_;
    D_isol=D/(1+alfa);
    D_y=Qd/(9*Kd);
    T_eff=(2*pi)*sqrt(W/(9.81*K_eff*1000));
    beta=(2*Qd)./(pi*K_eff*D);
    B=(beta/0.05).^0.2;
    if (T_eff > 2)
        Sdt=abs(interp1(Y,spectred,T_eff,'linear','extrap'));
        ST= Sdt/(250*T_eff^2);
    else
        ST=abs(interp1(Y,spectrel,T_eff,'linear','extrap'));
    end
    %Csm=(A*Si)/(B*T_eff);
    D21=(250 * ST* T_eff*T_eff)/B;
    S=(D21-D)/D21;
end
end

%sortir les valeurs de F et D
F=K_eff*D21;
Fp=Kp_sub.*(D21-D_isol);
deltaF=(Fp-F);
while abs(deltaF)> 0.01*abs(F)
    Kp_sub= Fp/(D21-D_isol);
    alfa=(Kd*D+Qd)/((Kp_sub*D)-Qd);
    K_eff=(alfa*Kp_sub)/(1+alfa);
    %vue qu'on a deux culées avec IS on multiplie par 2
    %aussi voir le fichier excel project.xlsx
    D_isol=D/(1+alfa);
    T_eff=(2*pi)*sqrt(W/(9.81*K_eff*1000));
    beta=(2*Qd)./(pi*K_eff*D);
    B=(beta/0.05).^0.2;
    %ici on fait l'interpolation pour tirer S(T_eff)
    if (T_eff >2)
        Sdt=abs(interp1(Y,spectred,T_eff,'linear','extrap'));
        ST= Sdt/(250*T_eff^2);
    else

```

```

    ST=abs(interp1(Y,spectre1,T_eff,'linear','extrap'));
end
D21=(250 *ST* T_eff*T_eff)/B;
S=(D21-D)/D21;
%test sur la valeur de D
%changer tant que S>0.0
if (D21>5)
while(abs(S)>0.2)
    D=D21;
    alfa= (Kd*D+Qd)/((Kp_sub*D)-Qd);
    K_eff_=(alfa*Kp_sub)/(1+alfa);
    K_eff=K_eff_;
    D_isol=D/(1+alfa);
    D_y=Qd/(9*Kd);
    T_eff=(2*pi)*sqrt(W/(9.81*K_eff*1000));
    beta=(2*Qd)/(pi*K_eff*D);
    B=(beta/0.05).^0.2;
    if (T_eff > 2)
        Sdt=abs(interp1(Y,spectred,T_eff,'linear','extrap'));
        ST= Sdt/(250*T_eff^2);
    else
        ST=abs(interp1(Y,spectre1,T_eff,'linear','extrap'));
    end
    %Csm=(A*Si)/(B*T_eff);
    D21=(250 * ST* T_eff*T_eff)/B;
    S=(D21-D)/D21;
end
else
    D=0;
end
end
F=K_eff*D21;D_isol;Kp_sub;
D21;Per=T_eff;ST;Bi=B;
end

```

LISTE DES RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abdo, T., & Rackwitz, R. (1991). A new beta-point algorithm for large time-invariant and time-variant reliability problems. Dans *Reliability and Optimization of Structural Systems' 90* (pp. 1-12). Springer.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (2000). *AASHTO guide specifications for seismic isolation design*. AASHTO GSSID. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (2014). *AASHTO guide specifications for seismic isolation design*. AASHTO GSSID. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (2017). *AASHTO LRFD bridge design specifications*. AASHTO LRFD. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (2008). *AASHTO LRFD bridge design specifications*. AASHTO LRFD. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (1999). *AASHTO Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (2002). *AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Adams, J., & Atkinson, G. (2003). Development of seismic hazard maps for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(2), 255-271.
- Adams, J., & Halchuk, S. (2019). Uncertainty spread in the 5th Generation seismic hazard results used in NBCC2015. In *Proceedings of 12th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Quebec*, Juin 2019. pp. 17-20. 2019.
- Adams, J., Halchuk, S., Allen, T., & Rogers, G. (2015). Canada's 5th generation seismic hazard model, as prepared for the 2015 National Building Code of Canada. Dans *Proceedings of the 11th Canadian conference on earthquake engineering, July 21-24, 2015* (pp. 1-11). Victoria, CA: Canadian Association for Earthquake Engineering.

- Ahmad, N., Shakeel, H., & Masoudi, M. (2020). Design and development of low-cost HDRBs seismic isolation of structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(3), 1107-1138.
- Akbari, S., & Khanmohammadi, M. (2021). A probabilistic framework to make a decision on the post-earthquake functionality of bridges considering the damage, residual displacement, and aftershock. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1-26.
- Alipour, A., Shafei, B., & Shinozuka, M. (2012). Reliability-based calibration of load and resistance factors for design of RC bridges under multiple extreme events: Scour and earthquake. *Journal of Bridge Engineering*, 18(5), 362-371.
- Allen, D. (1991). Limit states criteria for structural evaluation of existing buildings. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 18(6), 995-1004.
- Allen, D. (1992). Canadian highway bridge evaluation: reliability index. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 19(6), 987-991.
- Allen, D. E. (1975). Limit states design-A probabilistic study. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2(1), 36-49.
- Ankik, D. (2019). *Comportement sous basses températures des composés en élastomère utilisés dans les isolateurs sismiques de ponts.* (Mémoire de maitrise, École de technologie supérieure, Montréal, QC).
- Asmussen, S., Binswanger, K., & Højgaard, B. (2000). Rare events simulation for heavy-tailed distributions. *Bernoulli*, 6(2), 303-322.
- Asmussen, S., & Glynn, P. W. (2007). *Stochastic simulation: algorithms and analysis* (Vol. 57). Springer Science & Business Media.
- Atkinson, G. M., & Boore, D. M. (2006). Earthquake ground-motion prediction equations for eastern North America. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(6), 2181-2205.
- Atkinson, G. M. (2008). Ground-motion prediction equations for eastern North America from a referenced empirical approach: Implications for epistemic uncertainty. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 98(3), 1304-1318
- Atkinson, G. M. (2012). White paper on proposed ground-motion prediction equations (GMPEs) for 2015 National Seismic Hazard Maps.
Repéré à http://www.seismotoolbox.ca/GMPEtables2012/r12_GMPEs9b.pdf
- Atkinson, G. M., & Adams, J. (2013). Ground motion prediction equations for application to the 2015 Canadian national seismic hazard maps. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(10), 988-998.

Audebert, S., Batou, A., Daouk, S., Soize, C., & Louf, F. (2016). Estimer l'incertitude de modèles en dynamique des structures industrielles. Dans.

ASM. 1979. ASM Handbook, Volume 10 - Materials Characterization. ASM International.

Baroth, J., Schoefs, F., & Breysse, D. (2011). *Fiabilité des ouvrages: sûreté, variabilité, maintenance, sécurité*. Paris, France: Lavoisier.

Bartoli, G., Betti, M., Biagini, P., Borghini, A., Ciavattone, A., Girardi, M., Pintucchi, B. (2017). Epistemic uncertainties in structural modeling: a blind benchmark for seismic assessment of slender masonry towers. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 31(5), 04017067.

Bathurst, R. J., Allen, T. M., Miyata, Y., Javankhoshdel, S., & Bozorgzadeh, N. (2019). Performance-based analysis and design for internal stability of MSE walls. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 1-12.

Beji, A. (2015). *Effet de la variation des paramètres caractéristiques des isolateurs sismiques affectés par la température sur le comportement des ponts isolés*. (Mémoire de maîtrise, École de technologie supérieure, Montréal, QC).

Baji, H. (2014). The effect of uncertainty in material properties and model error on the reliability of strength and ductility of reinforced concrete members, (thèse de doctorat, University of Queensland-Australia.

Bentz, E. C. (2000). Sectional analysis of reinforced concrete members (p. 310). University of Toronto.

Bertero, R. D., & Bertero, V. V. (2002). Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 627-652.

Brisebois, P. (2012). *Combination of Thermal and Seismic Displacements for the Design of Base Isolation Systems of Bridges in Canada*. (Mémoire de Maîtrise, McGill University, Montreal, QC).

Bucher, C. G. (1988). Adaptive sampling—an iterative fast Monte Carlo procedure. *Structural safety*, 5(2), 119-126.

Bucher, C. (2011). Methods of Reliability Analysis in the context of RDO. Dans *Proceedings of Weimarer Optimierungsund Stochastiktage 8.0, 24-25 November 2011*. Vienna, Autriche.

- Buckle, I. G., Constantinou, M. C., Diceli, M., & Ghasemi, H. (2006). *Seismic isolation of highway bridges*. Buffalo, NY: MCEER, University at Buffalo, the State University of New York.
- Bucklew, J. (2013). *Introduction to rare event simulation*. Springer Science & Business Media.
- Bugallo, M. F., Elvira, V., Martino, L., Luengo, D., Miguez, J., & Djuric, P. M. (2017). Adaptive importance sampling: The past, the present, and the future. *IEEE Signal Processing Magazine*, 34(4), 60-79.
- Canadian Standards Association. (2000). *Canadian Highway Bridge Design Code*. Norme CAN/CSA-S6-00, Rexdale, ON: Canadian Standards Association.
- Canadian Standards Association. (2006). *Canadian Highway Bridge Design Code*. Norme CAN/CSA-S6-06, Rexdale, ON: Canadian Standards Association.
- Canadian Standards Association. (2014). *Canadian Highway Bridge Design Code*. Norme CAN/CSA-S6-14, Rexdale, ON: Canadian Standards Association.
- Canadian Standards Association. (2014). *Design of Concrete Structures*. Norme CAN/CSA-A23.3, Mississauga, ON: Canadian Standards Association. .
- Canadian Standards Association. (2019). *Canadian Highway Bridge Design Code*. Norme CAN/CSA-S6:19, Rexdale, ON: Canadian Standards Association.
- Canadian Standards Association. (2019b). *Commentary on Canadian Highway Bridge Design Code*. Commentaire Norme CAN/CSA-S6:19.1, Rexdale, ON: Canadian Standards Association.
- Cardone, D., & Gesualdi, G. (2012). Experimental evaluation of the mechanical behavior of elastomeric materials for seismic applications at different air temperatures. *International Journal of Mechanical Sciences*, 64(1), 127-143.
- Castaldo, P., Amendola, G., & Palazzo, B. (2017). Seismic fragility and reliability of structures isolated by friction pendulum devices: seismic reliability-based design (SRBD). *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(3), 425-446.
- Castaldo, P., Palazzo, B., & Della Vecchia, P. (2015). Seismic reliability of base-isolated structures with friction pendulum bearings. *Engineering Structures*, 95, 80-93.
- Castaldo, P., & Ripani, M. (2016). Optimal design of friction pendulum system properties for isolated structures considering different soil conditions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 90, 74-87.

- Castaldo, P., Ripani, M., & Priore, R. L. (2018). Influence of soil conditions on the optimal sliding friction coefficient for isolated bridges. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 111, 131-148.
- Chen, J., Liu, W., Peng, Y., & Li, J. (2007). Stochastic seismic response and reliability analysis of base-isolated structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 11(6), 903-924.
- Chen, W.-F., & Duan, L. (2014). *Bridge Engineering Handbook: Construction and Maintenance* (2e éd.). Florida, USA: CRC press.
- ChienKuo, C., Eiki, Y., & Santoso, D. (2020). Seismic resilience analysis of a retrofit-required bridge considering moment-based system reliability. *Structure and Infrastructure Engineering*, 1-22.
- Chopra, A. K. (2011). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (Global ed of 4th revised ed éd.). Harlow, United Kingdom: Pearson Education Limited
- Choun, Y.-S., Park, J., & Choi, I.-K. (2014). Effects of mechanical property variability in lead rubber bearings on the response of seismic isolation system for different ground motions. *Nuclear Engineering and Technology*, 46(5), 605-618.
- Cimellaro, G. P., & Marasco, S. (2018). *Introduction to Dynamics of Structures and Earthquake Engineering*. Seismic Hazard Analysis, Springer International Publishing, Italy.
- Clark, P. W., Kelly, J. M. et Aiken, I. D. (1996). Aging studies of high-damping rubber and lead-rubber seismic isolators. Communication présentée au *4th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges*. Tokyo, Japan.
- Collins, K., Wen, Y. K., & Foutch, D. (1996). Dual-level seismic design: a reliability-based methodology. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25(12), 1433-1467.
- Constantinou, M., & McVitty, W. (2015). *Property Modification Factors for Seismic Isolators: Design Guidance for Buildings*. Buffalo, NY: MCEER, University at Buffalo, the State University of New York. .
- Constantinou, M., & Papageorgiou, A. (1990). Stochastic response of practical sliding isolation systems. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 5(1), 27-34.
- Constantinou, M., & Quarshie, J.K. (2007). Performance of Seismic Isolation Hardware under Service Seismic Loading. Technical Report MCEER-07-0012, MCEER, University of New York at Buffalo, Buffalo, NY 14261.

- Constantinou, M., Tsopelas, P., Kasalanati, A., & Wolff, E. D. (1999). *Property modification factors for seismic isolation bearings*. Buffalo, USA: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- Constantinou, M., Whittaker, A., Fenz, D., & Apostolakis, G. (2008). *Seismic isolation of bridges. (contract 65A0174)*. USA: University at Buffalo, Report to Caltrans.
- Constantinou, M., Whittaker, A., Kalpakidis, Y., Fenz, D., & Warn, G. P. (2007). *Performance of seismic isolation hardware under service and seismic loading*. Buffalo, USA : Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- Constantinou, M., Kalpakidis, I. V., Filiatrault, A., & Lay, R. E. (2011). *LRFD-Based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators*. Buffalo, NY: MCEER, University at Buffalo, the State University of New York.
- Constantinou, M., Tsopelas, P., Kasalanati, A., & Wolff, E. D. (1999). *Property modification factors for seismic isolation bearings*. Buffalo, NY: MCEER, University at Buffalo, the State University of New York.
- Constantinou, M., Whittaker, A., Kalpakidis, Y., Fenz, D., & Warn, G. P. (2007). *Performance of seismic isolation hardware under service and seismic loading*. Buffalo, NY: MCEER-07-0012, University at Buffalo, the State University of New York.
- Cremona, C. (2012). *Structural performance: probability-based assessment*. France: John Wiley & Sons.
- Der Kiureghian, A., & Liu, P.-L. (1986). Structural reliability under incomplete probability information. *Journal of Engineering Mechanics*, 112(1), 85-104.
- Der Kiureghian, A. (2013). *Structural and System REliability Department of Civil and Enviromental Engineering, UC Berkley*.
- Der Kiureghian, A., & Ditlevsen, O. (2009). Aleatory or epistemic? Does it matter? *Structural safety*, 31(2), 105-112.
- Der Kiureghian, A. (2005). First- and second-order reliability methods. Chapter 14 in *Engineering design reliability*. CRC Press, Boca Raton, FL.
- DesRoches, R., & Smith, B. (2004). Shape memory alloys in seismic resistant design and retrofit: a critical review of their potential and limitations. *Journal of earthquake engineering*, 8(3), 415-429.

- Dicleli, M., & Buddaram, S. (2006). Effect of isolator and ground motion characteristics on the performance of seismic-isolated bridges. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 35(2), 233-250.
- Dicleli, M., & Buddaram, S. (2007). Comprehensive evaluation of equivalent linear analysis method for seismic-isolated structures represented by sdof systems. *Engineering Structures*, 29(8), 1653-1663.
- Ditlevsen, O., & Madsen, H. O. (1996). *Structural reliability methods* (Vol. 178). Wiley New York.
- Dong, J., Cai, C. S., & Okeil, A. M. (2011). Overview of potential and existing applications of shape memory alloys in bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 16(2), 305-315.
- El-Tayeb, E. H., El-Metwally, S. E., Askar, H. S., & Yousef, A. M. (2017). Thermal analysis of reinforced concrete beams and frames. *HBRC Journal*, 13(1), 8-24.
- Ellingwood, B. (1980). *Development of a probability based load criterion for American National Standard A58: Building code requirements for minimum design loads in buildings and other structures*. USA: National Bureau of Standards.
- Ellingwood, B., & Galambos, T. V. (1982). Probability-based criteria for structural design. *Structural safety*, 1(1), 15-26.
- European Committee for Standardization (2006). *Design of structures for earthquake resistance-part 2: Bridges*. Eurocode 8. Brussels: European Committee for Standardization
- European Committee for Standardization (2002). *Design of concrete structures*. Eurocode 2. Brussels: European Committee for Standardization
- Environnement Canada. 2021. Tiré de www.climate.weather.gc.ca.
- Everitt, B. S. (1985). *Mixture Distributions—I*, *Encyclopedia of statistical sciences*, 7.
- Federal Highway Administration. (2001). *Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Substructures*. FHWA. Washington, DC: Federal Highway administration.
- Filiatrault, A. (2013). *Elements of earthquake engineering and structural dynamics*: Presses inter Polytechnique.

- García-Soto, A., Hernández-Martínez, A., & Valdés-Vázquez, J. G. (2015). Probabilistic assessment of a design truck model and live load factor from weigh-in-motion data for Mexican Highway bridge design. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 42(11), 970-974.
- Ghasemi, S. H., & Nowak, A. S. (2016). Reliability analysis for serviceability limit state of bridges concerning deflection criteria. *Structural Engineering International*, 26(2), 168-175.
- Ghasemi, S. H., & Nowak, A. S. (2017a). Target reliability for bridges with consideration of ultimate limit state. *Engineering Structures*, 152, 226-237.
- Ghasemi, S. H., & Nowak, A. S. (2017b). Reliability index for non-normal distributions of limit state functions. *Structural Engineering and Mechanics*, 62(3), 365-372.
- Ghasemi, S. Hooman, and Ji Yun Lee (2021). Measuring Instantaneous Resilience of a Highway Bridge Subjected to Earthquake Events. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*.
- Ghasemi, M., & Talaeitaba, S. B. (2020). On the effect of seismic base isolation on seismic design requirements of RC structures. In *Structures* (Vol. 28, pp. 2244-2259). Elsevier.
- Ghobarah, A., & Ali, H. (1988). Seismic performance of highway bridges. *Engineering Structures*, 10(3), 157-166.
- Ghobarah, A., & Ali, H. (1990). Seismic design of base-isolated highway bridges utilizing lead-rubber bearings. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 17(3), 413-422.
- Ghobarah, A. (2001). Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Engineering Structures*, 23(8), 878-884.
- Guay, L.-P. (2016). *Évaluation des effets des basses températures sur les ponts isolés sismiquement à l'aide d'isolateurs en élastomère* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal). Tiré de <https://publications.polymtl.ca/2136/>
- Guay, L.-P., & Bouaanani, N. (2016). Assessment of low temperature exposure for design and evaluation of elastomeric bridge bearings and seismic isolators in Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 43(9), 851-863.
- Guizani, L. (2003). *Sur l'isolation sismique des ponts au Canada*. Communication présentée au 10e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Quebec, QC

- Guizani, L. (2007). *Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec: Mise au point*. Communication présentée au 10e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Quebec, QC
- Guizani, L., & Chaallal, O. (2010). Mise en conformité sismique des ponts par isolation de la base—Application au pont Madrid au Québec. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 38(1), 1-10.
- Goulet, J.-A. (2016). Lectures notes : CIV8530 - Structural and System Reliability. *Fiabilité des systèmes*.
- Hammersley, J. & D. Handscomb. (1964). *Monte Carlo Methods*. Methuen & Co., Ltd., London, England..
- Halchuk, S., Allen, T., Adams, J., & Rogers, G. (2014). "Fifth generation seismic hazard model input files as proposed to produce values for the 2015 National Building Code of Canada". *Geol. Surv. Canada Open File*, 7576, 15.
- Haldar, A., & Mahadevan, S. (2000). *Probability, reliability, and statistical methods in engineering design*, Wiley, New York, USA.
- Humar, J. (2015). Background to some of the seismic design provisions of the 2015 National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 42(11), 940-952.
- Hofmann, W. 1970. Lead and lead alloys. Springer.
- Hwang, J., & Chiou, J. (1996). An equivalent linear model of lead-rubber seismic isolation bearings". *Engineering Structures*, 18(7), 528-536.
- Hwang, J., & Sheng, L. (1994). "Equivalent elastic seismic analysis of base-isolated bridges with lead-rubber bearings. *Engineering Structures*, 16(3), 201-209.
- Imai, K., & Frangopol, D. M. (2002). System reliability of suspension bridges. *Structural safety*, 24(2-4), 219-259.
- Jangid, R. (2004). Seismic response of isolated bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 9(2), 156-166.
- Kahn, H., & Marshall, A. W. (1953). Methods of reducing sample size in Monte Carlo computations. *Journal of the Operations Research Society of America*, 1(5), 263-278
- Kale, Ö., Akkar, S., Ansari, A., & Hamzehloo, H. (2015). A ground-motion predictive model for Iran and Turkey for horizontal PGA, PGV, and 5% damped response spectrum: Investigation of possible regional effects. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 105(2A), 963-980.

- Kalinina, A., Spada, M., Marelli, S., Burgherr, P., & Sudret, B. (2016). *Uncertainties in the risk assessment of hydropower dams: state-of-the-art and outlook*. (Paul Scherrer Institute, 5232 Villigen, Switzerland; ETH Zurich).
- Kalpakidis, I. V., & Constantinou, M. C. (2008). *Effects of heating and load history on the behavior of lead-rubber bearings*. Buffalo, USA: MCEER, University at Buffalo, State University of New York.
- Kalpakidis, I. V., & Constantinou, M. C. (2009a). Effects of heating on the behavior of lead-rubber bearings. I: theory. *Journal of Structural Engineering*, 135(12), 1440-1449.
- Kalpakidis I.V., & Constantinou M.C. (2009b). Effects of Heating on the Behavior of Lead-Rubber Bearings. II: Verification of Theory. *Journal of Structural Engineering*, 135(12):1450–1461.
- Kelly, J. M. (2002). Seismic isolation systems for developing countries. *Earthquake Spectra*, 18(3), 385-406.
- Kennedy, D. L., Gagnon, D. P., Allen, D. E., & MacGregor, J. G. (1992). Canadian highway bridge evaluation: load and resistance factors. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 19(6), 992-1006.
- Kitayama, S., & Constantinou, M. C. (2019). Probabilistic seismic performance assessment of seismically isolated buildings designed by the procedures of ASCE/SEI 7 and other enhanced criteria. *Engineering Structures*, 179, 566-582.
- Konečný, P. (2010). Effect of the Number of Random Variables on Precision of Probability of failure Estimation using the Monte Carlo Simulation Method. *Transactions of the VŠB–Technical University of Ostrava, Civil Engineering Series*, 10(2), 1-10.
- Kotha, S. R., Bindi, D., & Cotton, F. (2016). Partially non-ergodic region specific GMPE for Europe and Middle-East. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(4), 1245-1263.
- Koval, V. (2015). *Improved Simplified Methods for Effective Seismic Analysis and Design of Isolated and Damped Bridges in Western and Eastern North America*. (Mémoire de maitrise, université de Toronto, Toronto, ON).
- Kropivnitskaya, Y. Y., Tiampo, K. F., Qin, J., & Bauer, M. A. (2016). Impact Of The Ground Motion Prediction Equation Changes On Eastern CANADA HAZARD MAPS présentée à *CSCE Annual Conference*, London, Canada.
- Lee, R., & Bradley, B. (2019). Progress Toward New Zealand-wide Hybrid Broadband Ground Motion Simulation Validation. Dans *Pacific Conference on Earthquake Engineering* (pp. 4-6).

- Lee, R. L., Bradley, B. A., Stafford, P. J., Graves, R. W., & Rodriguez-Marek, A. (2020). Hybrid broadband ground motion simulation validation of small magnitude earthquakes in Canterbury, New Zealand. *Earthquake Spectra*, 36(2), 673-699.
- Lemaire, M. (2008). *Approche probabiliste du dimensionnement: Modélisation de l'incertain et méthodes d'approximation. Techniques de l'ingénieur*. Repéré à <https://www.techniques-ingenieur.fr/>
- Lemaire, M. (2013). *Structural reliability*. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons.
- Lestuzzi, P., Sellami, S., & Badoux, M. (2008). *Génie Parasismique: conception et dimensionnement des bâtiments*. Montréal, QC: PPUR presses polytechniques.
- Li, D., Xue, S., & Tang, H. (2017). Epistemic Uncertainty Quantification of Seismic Damage Assessment. *Chapters*.
- Lyonnet, P.(2006). *Ingénierie de la fiabilité*. Tec & Doc, Lavoisier, Paris.
- MacGregor, J. G. (1976). Safety and limit states design for reinforced concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 3(4), 484-513.
- MacGregor, J. G. (1983). Load and resistance factors for concrete design. *Journal Proceedings*, 80(4), 279-287.
- Makris, N. (2019). Seismic isolation: Early history. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 48(2), 269-283.
- Makris, N., & Chang, S. P. (2000). "Effect of viscous, viscoplastic and friction damping on the response of seismic isolated structures". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 29(1), 85-107.
- Marano, G. C. (2005). Probabilistic seismic response and reliability assessment of isolated bridges. *Earthquake engineering and engineering vibration*, 4(1), 95-106.
- Maret, A. (2016). *Étude du comportement thermodynamique d'appuis isolateurs sismiques sous chargements cycliques à basses températures* (mémoire de maîtrise, École de technologie supérieure, Montréal, QC).
- Melchers, R. E. (1989). Importance sampling in structural systems. *Structural safety*, 6(1), 3-10.
- Melchers, R. E., & Beck, A. T. (2018). *Structural reliability analysis and prediction*. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons.

- Melhem, M. (2020). A structural reliability approach for the management of heavy vehicle access on highway bridge networks.
- Meyers, M. A., & Chawla, K. K. (2008). *Mechanical behavior of materials*. Cambridge university press.
- Moradiankhabiri, M., Guizani, L., & Khaled, A. (2016). *Comportement sismique des piles de ponts isolés à la base avec faibles taux d'armatures longitudinales*. Communication présentée au 23e colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art. Québec, QC.
- Morgan, T., Whittaker, A. S. & Thompson, A., (2001). Cyclic Behavior of High-Damping Rubber Bearings. Communication présentée au *5th World Congress on Joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structures, American Concrete Institute, Rome, Italy*.
- Murray, R., & Detenber, J. (1961). First and second order transitions in neoprene. *Rubber chemistry and technology*, 34(2), 668-685.
- Nagrath, I. (2006). *Control systems engineering*, India: New Age International,
- Narjabadifam, P., Tiong, P. L., & Mousavi-Alanjagh, R. (2020). Effects of Inherent Structural Characteristics on Seismic Performances of Aseismically Base-Isolated Buildings. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 44(4), 1385-1401.
- Nassar, M., Guizani, L., Nollet, M., & Tahan, A. (2018a, mai). *Approche probabiliste pour évaluer la fiabilité des ponts isolés à la base, sous l'effet simultané des séismes et de la température en régions froides*. Communication présentée au 25e colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art. Québec, QC.
- Nassar Mohamad, Guizani Lotfi, Nollet Marie-José & Tahan Antoine (2018b, juin). *A Probability Approach to Assess Seismic Base-isolated Bridges Reliability in Cold Climate*. Communication présentée à 11th National Conference on Earthquake Engineering : Los Angeles, États-Unis.
- Nassar, M., Guizani, L., Nollet, M., & Tahan, A. (2019). A probability-based reliability assessment approach of seismic base-isolated bridges in cold regions. *Engineering Structures*, 197, 109353. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109353>
- Nassar, M., Guizani, L., Nollet, M.-J., & Tahan, A. (2021). Seismic Reliability Assessment of Base-Isolated Bridges in Quebec. *Canadian Journal of Civil Engineering*. Repéré à <https://doi.org/10.1139/cjce-2020-0036>

- Nassar Mohamad, Guizani Lotfi, Nollet Marie-José & Tahan Antoine (2021). *Effects of Temperature, Analysis and Modelling Uncertainties on the Reliability of Base-Isolated Bridges in Montreal*. Article soumis pour publication.
- Nataf, A. (1962) Determination des Distributions dont les Marges sont Donnees, Comptes Rendus de l'Academie des Sciences, 225, 42–43.
- New Zeland Transport Agency (2016). *Highway Structures Design Guide*. Norme NZT, Wellington, New Zealand: New Zeland Transport Agency.
- Nguyen, X. S., Sellier, A., Duprat, F., & Pons, G. (2007). Une méthode de surface de réponse adaptative en fiabilité des structures basée sur la régression pondérée. *European Journal of Computational Mechanics*, 16(1), 53-77. doi: 10.3166/remn.16.53-77. Repéré à <https://doi.org/10.3166/remn.16.53-77>
- Nguyen, X.-D., & Guizani, L. (2020). Optimal seismic isolation characteristics for bridges in moderate and high seismicity areas. Manuscrit soumis pour publication.
- Nguyen, X.-D. (2021). *Contributions sur l'optimisation et l'analyse de l'isolation sismique des ponts dans les régions à sismicité modérée*. (Thèse de doctorat, École de technologie supérieure, Montréal, QC).
- Niemann, H., & Miklos, R. (2014). *A simple method for estimation of parameters in first order systems*, *Journal of Physics: Conference Series*, IOP Publishing (n° 1).
- Nowak, A. (1993). Calibration of LRFD bridge design code, Final Report, NCHRP 12-33. *Transportation Research Board, Washington, DC*.
- Nowak, A. S. (1999). *Calibration of LRFD bridge design code*, *Transportation Research Board, National Research Council : National Academy Press, Washington, D.C*.
- Nowak, A. S., & Collins, K. R. (2000). *Reliability of structures*. New York, NY: McGraw-Hill.
- Nowak, A. S., & Grouni, H. N. (1994). Calibration of the Ontario highway bridge design code 1991 edition. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21(1), 25-35.
- Nowak, A. S., & Iatsko, O. (2017). Revised load and resistance factors for the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. *PCI Journal*, 6, 46-58.
- Nowak, A. S., & Kaszynska, M. (2003). Target Safety Levels for Design and Evaluation of Bridges (Mechanics, Strength & Structure Design. *Transactions of JWRI*, 32(1), 189-196.
- Nowak, A. S., Rakoczy, A. M., & Szeliga, E. K. (2012). Revised statistical resistance models for r/c structural components. *Special Publication*, 284, 1-16.

- Nowak, A. S., Yamani, A. S., & Tabsh, S. W. (1994). Probabilistic models for resistance of concrete bridge girders. *Structural Journal*, 91(3), 269-276.
- Otsuka, K., & Wayman, C. M. (1999). *Shape memory materials*. Cambridge university press.
- Ozdemir, G., Avsar, O., & Bayhan, B. (2011). Change in response of bridges isolated with LRBs due to lead core heating. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(7), 921-929.
- Ozdemir, G., & Dicleli, M. (2012). Effect of lead core heating on the seismic performance of bridges isolated with LRB in near-fault zones. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 41(14), 1989-2007.
- Ozdemir, G., Avsar, O., Bayhan, B., (2012). Lead-Core Heating Effect in Response of Bridges Isolated with LRBs, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbonne, Portugal.
- Ozdemir, G. (2014). Lead core heating in lead rubber bearings subjected to bidirectional ground motion excitations in various soil types. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(2), 267-285.
- Ozdemir, G. (2015). Formulations of Equivalent Linearization of Lead-Rubber Bearings for Incorporating the Effect of Lead Core Heating. *Earthquake Spectra*, Volume 31, No. 1, pages 317–337.
- Paikowsky, S. G. (2004). *Load and resistance factor design (LRFD) for deep foundations*. Washington, DC: Transportation Research Board.
- Papoulis, A., & Pillai, S. U. (2002). *Probability, random variables, and stochastic processes*. New York,. NY: Tata McGraw-Hill Education.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New York, NY: John Wiley & Sons.
- Park, C., Kim, N. H., & Haftka, R. T. (2015). The effect of ignoring dependence between failure modes on evaluating system reliability. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 52(2), 251-268
- Peng, F., & W. Xue. 2019. Reliability-based design provisions for flexural strength of fiber-reinforced polymer prestressed concrete bridge girders. *ACI Struct. J.* **116** (1): 251–260. <https://doi.org/10.14359/51710876>.
- Porter, K., Shoaf, K., & Seligson, H. (2006). Value of injuries in the Northridge earthquake. *Earthquake Spectra*, 22(2), 555-563.

- Priestley, M. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons.
- Priestley, M. N. (2000). Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, 33(3), 325-346.
- Qiang, S., Zhou, X., & Gu, M. (2018). Research on reliability of steel roof structures subjected to snow loads at representative sites in China. *Cold Regions Science and Technology*, 150, 62-69.
- Rackwitz, R., & Flessler, B. (1978). Structural reliability under combined random load sequences. *Computers & structures*, 9(5), 489-494.
- Ramirez-Guzman, L., Quiroz, A., Sandoval, H., Perez-Yanez, C., Ruiz, A. L., Delgado, R., Alcántara, L. (2014). A Bayesian and Physics-Based Ground Motion Parameters Map Generation System. *AGUFM, 2014*, G52A-05
- Ratner, B. (2009). The correlation coefficient: Its values range between+ 1/- 1, or do they?. *Journal of targeting, measurement and analysis for marketing*, 17(2), 139-142.
- Roeder, C. W., Foutch, D. A., & Goel, S. C. (1987). Seismic testing of full-scale steel building—Part II. *Journal of Structural Engineering*, 113(11), 2130-2145.
- Roeder, C. W., Stanton, J. F., & Feller, T. (1990). Low-temperature performance of elastomeric bearings. *Journal of Cold Regions Engineering*, 4(3), 113-132.
- Rojahn, C., and Sharpe, R. L. (1985). Earthquake damage evaluation data for California. Applied technology council.
- Rosenblatt, M. (1952) Remarks on a multivariate transformation, *Ann. Math. Stat.*, **23**, 470–472.
- Roussis, P. C., Constantinou, M. C., Erdik, M., Durukal, E., & Dicleli, M. (2003). Assessment of performance of seismic isolation system of Bolu Viaduct. *Journal of Bridge Engineering*, 8(4), 182-190.
- Roussouly, N. (2011). Approche probabiliste pour la justification par analyse des structures spatiales. *Unpublished doctoral dissertation, Université de Toulouse, Toulouse*.
- Rubino, G., & Tuffin, B. (2009). *Rare event simulation using Monte Carlo methods*. John Wiley & Sons.
- Rubinstein, R. Y., & Kroese, D. P. (1981). Simulation and the monte carlo method. john wiley&sons. Inc. *Publication*.

- Rubinstein, R. Y., & Kroese, D. P. (2013). *The cross-entropy method: a unified approach to combinatorial optimization, Monte-Carlo simulation and machine learning*. Springer Science & Business Media.
- Rubinstein, R. Y., & Kroese, D. P. (2016). *Simulation and the Monte Carlo method* (Vol. 10). Hoboken, NJ: John Wiley & Sons.
- Ryan, K. L., & Chopra, A. K. (2004). Estimation of seismic demands on isolators based on nonlinear analysis. *Journal of Structural Engineering*, 130(3), 392-402.
- Sahakian, V. J., Melgar, D., Quintanar, L., Ramírez-Guzmán, L., Pérez-Campos, X., & Baltay, A. (2018). Ground motions from the 7 and 19 September 2017 Tehuantepec and Puebla-Morelos, Mexico, earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108(6), 3300-3312.
- Saidou, A. (2012). Étude du comportement en compression-cisaillement d'isolateurs sismiques en caoutchouc.
- Schneider, J. (2006). *Introduction to safety and reliability of structures* (vol. 5): Iabse.
- Schueller, G. I. (2009). Efficient Monte Carlo simulation procedures in structural uncertainty and reliability analysis-recent advances. *Structural Engineering and Mechanics*, 32(1), 1-20.
- Serfling, R. J. (2009). *Approximation theorems of mathematical statistics* (Vol. 162). John Wiley & Sons.
- Sheikh, M. N., & Legeron, F. (2014). Performance based seismic assessment of bridges designed according to Canadian Highway Bridge Design Code. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 41(9), 777-787.
- Shinozuka, M., Feng, M.Q., Kim, H.K., Kim, S.H. (2000). Nonlinear Static procedure for Fragility Curves Development. *J. of Eng. Mechanics*, 126 (12), pp. 1287-1295.
- Silva, W., Gregor, N., & Darragh, R. (2002). Development of regional hard rock attenuation relations for central and eastern North America. *Pacific Engineering and Analysis, El Cerrito, CA*.
- Sudret, B., & Der Kiureghian, A. (2000). *Stochastic finite element methods and reliability: a state-of-the-art report*. Department of Civil and Environmental Engineering, University of California
- Sommer, A. M., Nowak, A. S., & Thoft-Christensen, P. (1993). Probability-based bridge inspection strategy. *Journal of Structural Engineering*, 119(12), 3520-3536.

- Strauss, A. (2003). *Stochastische Modellierung und Zuverlässigkeit von Betonkonstruktionen*. PhD thesis, Institute für Konstruktion und Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur, Vienna.
- Structural Engineers Association of California. Vision 2000 Committee, & California. Office of Emergency Services. (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings: pt. 3. Preliminary Northridge lessons. pt. 4. Moving the blue book toward performance based engineering* (Vol. 2). Structural Engineers Association of California.
- STRUCTUREPOINT. (2017). *spColumn User Manual*, v6, the Engineering Software Group of the Portland Cement Association (PCA), Skokie, IL
- Szerszen, M. M., & Nowak, A. S. (2003). Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part 2-Reliability analysis and resistance factors. *ACI Structural Journal*, 100(3), 383-391.
- Taly, N. (2014). *Highway Bridge Superstructure Engineering: LRFD Approaches to Design and Analysis*. Boca Raton, FL: CRC Press.
- Thambynayagam, R. M. (2011). *The diffusion handbook: applied solutions for engineers*. USA: McGraw Hill Professional.
- Thoft-Cristensen, P., & Baker, M. J. (2012). *Structural reliability theory and its applications*. Springer Science & Business Media
- Thompson, A. C., Whittaker, A. S., Fenves, G. L., & Mahin, S. A. (2000). Property modification factors for elastomeric seismic isolation bearings. Communication présenté à 12th World Conference on Earthquake Engineering. New Zealand.
- Vandal, F. (2018). *Conception et évaluation des ponts isolés sismiquement au Québec en tenant compte des effets des basses températures* (Doctoral dissertation, École Polytechnique de Montréal).
- Vecchio, F.J. & Collins, M.P. (1986). The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, *ACI Journal*, 83(2):219-231.
- Warn, G. P., & Whittaker, A. S. (2006). Property modification factors for seismically isolated bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 11(3), 371-377.
- Wang, H., Zheng, W. Z., Li, J., & Gao, Y. Q. (2019). Effects of temperature and lead core heating on response of seismically isolated bridges under near-fault excitations. *Advances in Structural Engineering*, 22(14), 2966-2981.

- Wilson, J. C., & Wesolowsky, M. J. (2005). Shape memory alloys for seismic response modification: a state-of-the-art review. *Earthquake spectra*, 21(2), 569-601.
- Weisstein, Eric W. (2006). Correlation coefficient. Available from *mathworld.wolfram.com*
- Wen, Y. (2001). Reliability and performance-based design. *Structural safety*, 23(4), 407-428.
- Wiśniewski, D. F. (2007). Safety formats for the assessment of concrete bridges: with special focus on precast concrete.
- Wiśniewski, D. F., Cruz, P. J., Henriques, A. A. R., & Simões, R. A. (2012). Probabilistic models for mechanical properties of concrete, reinforcing steel and pre-stressing steel. *Structure and Infrastructure Engineering*, 8(2), 111-123.
- Wisniewski, D., Casas, J. R., Henriques, A. A., & Cruz, P. J. (2009). Probability-Based Assessment of Existing Concrete Bridges—Stochastic Resistance Models and Applications. *Structural Engineering International*, 19(2), 203-210.
- Xie, Y., & Zhang, J. (2018). Design and optimization of seismic isolation and damping devices for highway bridges based on probabilistic repair cost ratio. *Journal of Structural Engineering*, 144(8), 04018125.
- Yakut, A. (2000). *Performance of elastomeric bridge bearings at low temperatures* (Thèse de doctorat, University of Texas, Austin, Tex)
- Yakut, A., & Yura, J. A. (2002). Parameters influencing performance of elastomeric bearings at low temperatures. *Journal of Structural Engineering*, 128(8), 986-994.
- Yura, J., Kumar, A., Yakut, A., Topkaya, C., Becker, E., Collingwood, J. (2001). NCHRP report 449: elastomeric bridge bearings: recommended test methods.
- Zafarani, H., Luzi, L., Lanzano, G., & Soghrat, M. (2018). Empirical equations for the prediction of PGA and pseudo spectral accelerations using Iranian strong-motion data. *Journal of Seismology*, 22(1), 263-285.
- Zhang, J., & Foschi, R. O. (2004). Performance-based design and seismic reliability analysis using designed experiments and neural networks. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 19(3), 259-267.
- Zhang, J., & Huo, Y. (2009). Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using the fragility function method. *Engineering Structures*, 31(8), 1648-1660.

- Zhang, Y., & Der Kiureghian, A. (1995). Two improved algorithms for reliability analysis. *Reliability and optimization of structural systems* (pp. 297-304).
- Zheng, W., Wang, H., Li, J., & Shen, H. (2019). Performance evaluation of bridges isolated with SMA-based friction pendulum system at low temperatures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 125, 105734.
- Zheng, W., Wang, H., Li, J., & Shen, H. (2020). Parametric study of superelastic-sliding LRB system for seismic response control of continuous bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 25(9), 04020062.
- Zheng, W. Z., Wang, H., Li, J., & Shen, H. J. (2021). Parametric study of SMA-based friction pendulum system for response control of bridges under near-fault ground motions. *Journal of Earthquake Engineering*, 25(8), 1494-1512.