

Contributions sur l'optimisation et l'analyse de l'isolation
sismique des ponts dans les zones à sismicité modérée

par

Xuan Dai NGUYEN

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

MONTRÉAL, LE 22 JUILLET 2021

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

©Tous droits réservés

Cette licence signifie qu'il est interdit de reproduire, d'enregistrer ou de diffuser en tout ou en partie, le présent document. Le lecteur qui désire imprimer ou conserver sur un autre media une partie importante de ce document, doit obligatoirement en demander l'autorisation à l'auteur.

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

M. Tony Wong, président du jury

Département de génie des systèmes à l'École de technologie supérieure

Mme Rola Assi, membre du jury

Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Mme Marie-José Nollet, membre du jury

Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Robert Tremblay, examinateur externe indépendant

Département des génies civil, géologique et des mines à Polytechnique Montréal

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

LE 19 MAI 2021

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, j'exprime mes remerciements les plus sincères et toute ma gratitude au professeur Lotfi Guizani, mon directeur de thèse, pour sa confiance, son aide précieuse sur le plan scientifique et financier. Par sa grande expérience et compétence, il m'a transmis sa passion pour l'étude de la dynamique des structures en général et la conception parasismique des ouvrages en particulier. Tout en m'accordant la liberté et la confiance nécessaires dans la réalisation de mon travail de recherche, il a été toujours disponible pour bien m'orienter, pour répondre à mes questions et pour réviser mon travail avec beaucoup de patience et de dévouement. Sans lui, cette thèse n'aurait sûrement jamais été achevée.

Je remercie également plusieurs amis et collègues que j'ai eu le plaisir de fréquenter et connaître lors de mon séjour à l'ÉTS. En particulier, je remercie M. Djamel Ankik, d'avoir échangé et discuté longuement de nos projets de recherche dans une ambiance des plus agréables.

J'adresse mes remerciements au personnel responsable du département de génie de la construction de l'ÉTS de m'avoir fourni les ressources nécessaires à mon projet de recherche. Un grand merci à Mme Ingrid Gelis et M. Yves Mailloux pour leur enthousiasme et leur support informatique.

Je remercie vivement le Ministère de l'éducation et de la formation, du gouvernement vietnamien, pour m'avoir offert une bourse dans le cadre du programme 911-VIED et pour m'avoir donné ainsi la chance de réaliser cette thèse de doctorat au Canada. Je tiens également à exprimer mes sincères remerciements à l'Institut des techniques d'ingénierie spéciale, l'École Technique de Le Quy Don pour m'avoir accordé un dégagement de mes fonctions d'enseignant pour réaliser, dans les meilleures conditions, ce projet de recherche à l'étranger.

Je remercie les membres du jury examinateurs de cette thèse pour le temps précieux qu'ils ont passé à évaluer mon manuscrit et pour m'avoir fourni leurs commentaires éclairés, leurs suggestions et encouragements.

Enfin, j'aimerais remercier du fond du cœur ma famille pour leur soutien et leur encouragement sans faille qui m'ont aidé à relever les nombreux défis rencontrés pendant ces années d'études à l'étranger.

Contributions sur l'optimisation et l'analyse de l'isolation sismique des ponts dans les zones à sismicité modérée

Xuan Dai NGUYEN

RÉSUMÉ

L'isolation sismique à la base s'est progressivement imposée comme une des solutions de conception parasismique les plus efficaces applicables aux structures des ponts. Alliant une grande flexibilité horizontale et une capacité de dissipation d'énergie élevée, l'isolation sismique permet de réduire considérablement la demande sismique en force tout en contrôlant la demande sismique en déplacement. Ce faisant, elle améliore considérablement la performance des structures isolées et permet, le cas échéant, de réduire les coûts de construction à court et long terme et de préserver la fonctionnalité de l'ouvrage.

Cependant, la réponse sismique des ponts isolés et la performance des systèmes d'isolation sismique (SISs) dépendent fortement des propriétés des ondes sismiques, notamment le contenu fréquentiel et les caractéristiques spectrales du mouvement du sol. Dans ce contexte, les caractéristiques optimales des systèmes d'isolation sismique des ponts au sein de telles régions ainsi que la performance de méthodes simples d'analyse sismique devraient varier. Les SISs ont été principalement développés pour les zones à forte sismicité (HSAs), tandis que dans les zones à sismicité modérée (MSAs), l'isolation sismique est encore utilisée de manière relativement restreinte. Par conséquent, des SISs et des méthodes d'analyse rapides plus adaptés aux MSAs et en particulier à ceux des régions froides sont d'un grand intérêt et leur disponibilité et accessibilité devraient encourager une application plus large de la technologie.

Cette recherche s'inscrit dans ce contexte. Ses principaux objectifs spécifiques sont les suivants: 1) identifier la gamme des caractéristiques optimales des SISs pour les régions HSAs et MSAs; 2) revoir les limites d'application de la méthode simple d'analyse spectrale unimodale pour les zones de sismicité modérée et élevée, et compléter la méthode avec des prédictions utiles pour la conception des ponts isolés; et 3) effectuer une formulation / étude analytique et numérique du comportement d'un SIS combinant des appuis en caoutchouc naturel fretté et des amortisseurs métalliques en U (UD), une solution potentiellement bien adaptée pour les applications SISs dans les régions froides à sismicité modérée et élevée.

Sur la base de la carte d'activité sismique globale, la classification des zones sismiques est réalisée du point de vue de l'isolation sismique, à travers le contenu fréquentiel et les paramètres spectraux. Les caractéristiques communes des enregistrements sismiques pour chaque classe de sismicité sont identifiées et les différences mises en évidence par rapport à l'efficacité de l'isolation sismique. Les résultats confirment que les tremblements de terre dans les MSAs sont caractérisés par une concentration d'énergie sous hautes fréquences et que l'allongement de la période de vibration conduit à une diminution plus rapide de l'accélération spectrale sismique, par rapport aux HSAs. Sur la base d'une analyse paramétrique approfondie

où les propriétés du SIS sont variées, les plages optimales des deux principales caractéristiques hystérotiques du SIS, à savoir la résistance caractéristique (Q_d) et la rigidité post-élastique (K_d), sont spécifiquement déterminées et clairement distinguées entre les HSAs et MSAs. Les résultats montrent que les SISs pour les ponts dans les HSAs nécessitent des capacités de dissipation d'énergies élevées, tandis que les dispositifs avec des capacités d'amortissement faibles à modérées sont plus appropriés pour les ponts dans les MSAs. Les sites de Vancouver et de Montréal, respectivement représentatifs des HSAs et MSAs, sont plus spécifiquement considérés. Avec les données de conception sismiques réelles, les valeurs optimales de la résistance au poids caractéristique, Q_d/W , se situent dans la plage de [0.08 à 0.12] pour le site de Vancouver et dans la plage de [0.015 à 0.045] pour le site de Montréal. Une forte corrélation entre la rigidité post-élastique optimale et la résistance caractéristique optimale est mise en évidence et des relations empiriques sont proposées pour chaque site.

Par ailleurs, les limites d'application et les performances de la méthode d'analyse spectrale unimodale (SMSA) pour l'analyse sismique des ponts isolés en Amérique du Nord sont revues et complétées. Les demandes sismiques de ponts isolés, générées dans le cadre de l'étude paramétrique, telle que prédites par la SMSA, sont comparées aux résultats d'analyses temporelles non linéaires, y compris à l'intérieur et à l'extérieur des limites d'applicabilité spécifiées dans les codes actuels. De cette manière, les avantages de ces limites et leurs effets sur l'exactitude de la SMSA sont étudiés et clarifiés. Les résultats obtenus indiquent que les limites sur l'amortissement visqueux équivalent et la force de rappel, spécifiées dans les codes actuels, représentent les conditions les plus efficaces, tandis que les conditions liées aux limites sur la période effective et de la période post-élastique peuvent être ignorées. Pour compléter la SMSA, une relation prédictive du déplacement résiduel en fonction du système de restauration et les marges d'erreur attendues de la méthode sont proposées pour les ponts isolés situés dans les deux sites canadiens de Vancouver et Montréal.

Comparativement à la plage des caractéristiques optimales des SIS pour chaque zone sismique, les appuis frettés en caoutchouc naturel (NRB) présentent une capacité de dissipation d'énergie insuffisante. Par conséquent, les méthodes pour combler cette lacune ont été revues et étudiées. Les appuis en caoutchouc au plomb sont coûteux et peu écologiques, tandis que les appuis en caoutchouc à amortissement élevé (HDRB) comportent des insuffisances majeures qui les empêchent de répondre aux conceptions optimales dans les régions froides. Ces déficiences s'expliquent en raison du phénomène intrinsèque de stabilisation (en anglais "*scrabbing*") combiné avec une haute sensibilité aux températures froides. Dans un tel contexte, le procédé d'utilisation de dispositifs d'amortissement métalliques supplémentaires apparaît comme une solution plus efficace pour améliorer le comportement des appuis frettés en caoutchouc naturel. L'ajout d'amortisseurs en U (UD) est identifié comme une technique des plus prometteuses mais son comportement reste mal compris et non documenté suffisamment. Ce comportement est donc étudié analytiquement et numériquement et les quelques études expérimentales disponibles sont utilisées pour valider les résultats obtenus. Des équations prédictives pour les principales caractéristiques hystérotiques de NRB-UD sont proposées. Les résultats montrent que ces dispositifs fournissent des EDC (énergie dissipée par cycle) élevées et stables dans

toutes les directions sans affecter de manière significative la flexibilité post-élastique par rapport à celle de l'appui fretté d'origine. De plus, les performances sismiques sont facilement contrôlées en modifiant la section transversale et le nombre de dispositifs UD dans les systèmes intégrés NRB-UD, ce qui en fait une solution efficace qui peut être largement appliquée dans l'amélioration des isolateurs et appuis conventionnels, notamment les NRB, et qui peut également rencontrer une large gamme d'exigences de conception. Des études numériques et expérimentales supplémentaires sont cependant nécessaires pour étendre les résultats à d'autres catégories d'acières, pour établir des critères de rupture et pour évaluer les déplacements résiduels résultant de ces SISs.

Mots-clés: Génie parasismique, ponts, isolation sismique à la base, zones de sismicité élevée et modérée, caractéristiques optimales de l'isolation sismique, limites d'analyse spectrale unimodale, analyse temporelle non-linéaire, amortisseurs hystérotiques métalliques en U, appuis frettés en caoutchouc naturel, basses températures.

Contributions on the optimisation and analysis of the seismic isolation systems for bridges in moderate seismicity areas

Xuan Dai NGUYEN

ABSTRACT

Seismic base isolation is increasingly applied for the earthquake-resistant design of bridge structures. Combining large horizontal flexibility and high energy dissipation capacity, seismic isolation allows to considerably reduce seismic forces while controlling seismic displacements. Consequently, it greatly enhances the seismic performance of the structure and, most of the time, reduces long term and short term costs, allows preserving the bridge functionality, etc.

However, seismic responses of isolated bridges and the performance of the seismic isolation systems (SISs) are highly dependent on the seismic ground movement properties, especially their frequency content and spectral properties. In this context, optimal isolation characteristics for bridges located in such regions and performance of simple analysis methods should vary. SISs were primarily developed for high seismicity areas (HSAs) while in moderate seismicity areas (MSAs), seismic isolation is still used on a relatively rare basis. Consequently, more adapted SISs and rapid analysis methods for MSAs and particularly those in cold regions are of high interest and their availability should encourage a wider application of the technology.

This research subscribes to this context. Its main specific objectives are to: 1) identify the range of optimal characteristics of SISs for HSAs and MSAs; 2) revisit the limits of application of the simple single-mode spectral analysis method for moderate and high seismicity areas and supplement the method with useful predictions for the base-isolated bridge design; and 3) carry out analytical and numerical formulation/investigation of the behaviour of an SIS combining laminated natural rubber bearings and U shaped metallic dampers, a potentially well fitted solution for SIS applications in moderate and high seismicity cold regions.

Based on the global seismic activity map, the classification of seismic zones is carried out from the point of view of seismic isolation, through the frequency content and spectral parameters. Common characteristics of seismic records for each seismicity class are identified and their differences highlighted in relation to seismic isolation efficiency. Results confirm that earthquakes in MSAs are characterized by a concentration of energy at high frequencies and the extension of the vibration period leads to a more rapid decrease in the seismic spectral acceleration, compared to HSAs. On the basis of an extensive parametric analysis where SIS properties are varied, the optimal ranges of the main two SIS hysteretic features, namely the characteristic strength (Q_d) and the post-elastic stiffness (K_d), are specifically determined and clearly distinguished between HSAs and MSAs. Results show that SISs for bridges in HSAs require high energy dissipation capacities, while the devices with low to moderate damping capacities are more appropriate for bridges in MSAs. More specifically, Vancouver and Montreal sites, representative of HSAs and MSAs, respectively, are considered. With the

actual seismic design data, the optimal values of the characteristic strength to weight, Q_d/W , are found in the range of [0.08 to 0.12] for the Vancouver site and in the range of [0.015 to 0.045] for the Montreal site. Optimal post-elastic stiffness is found to correlate strongly to optimal characteristic strength and empirical relations are proposed for each site.

In addition, the application limits and performances of the single-mode spectral analysis method (SMSA) for the seismic analysis of isolated bridges in North America are reviewed and completed. To do this, the seismic demands of isolated bridges, generated within the framework of the parametric study, as predicted by the SMSA, are compared with the results of nonlinear time history analyses, including inside and outside the applicability limits specified in current codes. In this way, the advantages of these limits and their effects on the accuracy of the SMSA are investigated and clarified. The results obtained indicate that the limits on the equivalent viscous damping and on the restoring force specified in the current codes are the most effective conditions, while the conditions related to the limits on the effective period and the post-elastic period can be ignored. To complete the SMSA, a predictive relationship of the residual displacement as a function of the restoration system and the expected margins of error of the method are proposed for the isolated bridges located in the two Canadian sites of Vancouver and Montreal.

Compared to the range of optimal characteristics of SIS for each seismic zone, natural rubber bearings (NRBs) exhibit insufficient energy dissipation capacity. Therefore, the methods to fill this gap have been reviewed and studied. Lead-rubber bearings are expensive and not environmentally friendly, while high damping rubber bearings (HDRB) suffer from major flaws in meeting optimal designs in cold regions due to their inherent "scragging" phenomenon combined with their high sensitivity to cold temperatures. In such a context, adding metallic dampers appears to be a more effective solution for improving the isolation performance of NRBs. The addition of U-shaped dampers (UDs) is identified as one of the most promising techniques but the UD behaviour remains poorly understood and documented. Such a behavior is therefore studied analytically and numerically and the available experimental studies are used to validate the results obtained. Predictive equations for the main hysteretic characteristics of UD and NRB-UDs are proposed. The results show that the UD provides high and stable EDC in all directions without significantly affecting the flexibility of the original bearing. In addition, the NRB-UDs seismic performance is easily controlled by changing the UDs' cross-section and the number in NRB-UDs integrated systems, making it an effective solution that can be widely applied in the refurbishment of conventional isolators, especially NRBs, and can also meet a wide range of design requirements. Additional numerical and experimental studies are however necessary to extend the results to other steel grades, to establish failure criteria, and to evaluate the residual displacements resulting from these SISs.

Keywords: Earthquake engineering, bridge, seismic base isolation, high and moderate seismicity areas, optimal characteristics of seismic isolation, single mode spectral analysis limits, nonlinear time history analysis, metallic U-shaped damper, laminated rubber bearing, low temperature.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE	11
1.1 Généralités sur les tremblements de terre et leurs effets sur la structure des ponts.....	11
1.1.1 Origines des tremblements de terre et effets sur les structures des ponts	11
1.1.2 Principales caractéristiques des tremblements de terre.....	12
1.1.3 Zonage sismique mondial	16
1.2 Les méthodes de conception parasismique des ponts	26
1.2.1 Survol des spectres de calcul de quelques principaux codes de ponts.....	26
1.2.2 Méthodes conventionnelles de conception parasismique	32
1.2.3 Méthode utilisant des technologies parasismiques avancées.....	33
1.3 Revue de l'isolation sismique à la base pour des ponts	36
1.3.1 Introduction.....	36
1.3.2 Les principaux systèmes disponibles	38
1.3.3 Modélisation et analyse sismique des ponts isolés à la base	46
1.3.4 Limitations sur l'application de la méthode d'analyse spectrale unimodale.....	51
1.3.5 Effets des caractéristiques du séisme sur la performance de l'isolation sismique et récents changements au niveau de l'aléa sismique au Canada.....	53
1.4 Variabilité des propriétés hystéritiques des isolateurs sismiques et facteurs de modification	57
1.5 Méthodes d'amélioration de l'appui en élastomère fretté par ajout de dispositifs d'amortissement supplémentaire	63
1.5.1 L'ajout d'amortisseurs hydrauliques.....	65
1.5.2 Le recours aux alliages à mémoire de forme	65
1.5.3 Amortisseurs hystéritiques métalliques.....	69
CHAPITRE 2 OPTIMAL SEISMIC ISOLATION CHARACTERISTICS FOR BRIDGES IN MODERATE AND HIGH SEISMICITY AREAS	75
2.1 Résumé.....	75
2.2 Abstract.....	76
2.3 Introduction.....	76
2.4 Research objectives and methodology.....	81
2.5 Classification and ground motion characteristics of earthquake regions.....	81
2.5.1 Classification of earthquake regions.....	81
2.5.2 Ground motion characteristics in HSAs and MSAs	82
2.6 Parametric study.....	89
2.6.1 Studied parameters.....	90

2.6.2	Modelling of base-isolated bridges	90
2.6.3	Seismic analysis methods	91
2.6.4	Effects of SIS characteristics on the seismic response	95
2.6.5	Validation and extension of SMSA results by NLTHA	97
2.7	Optimal SIS characteristics for main canadian earthquake zones	101
2.7.1	Optimization of Q_d and K_d based on minimizing F_{max}	101
2.7.2	Optimal equivalent viscous damping ratios	103
2.8	Conclusions and recommendations.....	105
CHAPITRE 3 ON THE APPLICATION LIMITS AND PERFORMANCE OF THE SINGLE-MODE SPECTRAL ANALYSIS FOR SEISMIC ANALYSIS OF ISOLATED BRIDGES IN NORTH AMERICA		109
3.1	Résumé.....	109
3.2	Abstract.....	110
3.3	Introduction.....	110
3.4	Overview of the SMSA method.....	115
3.4.1	SMSA principles and application to base-isolated bridges.....	115
3.4.2	Specified limits on SMSA application in main bridge design codes.....	121
3.5	Parametric study.....	126
3.5.1	Studied parameters.....	126
3.5.2	Seismic analysis methods	127
3.6	Evaluation of the limits on SMSA method.....	129
3.6.1	Comparison of SMSA and NLTHA Results.....	129
3.6.2	Verification of current code limits on SMSA	131
3.7	Conclusion	142
CHAPITRE 4 ANALYTICAL AND NUMERICAL INVESTIGATION OF NATURAL RUBBER BEARINGS INCORPORATING U-SHAPED DAMPERS BEHAVIOUR FOR SEISMIC ISOLATION		145
4.1	Résumé.....	145
4.2	Abstract.....	146
4.3	Introduction.....	147
4.4	Analytical formulation of NRB and UD	152
4.4.1	Natural rubber bearing	152
4.4.2	Analytical formulation of the U-shaped damper	153
4.4.3	Combination of natural rubber bearing and U-shaped damper (NRB-UD).....	160
4.5	Numerical models	161
4.5.1	NRB Model.....	161
4.5.2	U-shaped damper model	165
4.6	Parametric study of NRB-UD hysteresis behaviour	168
4.6.1	Numerical program	168
4.6.2	Cyclic behaviour of UD.....	170
4.6.3	Behaviour of NRB-UD combination system	176
4.6.4	Bilinear model of NRB-UD system	180

4.7	Conclusions.....	182
CHAPITRE 5	EXPLORATION DU POTENTIEL DES APPUIS FRETTÉS COMBINÉS À DES AMORTISSEURS MÉTALLIQUES EN U POUR L'ISOLATION SISMIQUE À LA BASE AU CANADA.....	189
5.1	Introduction.....	189
5.2	Pont étudié et conception simplifiée de son système d'isolation sismique	190
5.2.1	Description du pont étudié et des paramètres du modèle d'analyse	190
5.2.2	Dimensionnement préliminaire de l'appui isolateur sismique.....	191
5.2.3	Détermination des propriétés de rigidité et d'amortissement des appuis frettés	192
5.3	Évaluation de la performance des appuis frettés en tant qu'isolateurs par rapport aux zones optimales	195
5.4	Conclusions.....	202
	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	205
ANNEXE I	FACTEURS DE MODIFICATION DES PROPRIÉTÉS DE L'ISOLATION RECOMMANDÉS PAR LE CODE CSA-S6:19 ET L'AASHTO 2014.....	211
ANNEXE II	CODE MATLAB DÉVELOPPÉ	213
ANNEXE III	DÉTAILS SUPPLÉMENTAIRES SUR LES DÉVELOPPEMENTS DE CERTAINES FORMULES	219
ANNEXE IV	ÉTATS LIMITES DES ISOLATEURS EN ÉLASTOMÈRE ET DIMENSIONNEMENT PRÉLIMINAIRE DES APPUIS EN ÉLASTOMÈRE	229
	BIBLIOGRAPHIE.....	235

LISTE DES TABLEAUX

	Page	
Tableau 1.1	Classification du risque sismique, selon GSHAP	17
Tableau 1.2	Exemples de zonage sismique national en Europe.....	21
Tableau 1.3	Classification des zones sismiques aux États-Unis, selon l'AASHTO 2017 ...	22
Tableau 1.4	Exemple de zonage sismique proposé pour le Canada sur la base de l'accélération spectrale à 1.0s (Sa (1.0)) et une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans avec les termes de classification de l'AASHTO 2017	24
Tableau 1.5	Coefficients de calcul de l'accélération spectrale selon l'Eurocode 8	28
Tableau 1.6	Valeurs maximales du facteur de modification pour la température $\lambda_{\max,t}$	59
Tableau 1.7	Valeur des facteurs de modification maximum, $\lambda_{\max,t}$, pour isolateurs en élastomère à noyau de plomb (LRB).....	60
Tableau 2.1	Amplitude parameters of specific earthquake regions	85
Tableau 2.2	Spectral accelerations and displacement ratios for different locations in MSAs and HSAs	88
Tableau 2.3	Parameters used to represent various SIS characteristics.....	90
Tableau 2.4	M-R scenarios and the scaling period ranges used for the selected artificial ground motions for Montreal and Vancouver	94
Tableau 2.5	Historical ground motions used for Montreal and Vancouver	94
Tableau 2.6	Parameters used to optimize SIS characteristics	101
Tableau 3.1	Summary of SMSA application limits according to the USA, Europe and Canada bridge design codes	123
Tableau 3.2	Parameters used to represent various characteristics of SIS	126
Tableau 3.3	Historic ground motions used for Montreal and Vancouver locations	128
Tableau 3.4	Verification the SMSA code-specified limits	143
Tableau 4.1	Saint-Venant torsional constants for rectangular cross-sections.....	158

Tableau 4.2	Material properties of UD40 (SN490B).....	167
Tableau 4.3	Geometry properties of studied NRB specimens	168
Tableau 4.4	Geometry properties of U-shaped damper for analysis.....	169
Tableau 4.5	Details of NRB-UD specimens for analysis.....	169
Tableau 4.6	Effective parameters of specimen UD3	170
Tableau 4.7	Comparison of the initial stiffness and the yield strength of U-shaped damper between numerical analysis and analytical formulas	175
Tableau 4.8	Energy dissipated per cycle of NRB-UD devices	179
Tableau 4.9	Equivalent bilinear model parameters.....	181
Tableau 5.1	Charge verticale appliquée sur l'isolateur.....	191
Tableau 5.2	Propriétés des caoutchoucs mesurées en laboratoire (à une déformation de 50%)	193
Tableau 5.3	Facteurs de modification des propriétés de caoutchouc.....	193
Tableau 5.4	Propriétés minimales et maximales (par appui) pour des appuis frettés en caoutchouc naturel à faible amortissement et en caoutchouc à amortissement élevé	194
Tableau 5.5	Comparaison des propriétés du SIS et des demandes sismiques du pont isolé avec différentes options	196

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Exemples typiques d'effondrement des ponts causés par des séismes12
Figure 1.2	Carte mondiale d'aléa sismique, basée sur PGA au sol avec une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans17
Figure 1.3	Carte européenne d'aléa sismique, PGA pour une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans19
Figure 1.4	Carte mondiale de la tectonique des plaques et de l'activité sismique20
Figure 1.5	Exemple d'aléa sismique et classification des zones sismiques utilisées au Canada pour Sa (1.0) et une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans24
Figure 1.6	Exemples de spectres des accélérations de type 1 et 2 prescrits par l'Eurocode 829
Figure 1.7	Spectres de calcul pour les deux localités de Portland et de Boston aux États-Unis selon l'AASHTO, 201730
Figure 1.8	Spectres d'accélérations pour quelques localités au Canada selon le code CSA-S6 : 2019 pour 2% en 50 ans, 5% d'amortissement et un sol de classe C32
Figure 1.9	Système d'amortissement installé sur le pont Rion-Antirion, Grèce34
Figure 1.10	Système de transmetteurs de chocs sismiques installé pour le pont Stonecutters, Hong-Kong35
Figure 1.11	Effet de l'isolation sismique à la base sur la réponse sismique: (a) l'accélération spectrale (force latérale); (b) le déplacement latéral38
Figure 1.12	Essais de qualification des isolateurs en caoutchouc naturel à température ambiante, le pont de l'autoroute 10 Est au-dessus de la rivière Richelieu.....40
Figure 1.13	Essais d'indentification les caractéristiques mécaniques des isolateurs en élastomère à amortissement élevé41
Figure 1.14	Comportement hystéritique d'un isolateur en élastomère fretté avec noyau de plomb à température ambiante.....42
Figure 1.15	Système de pendule à friction et le comportement typique44

Figure 1.16	Le système isolateur à friction en élastomère confiné – Izolatech.....	45
Figure 1.17	Isolateursismique Roll-N-Cage (RNC)	46
Figure 1.18	Modèle d'hystérésis bilinéaire, généralement utilisé pour les isolateurs sismiques	48
Figure 1.19	Modèle viscoélastique linéaire: (a) schémas; (b) comportement des composantes	49
Figure 1.20	Schéma de la méthode SMSA pour analyse sismique des ponts isolés à la base	50
Figure 1.21	Comparaison les spectres de calcul entre le code CSA-S6-06 et CSA-S6-19, avec une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans	56
Figure 1.22	Phénomène de stabilisation (" <i>Scragging</i> ") dans les appuis en élastomère à amortissement élevé (HDRBs).....	57
Figure 1.23	Propriétés des limites inférieures et supérieures du système d'isolation pour la conception	58
Figure 1.24	L'énergie dissipée par cycle d'un isolateur en élastomère à noyau de plomb en fonction de nombre de cycles subis.....	61
Figure 1.25	Survol des principaux systèmes de dissipation d'énergie passive pour application de conception parasismique.....	64
Figure 1.26	Courbe contrainte-déformation idéalisée pour un alliage à mémoire de forme (à gauche) et l'effet superélastique (à droite)	66
Figure 1.27	Câbles SMA intégrés dans l'isolateur LRB	67
Figure 1.28	Système d'isolateur combinant des appuis en élastomère frettés et des amortisseurs à base des alliages à mémoire de forme SMA	68
Figure 1.29	Système d'isolateur combinant des appuis en élastomère fretté et des amortisseurs à plaques d'acier en forme de X.....	70
Figure 1.30	L'isolation sismique avec des systèmes d'amortisseur en forme de U	73
Figure 2.1	Bilinear hysteresis model, typically used for seismic isolators.....	78
Figure 2.2	Design spectra with a probability of exceedance of 10% in 50 years: (a) Italy (ECS, 2005a); (b) Canada (CSA, 2014); (c) United States (AASHTO, 2017); and (d) Mexico (MDOC, 2015).....	87

Figure 2.3	Ground motion characteristics in North America and in Europe, background map from GEM	89
Figure 2.4	Typical seismic-isolated bridge and SDOF model.....	91
Figure 2.5	SMSA scheme for base-isolated bridges with stiff substructures	92
Figure 2.6	Mean spectra of scaled historical ground motions and design spectra: (a) Vancouver; (b) Montreal	95
Figure 2.7	Effect of various isolator parameters on F_{max} and D_{max} : (a) Q_d/W on F_{max} with $K_d/W=2.5 \text{ m}^{-1}$; (b) Q_d/W on D_{max} with $K_d/W=2.5 \text{ m}^{-1}$; (c) K_d/W on F_{max} with $Q_d/W=0.05$; and (d) K_d/W on D_{max} with $Q_d/W=0.05$	96
Figure 2.8	Effect of Q_d/W with different K_d/W on F_{max} and D_{max} for isolated bridge: (a, c) Vancouver; (b, d) Montreal, (K_d/W in m^{-1})	98
Figure 2.9	Effect of K_d/W with different Q_d/W on F_{max} and D_{max} for isolated bridges: (a, c) Vancouver; (b, d) Montreal.....	99
Figure 2.10	Effect of K_d/W with different Q_d/W on D_r for isolated bridge: (a) in Vancouver; (b) in Montreal	100
Figure 2.11	Statistical distribution of Q_d/W minimizing F_{max} for isolated bridges: (a) in Vancouver (HSA); (b) in Montreal (MSA)	102
Figure 2.12	Optimal Q_d/W , minimizing F_{max} , as a function of K_d/W	103
Figure 2.13	Equivalent viscous damping ratios for Vancouver and Montreal: (a) optimal ratios calculated at associated design displacement; (b) damping ratios for optimal solutions variation with locality.....	104
Figure 3.1	SDOF model of a seismic base-isolated bridge segment	116
Figure 3.2	Iterative scheme of SMSA method for base-isolated bridges	120
Figure 3.3	Design spectra for Vancouver and Montreal, Canada, for a probability of exceedance of 2% in 50 years and 5% damping	127
Figure 3.4	Mean spectra of scaled ground motions and CSA-S6-19 design spectra (for 2% in 50 years, 5% damping): (a) Vancouver; (b) Montreal.....	129
Figure 3.5	Comparison of seismic demands obtained by SMSA and NLTHA: (a) D_{max} in Vancouver; (b) D_{max} in Montreal; (c) F_{max} in Vancouver; (d) F_{max} in Montreal.....	130

Figure 3.6	Comparison of D_{max} obtained by SMSA and NLTHA for isolated bridges at Vancouver and Montreal location for: (a) $T_e=0.3$ s in Vancouver; (b) $T_e=0.3$ s in Montreal; (c) $T_e=0.5$ s in Vancouver; (d) $T_e=0.5$ s in Montreal; (e) $T_e=0.7$ s in Vancouver; (f) $T_e=0.7$ s in Montreal	132
Figure 3.7	Comparison F_{max} between SMSA and NLTHA for isolated bridges with current code limits: (a) $T_e=0.3$ s in Vancouver; (b) $T_e=0.3$ s in Montreal; (c) $T_e=0.5$ s in Vancouver; (d) $T_e=0.5$ s in Montreal; (e) $T_e=0.7$ s in Vancouver; (f) $T_e=0.7$ s in Montreal	133
Figure 3.8	Relative error in the SMSA-predicted peak displacement as a function of the isolated bridge effective period for: (a) $T_e=0.3$ s in Vancouver; (b) $T_e=0.3$ s in Montreal; (c) $T_e=0.5$ s in Vancouver; (d) $T_e=0.5$ s in Montreal; (e) $T_e=0.7$ s in Vancouver; (f) $T_e=0.7$ s in Montreal	135
Figure 3.9	Relative error in the SMSA-predicted peak displacement as a function of the SIS restoring force for: (a) $T_e = 0.3$ s in Vancouver; (b) $T_e = 0.3$ s in Montreal; (c) $T_e = 0.5$ s in Vancouver; (d) $T_e = 0.5$ s in Montreal; (e) $T_e = 0.7$ s in Vancouver; (f) $T_e = 0.7$ s in Montreal	136
Figure 3.10	Comparison between SMSA and NLTHA with optimal parameters of SBI: (a) Vancouver; (b) Montreal	139
Figure 3.11	Comparison between SMSA and NLTHA: (a) time history of displacement response in Vancouver; (b) D_r/D_{max} and D_{max} in Vancouver; (c) time history of displacement response in Montreal; (d) D_r/D_{max} and D_{max} in Montreal	140
Figure 3.12	Effect of SIS restoring capacity on the residual displacement for: (a) Vancouver; (b) Montreal	141
Figure 4.1	Laminated natural rubber bearing	153
Figure 4.2	U-shaped damper: Geometrical parameters and orthogonal lateral deformation modes	154
Figure 4.3	Structural models of U-shaped damper subjected to in-plane and out-of-plane loading	156
Figure 4.4	Line-up of U-shaped damper device with NRB	160
Figure 4.5	Natural rubber bearing model: (a) Dimension of specimen; (b, c) Material behaviour for modelling on Abaqus	163
Figure 4.6	Experimental test and numerical analysis of NRB: (a) Deformed shapes of the device; (b) Comparison of hysteresis loops between experimental test and FE analysis	164

Figure 4.7	Experimental and numerical results of NRB: (a) Effective stiffness, K_{eff} ; (b) EDC and Equivalent damping ratio, β_{eff}	165
Figure 4.8	(a) Shape parameters of UD40 device; (b) Material behaviour of Japanese low carbon steel (SN490B) for modelling; (c) Combined isotropic-kinematic hardening behaviour.....	166
Figure 4.9	Comparison between FE analysis (this paper) and the experimental study: (a) 0^0 (in-plane); (b) 90^0 (out-of-plane)	167
Figure 4.10	Deformed shapes, Von Mises stress distributions, and hysteresis curves for different load directions of specimen UD3.....	171
Figure 4.11	Variation of effective parameters of the U-shaped damper (UD3) as a function of the loading angle and lateral deformation: (a) K_{eff} ; (b) β_{eff} and <i>EDC</i>	172
Figure 4.12	Effect of the device's length and cross-section on K_{eff} : (a, b) in-plane loading; (c, d) out-of-plane loading.....	173
Figure 4.13	Effect of device length and cross-section on β_{eff} : (a, b) in-plane loading; (c, d) out-of-plane loading.....	173
Figure 4.14	Effect of height of U-shaped damper on effective parameters: (a, b) K_{eff} ; (c,d) β_{eff}	174
Figure 4.15	Deformed shapes and Von Mises stress distributions of various combination forms of NRB1-4UD3	177
Figure 4.16	Effect of U-shaped device operating direction on effective parameters of combination systems: (a) K_{eff} ; (b) β_{eff}	177
Figure 4.17	Effect of number of U-shaped devices on effective parameters of combination systems: (a) K_{eff} ; (b) β_{eff}	178
Figure 4.18	Comparison of the energy dissipated per cycle between NRB and NRB-UDs	180
Figure 4.19	Hysteresis behaviours of bearings and proposed equivalent bilinear model	181
Figure 5.1	Modèle du pont considéré	191
Figure 5.2	Dimensions et propriétés hystérétiques d'un amortisseur UD8	199

Figure 5.3	Comparaison de la fourchette de performance du système NRB-UD avec d'autres options (NRB et HDRB) et la fourchette optimale pour le site de Vancouver	201
Figure 5.4	Comparaison de la fourchette de performance du système NRB-UD avec d'autres options (NRB et HDRB) et la fourchette optimale pour le site de Montréal	202

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASCE	American Society of Civil Engineering
BDP	Based performance design
CSA	Canadian Standards Association
ECS	European Committee for Standardization
EDC	Energy dissipation capacity
ENA	Eastern North America
FE	Finite element
FPS	Friction pendulum system
GEM	Global Earthquake Model
GSHAP	Global Seismic Hazard Assessment Program
HDRB	High damping rubber bearing
HSA	High seismicity area
LDRB	Low damping rubber bearing
LRB	Lead-plug rubber bearing
LSA	Low seismicity area
MMSA	Multi-mode spectral analysis
MSA	Moderate seismicity area
NLTHA	Nonlinear time-history analysis
NRB	Natural rubber bearing
NRC	Natural Resources Canada
NRCC	National Research Council of Canada
PGA	Peak ground acceleration
PGD	Peak ground displacement
PGV	Peak ground velocity
SBI	Seismic base isolation
SDOF	Single-degree-of-freedom
SHARE	Seismic Hazard Harmonization in Europe

SIM	Scientific Investigations Map
SIS	Seismic isolation system
SMA	Shape memory alloy
SMSA	Single-mode spectral analysis
UD	U-shaped damper
WNA	Western North America

Alphabet romain

a_{gr}	Accélération au roc
C_{sm}	Coefficient de la réponse sismique élastique
D_{Isol}	Déplacement maximal du système d'isolation
D_{max}	Déplacement sismique maximal du pont
D_r	Déplacement résiduel
D_y	Déplacement limite élastique du système d'isolation
E	Module de Young du matériau
F_{max}	Force latérale maximale
F_{resto}	Force de rappel
F_y	Limite élastique
G	Module de cisaillement du caoutchouc
I_y	Moment d'inertie de la section en direction Oy
I_z	Moment d'inertie de la section en direction Oz
J_x	Moment d'inertie polaire de la section en direction Ox
K	Module d'élasticité isostatique
K_d	Rigidité post-élastique du système d'isolation
K_e	Rigidité élastique initiale du pont
K_{eff}	Rigidité effective latérale
K_{Isol}	Rigidité effective du système d'isolation
K_{Sub}	Rigidité de la sous-structure (unités de fondation) du pont
K_u	Rigidité élastique initiale du système d'isolation

M_{by}	Moment de flexion en direction Oy
M_{bz}	Moment de flexion en direction Oz
M_s	Magnitude des ondes de surface
M_{tx}	Moment de torsion en direction Ox
M_w	Magnitude de moment
P	Force appliquée sur le dispositif UD
Q_d	Résistance caractéristique initiale du système d'isolation
R_{Sa}	Taux d'accélération spectrale
R_{Sd}	Taux de déplacement spectral
S_a	Accélération spectrale de calcul
S_d	Déplacement spectral de calcul
T	Période de vibration
T_d	Période post-élastique
T_e	Période élastique initiale
T_{eff}	Période effective du pont
t_r	Épaisseur totale du caoutchouc
W	Poids sismique du pont

Alphabet grec

α	Rapport post-élastique
β_{eff}	Taux d'amortissement visqueux effectif
Δ_s	Déplacement latéral non sismique
Δ_{DE}	Déplacement latéral sismique
ξ_{Isol}	Taux d'amortissement visqueux de l'isolateur
ξ_0	Taux d'amortissement visqueux de la sous-structure (unité de fondation)
σ_y	Limite d'élasticité de l'acier
α_t	Constante de torsion de Saint-Venant
ν	Coefficient de Poisson

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

m	Mètre
mm	Millimètre
m/s	Mètre par seconde
in/s	Pouce par seconde
m/s ²	Mètre par seconde carrée
g	Accélération gravitationnelle, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$
N	Newton
kN	Kiloneutron
kN/m	Kiloneutron par mètre
kN/mm	Kiloneutron par milimètre
kN.mm	Kiloneutron-milimètre
MPa	Mégapascal
kg/m ³	Kilogrammes par mètre cube
s	Seconde
s ⁻¹	Un par seconde
m ⁻¹	Un par mètre
°	Degré angle
°C	Degré Celsius
mm ²	Millimètre carré

INTRODUCTION

Contexte et problématique

Les ponts sont des ouvrages d'art coûteux, mais indispensables pour le bon déroulement des activités socio-économiques. Avec des caractéristiques particulières comme de longues travées, une masse essentiellement concentrée au niveau du tablier surélevé et un faible degré de redondance, la structure typique d'un pont est particulièrement vulnérable aux tremblements de terre. Le fait que les ponts ont généralement très peu sinon aucune redondance structurale entraîne des risques élevés, de lourds dommages ou des risques d'effondrement total lorsqu'ils sont soumis à des efforts sismiques importants (Basöz et al., 1999; Han et al., 2009; Lee et al., 2013; Wang et Lee, 2009).

La méthode conventionnelle de conception parafismique des ponts se base sur le principe de dimensionnement en capacité qui consiste à concevoir les structures à des niveaux de résistance, inférieurs aux demandes élastiques, induits par le séisme de calcul. Afin de pallier ce manque de résistance, cette approche utilise la capacité de la structure à dissiper l'énergie sismique, par déformations inélastiques dans des zones critiques présélectionnées, qui jouent un rôle primordial dans la performance et la survie de l'ouvrage. Néanmoins, ces zones inélastiques permettent des ductilités globales (au niveau du pont) limitées ($R \leq 5$). Par conséquent, cette approche peut nécessiter un niveau de résistance qui demeure trop élevé. D'autre part, l'existence des déformations inélastiques dans les composants structuraux implique nécessairement des niveaux d'endommagement élevés sous l'effet du séisme de calcul et par conséquent une perte de fonctionnalité de l'ouvrage dans la plupart des cas. Dans ce contexte, mentionnons que le code canadien de calcul des ponts routiers, CSA-S6 (2019), prescrit, par défaut, une approche de conception basée sur la performance (BPD) où, la performance sismique cible (niveau de service et de dommages) est modulée selon la classe (l'importance socioéconomique) du pont et l'intensité/rareté (sévérité et période de retour) du séisme. Ainsi, pour un pont essentiel (niveau d'importance le plus élevé), la performance visée est que, le pont demeure, notamment, pleinement opérationnel sous un séisme d'une période de retour de 975 ans avec des dommages mineurs (sans incidence sur le comportement) ainsi

qu'opérationnel sous un séisme de période de retour de 2 475 ans avec un service limité (accessible aux véhicules d'urgence et au moins 50% des voies opérationnelles) et des dommages réparables (pouvant être réparés sans fermeture du pont dans un délai d'un mois). Pour des ponts de moindre importance, une perte de service et des dommages plus importants sont tolérés. Par exemple, pour un pont ordinaire (non essentiel et non situé sur une route majeure), sous un séisme de 2 475 ans, on accepte de perdre complètement la fonctionnalité du pont suite à des dommages pouvant nécessiter le remplacement total de l'ouvrage, tout en évitant l'effondrement.

Au cours des cinquante dernières années, des technologies parasismiques modernes ont considérablement gagné en popularité. Ces technologies ont recours à des équipements mécaniques, incorporés aux ponts afin d'améliorer leurs réponses aux secousses sismiques. Chacune de ces technologies a son propre concept et consiste à modifier un ou plusieurs termes (la masse M , l'amortissement C et/ou la rigidité K) de l'équation de mouvement de la structure pour réduire la demande sismique (S) et/ou pour augmenter la capacité de la structure (R). Elles peuvent être classées en trois classes: les amortisseurs sismiques (augmentent l'amortissement, C), les transmetteurs de choc sismiques (mobilisent plus de ressources et les capacités en réserve, R) et l'isolation sismique de la base (réduit les forces sismiques en changeant la rigidité et l'amortissement (Guizani, 2003)). Plus spécifiquement, l'isolation sismique à la base s'est graduellement établie comme une des alternatives les plus attrayantes pour contrer l'effet des séismes sur les structures des ponts. Ceci est attribué à ses nombreux avantages notamment la réduction importante des forces sismiques transférées à l'ouvrage de sorte qu'il est possible de maintenir un comportement élastique des éléments structuraux et par conséquent minimiser les dommages lors des séismes, préserver la fonctionnalité de l'ouvrage et contribuer à sauver des vies et à collaborer à la résilience socio-économique. De surcroît, ces avantages sont, le cas échéant, accompagnés par une diminution des coûts de construction, une facilité d'intégration de la technologie aux ponts neufs et existants, une facilité d'entretien et la possibilité de remplacer facilement les unités du système d'isolation sismique après un séisme, etc. (Buckle et al., 2006; CSA-S6, 2006; 2019; Makris, 2019; Mayes et al., 1984; Naeim et M. Kelly, 1999).

En général, chaque zone sismique se caractérise par des mouvements sismiques avec des caractéristiques spécifiques, entraînant des impacts significatifs sur la conception parasismique des ouvrages, incluant l'isolation sismique à la base des ponts. Bien que le zonage sismique actuel (mondial et national) soit généralement basé sur des valeurs d'accélération maximale (Atkinson, 2009; Choun, Park et Choi, 2014; CSA-S6, 2014; ECS, 2005a; Giardini, 1999; M. Pagani, 2018; Tarr et al., 2010), les autres caractéristiques sismiques, notamment le contenu fréquentiel et les paramètres spectraux, ne sont pas considérés; même si on reconnaît largement leur grande importance sur la conception parasismique des ponts en général et sur les performances des isolateurs sismiques en particulier (Castaldo et Tubaldi, 2018; CSA-S6, 2014b; Dicleli et Buddaram, 2006; Dicleli et Karalar, 2011; Liu et Zhang, 2016).

La conception parasismique des ouvrages et en particulier le recours à l'isolation sismique à la base sont indéniablement très importants dans les zones à forte sismicité (par exemple: Los Angeles - États-Unis, $PGA = 0.438g$, 10% en 50 ans) en raison de l'intensité des ondes sismiques, de dommages importants causés par les séismes, etc. Cependant dans les zones à sismicité modérée (par exemple: Québec – Canada, $PGA = 0.122g$, 10% en 50 ans), les séismes majeurs sont relativement rares, mais il y a quand même un risque significatif d'avoir des séismes assez dévastateurs (de forte magnitude). Dans ces zones, bien que les dommages causés par les séismes soient moins graves, les approches avancées de conception parasismique sont encore nécessaires et justifiées, non seulement pour assurer la sécurité et prolonger la durée de vie de la structure, mais aussi pour réduire les coûts d'entretien des structures après chaque séisme (Chen, 2004; Nordenson et Bell, 2000).

Toutefois, la plupart des technologies parasismiques avancées actuelles, y compris l'isolation sismique, ont été développées principalement pour des zones à forte sismicité, où des dispositifs à haute performance sismique sont souvent nécessaires. En conséquence, ils n'ont pas été optimisés pour les zones à sismicité modérée et seraient souvent trop performants et trop onéreux pour les besoins des ponts situés dans ces zones. Donc, l'étude des différences entre les propriétés des zones sismiques et leurs impacts sur les critères de conception des systèmes d'isolation sismique peut mener à une meilleure compréhension et à mieux cibler les besoins en isolation sismique pour les ponts situés dans chaque zone.

Plus spécifiquement, dans les zones à sismicité modérée, la plupart des structures de pont sont conçues de manière conventionnelle (à base fixe) et l'isolation sismique à la base demeure tout de même une option envisagée de manière limitée et, ce, pour la réhabilitation des ponts existants ainsi que pour la conception de nouveaux ponts. Comprendre le comportement sismique des ponts situés dans ces régions, dont ceux munis de systèmes d'isolation sismique, basés sur des appuis plus communs et théoriquement moins performants, permettrait le développement et la mise au point de systèmes d'isolation plus appropriés et plus économiques pour les ponts de ces zones. Ceci contribuerait à rendre l'isolation sismique plus accessible et plus répandue de manière à en tirer pleinement profit.

Parmi les systèmes populaires courants, à savoir les systèmes basés sur un élastomère et les systèmes basés sur la friction-glissement, les appuis en élastomère frettés sont considérés comme une solution potentielle prometteuse pour de telles zones. Cependant, les appuis frettés ordinaires, faits en caoutchouc naturel souffrent d'un déficit en termes de capacité de dissipation d'énergie par hystérésis et donc n'induisent pas d'amortissement suffisant. Une tentative d'amélioration de ces appuis à ce niveau a débouché sur le développement d'appuis frettés à élastomère élevé (entre 10% et 20%). Néanmoins, ce type d'appui fretté est très sensible aux basses températures et est sujet au phénomène de stabilisation (en anglais "*Scragging*"), ce qui réduit considérablement son efficacité notamment dans les régions froides. Par conséquent, le développement d'autres options et alternatives d'amélioration du rendement des appuis frettés ordinaires, en caoutchouc naturel, pour fins d'utilisation comme isolateurs sismiques simples dans des régions froides est toujours très opportun.

La plupart des régions du Québec sont caractérisées par une sismicité allant de modérée à élevée. Ces régions sont également sujettes à de basses températures durant une bonne partie de l'année. Or, les propriétés mécaniques des systèmes d'isolation sismique sont grandement affectées, entre autres, par les basses températures et de ce fait, le rendement de plusieurs systèmes d'isolation sismiques s'en trouve grandement affecté. Ceci est particulièrement le cas des appuis en élastomère à amortissement élevé et des systèmes à base de frottement. Il est

donc très pertinent de considérer cet aspect et de favoriser des systèmes peu sensibles aux basses températures.

Les dispositifs métalliques de dissipation d'énergie, particulièrement les amortisseurs en forme de U, apparaissent comme une solution potentielle très prometteuse pour améliorer le rendement des appuis en caoutchouc naturel dans un contexte d'isolation sismique optimale pour les ponts dans les zones à sismicité modérée et sujettes à de basses températures. Ceci découle de leurs principaux avantages, à savoir: une grande capacité de déformation et de dissipation d'énergie modulables, un faible coût de fabrication, une facilité d'entretien et de remplacement et notamment une insensibilité de leur comportement hystérotique aux basses températures.

D'autre part, les méthodes d'analyse sismique des ponts isolés à la base vont des plus simples aux plus sophistiquées selon la complexité et l'importance du pont. Or, étant donné que les ponts isolés à la base, ont une masse concentrée au niveau du tablier et un comportement élastique avec une réponse non linéaire localisée au niveau du système d'isolation sismique; leur analyse sismique se prête très bien à une technique d'analyse simplifiée, laquelle consiste en une analyse spectrale basée sur un système linéaire équivalent à un (ou deux) degré(s) de liberté. Cette technique, simple et efficace, permet de concevoir les ponts simples et réguliers isolés à la base et est d'une grande utilité pour une conception préliminaire de ponts plus complexes. Cependant, durant les dernières années, plusieurs limitations ont été imposées quant à l'applicabilité de cette méthode découlant d'études antérieures pouvant ne pas être adaptées aux caractéristiques sismiques des zones à sismicité modérée. De plus, il n'existe pas de données suffisantes permettant d'estimer le degré de précision et les marges d'erreur associées à cette méthode. Dès lors, la revue des conditions d'application imposées à la méthode simplifiée pour les différentes régions sismiques et l'exploration de son rendement et de sa précision sont considérées comme des manquements à combler en vue de promouvoir son utilisation, et par ce fait impliquant le recours à l'isolation sismique à la base. Finalement, plusieurs éléments de réponse, nécessaires à la conception des ponts isolés à la base, ne peuvent

être fournis par la méthode en question simplifiée et il est souhaitable de pouvoir les estimer pour pouvoir enrichir la méthode.

Objectifs de la recherche

L'objectif principal de cette recherche est de contribuer à l'optimisation des systèmes d'isolation sismique et de leurs méthodes d'analyse, notamment dans les régions à sismicité modérée sujettes à de basses températures. Cet objectif global se décline en quatre objectifs spécifiques comme suit:

1. Classifier les différentes zones sismiques présentant un intérêt pour l'isolation sismique à la base et identifier les principales caractéristiques hystéritiques des systèmes d'isolation offrant les performances optimales pour chacune de ces zones.
2. Évaluer le rendement et la performance de la méthode simplifiée d'analyse sismique des ponts isolés à la base ainsi que la pertinence des limites d'application actuellement spécifiées par les principaux codes; identifier les assouplissements et améliorations possibles, et compléter par des résultats empiriques relatifs au déplacement résiduel et à la marge d'erreur.
3. Formuler et étudier analytiquement et numériquement une technique d'amélioration des performances des appuis frettés à base de caoutchouc naturel par l'ajout d'amortisseurs métalliques en U en tant que système d'isolation sismique économique pouvant rencontrer les caractéristiques optimales des zones sismiques modérées et élevées (modulables) sujettes aux basses températures.
4. Démontrer l'applicabilité d'un tel système pour les deux principales régions du Canada exposées à un haut risque sismique, à savoir Montréal au Québec et Vancouver en Colombie-Britannique.

Méthodologie

Afin d'atteindre les objectifs précités, la méthodologie de recherche appliquée comprend les trois grandes phases suivantes :

Dans un premier lieu, une étude compréhensive des tremblements de terre est réalisée, notamment en lien avec des caractéristiques spécifiques et les zonages sismiques (mondial et nationaux). Sur la base des cartes mondiales des zones sismiques, les caractéristiques des signaux sismiques en lien avec l'efficacité de l'isolation sismique à la base sont identifiées et étudiées. Plus spécifiquement, la distinction des caractéristiques sismiques entre les zones à sismicité élevée et les zones à sismicité modérée est effectuée en se basant sur le contenu fréquentiel (ratio PGA/PGV) et les paramètres spectraux (forme du spectre). Ce faisant, des caractéristiques sismiques communes dans chaque région sont spécifiquement identifiées. Au moyen d'une étude paramétrique, faisant varier les propriétés des systèmes d'isolation sismique d'un pont générique, et s'appuyant sur des analyses sismiques par la méthode simplifiée (méthode spectrale unimodale: SMSA) et par analyses temporelles non linéaires (NLTHA), les fourchettes de valeurs des propriétés hystéritiques optimales (minimisant la demande sismique) des systèmes d'isolation sismique pour chaque zone sismique sont identifiées et bornées. À cet effet, un modèle simplifié à un degré de liberté représentant le pont générique isolé à la base a été utilisé pour deux localités canadiennes, représentatives des zones à sismicité modérée et élevée, à savoir Montréal (Qc) et Vancouver (C.B.). Cette partie de recherche permet de répondre à l'objectif spécifique 1 et elle est résumée dans l'article 1 présenté au chapitre 2.

En deuxième lieu, les résultats de l'analyse paramétrique sont exploités pour atteindre l'objectif spécifique 2, auquel le chapitre 3 (article 2) est consacré. En effet, la comparaison entre les résultats de la méthode simplifiée (spectrale unimodale : SMSA) et ceux de l'analyse temporelle non linéaire, pour différentes conditions, permet d'évaluer la performance et la précision de la SMSA en examinant l'écart de ses prédictions par rapport à celles de la méthode d'analyse plus précise, à savoir la méthode NLTHA. Ce faisant, il est possible d'évaluer la

pertinence des limites d'application actuelles de la SMSA, d'identifier celles qui sont inappropriées et/ou trop restrictives et de proposer des améliorations. Finalement, les résultats des NLTHAs permettent de développer des relations empiriques, exprimant le déplacement résiduel en fonction de certaines propriétés du SIS et de la structure, venant compléter la SMSA.

En troisième lieu, sur la base des propriétés optimales des isolateurs sismiques pour les zones à sismicité modérée, déjà identifiées plus tôt, la performance de l'appui fretté en caoutchouc naturel (NRB) en tant qu'isolateur sismique est examinée et les principales lacunes identifiées. Les améliorations souhaitées de ce dispositif pour le rendre plus efficace et mieux adapté aux ponts situés dans chaque zone sont également explorées, particulièrement pour les zones à sismicité modérée. L'amortisseur métallique en forme de U (UD) est sélectionné comme une solution effective pour améliorer la performance sismique des isolateurs en élastomère fretté. Le comportement des dispositifs UD et du système d'isolation combinant l'appui en fretté en caoutchouc naturel et ces dispositifs (NRB-UDs) sont étudiés analytiquement et/ou numériquement en vue de prédire leur comportement hystérotique sous chargement cyclique de grandes amplitudes. L'efficacité de la méthode d'amélioration est évaluée par rapport à l'augmentation de l'énergie dissipée par cycle de chargement et l'augmentation de l'amortissement équivalent. De plus, les résultats de l'étude permettent d'estimer les propriétés hystérotiques principales d'un tel système d'isolation sismique et de déduire un modèle bilinéaire équivalent pouvant être utilisé pour analyse sismique par la SMSA. Le chapitre 4 (article 3) résume ce volet de la recherche.

Finalement, l'application du système d'isolation à base d'appui fretté en caoutchouc muni d'amortisseurs UD est démontrée, au chapitre 5, par des exemples de conception pour les localités de Montréal et Vancouver.

Structure de la thèse

Cette thèse est essentiellement une thèse par articles. Elle est constituée de la présente introduction, de trois parties principales et d'une conclusion.

La première partie présentée au chapitre 1 est une revue bibliographique portant sur trois axes:

- 1) les caractéristiques des signaux sismiques, les zonages actuels et leurs effets sur la réponse structurale des ponts, notamment les ponts isolés à la base;
- 2) les méthodes de conception parasismique des ponts, y compris la méthode conventionnelle et la méthode utilisant des technologies parasismiques avancées; l'application courante d'isolation sismique à la base pour des ponts avec des systèmes disponibles, leurs fonctionnements et performances sismiques;
- 3) le potentiel et les limitations des isolateurs en élastomères et les différentes méthodes d'amélioration de la performance des appuis frettés en élastomères.

La deuxième partie poursuit les objectifs spécifiques 2 et 3 (décrits en p. 6) et est présentée dans les chapitres 2 et 3, constitués des articles 1 et 2.

La troisième partie, présentée aux chapitres 4 et 5, poursuit les objectifs spécifiques 3 et 4. L'objectif 3, lequel consiste à étudier le système d'appui fretté avec l'amortisseur UD, fait l'objet de l'article 3. Les lacunes des isolateurs en élastomère fretté, décrites dans l'objectif 4 en p. 6, sont explorées dans le chapitre 5 à travers une conception des ponts isolés situés à Vancouver et Montréal, dans le contexte d'une comparaison avec les critères de conception optimaux suggérés. Les avantages d'utilisation des dispositifs UD, pour améliorer l'isolateur en élastomère, sont étudiés à travers leur efficacité à augmenter la capacité de dissipation d'énergie et à répondre facilement aux exigences de conception optimale.

Le dernier chapitre, est consacré à la conclusion générale de la présente recherche et les limitations de l'étude et des voies pour de futures recherches complémentaires y sont exposées.

CHAPITRE 1

SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Généralités sur les tremblements de terre et leurs effets sur la structure des ponts

1.1.1 Origines des tremblements de terre et effets sur les structures des ponts

Un tremblement de terre est une secousse du sol, résultat d'une libération brusque d'énergie causée par le déplacement relatif ou la collision entre des plaques tectoniques. Plus rarement, les tremblements peuvent également être causés par une activité volcanique ou une explosion au fond du sol, etc. Les séismes provoquent des ondes qui se diffusent dans toutes les directions et se traduisent en surface par des vibrations du sol.

Les tremblements de terre ont des impacts des plus dommageables sur les infrastructures urbaines. Lorsque les ouvrages sont atteints par les secousses sismiques, ils subissent des oscillations rapides à partir des unités de fondation. C'est comme s'ils étaient affectés par des pseudo-forces dynamiques égales au produit de la masse par l'accélération de la base. Ces forces agissent généralement à l'endroit de la masse de l'ouvrage, essentiellement concentrée au niveau de la superstructure du pont (tablier) provoquant des réponses sismiques pour les ouvrages. Selon la sévérité du séisme, les caractéristiques des ondes sismiques et les propriétés de la structure, cette réponse sismique peut conduire à des dommages d'importance variable au sein de l'ouvrage. La Figure 1.1 illustre des exemples de dommages des plus sévères causés par des séismes qui ont déjà touchés des ponts à travers le monde.

Les expériences passées, les moyens technologiques et les connaissances accumulées de plus en plus avancées ont grandement contribué à des développements et des améliorations très importants, voire une révolution, des méthodes de conception parasismique depuis des cinquante dernières années. Ce qui a permis d'atténuer et de mitiger le risque posé par les séismes dans les zones actives sismiquement.

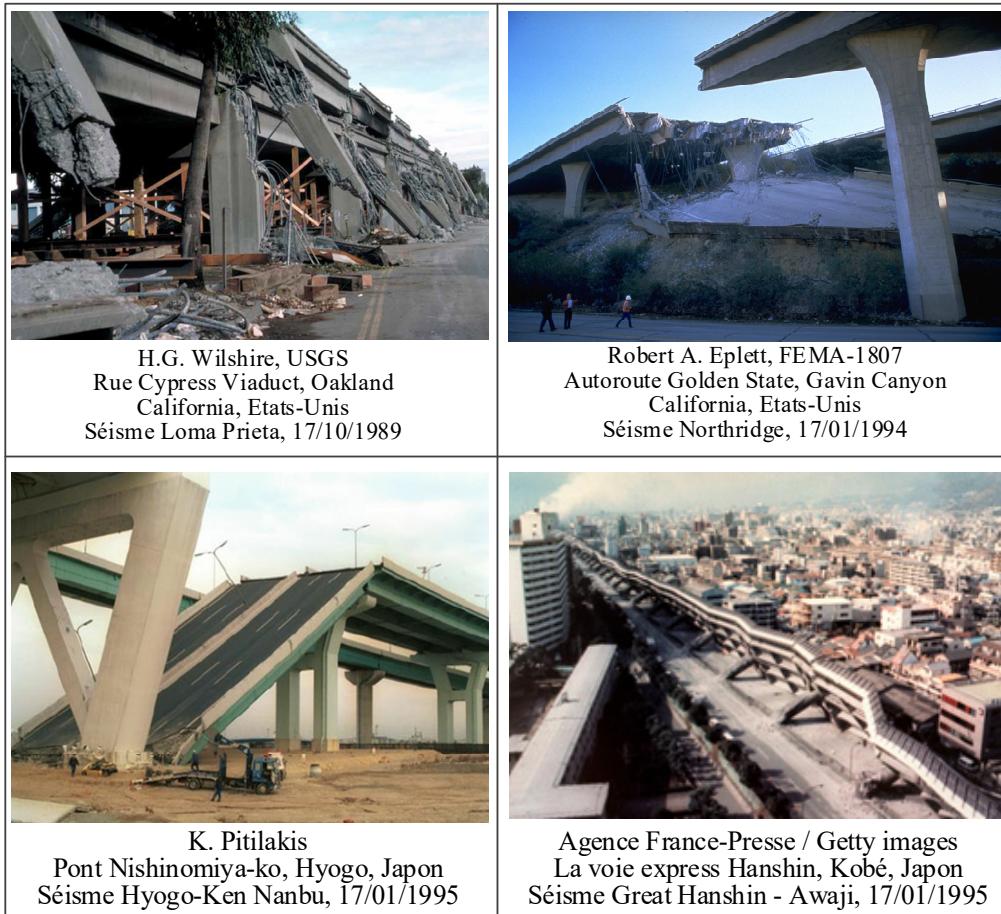


Figure 1.1 Exemples typiques d'effondrement des ponts causés par des séismes

1.1.2 Principales caractéristiques des tremblements de terre

Un séisme se caractérise généralement par plusieurs paramètres : la magnitude, l'intensité, l'accélération du sol, le contenu en fréquences, etc. Dans ce contexte, les principaux paramètres utilisés pour classer et caractériser les signaux sismiques, d'un point de vue de la conception parasismique des ouvrages, sont présentés ci-après.

La magnitude du séisme

La magnitude est un paramètre important du séisme et est généralement le premier paramètre permettant d'estimer l'intensité d'un tremblement de terre et de le comparer à d'autres séismes. Elle permet de mesurer/quantifier l'énergie libérée du séisme à travers des échelles communes

(l'échelle Mercalli, l'échelle MSA, l'échelle Richter, etc.). De nos jours, les magnitudes diffusées par les médias sont les magnitudes du moment (M_w), lesquelles sont directement reliées au moment sismique et sont employées par les scientifiques, notamment dans les rapports sismiques. De plus, la magnitude des ondes de surface (M_s), une mesure locale basée sur l'amplitude maximale de déplacement du sol, est intéressante et est utilisée aujourd'hui, notamment dans l'Eurocode (ECS, 2005a) pour le zonage sismique.

Les paramètres d'amplitude

Un signal sismique est généralement un enregistrement dans le temps de la variation de trois paramètres principaux : l'accélération, la vitesse et le déplacement du sol. Leurs valeurs maximales sont d'une grande importance et d'un intérêt particulier. L'accélération maximale au sol (AMS ou *Peak Ground Acceleration (PGA)*) est l'un des paramètres les plus communément mesurés lors d'un tremblement de terre. Ce paramètre est utilisé très souvent pour décrire le tremblement de terre à cause de sa relation naturelle et directe avec la force d'inertie appliquée à la structure/corps rigide. De plus, la AMS est essentiellement utilisée dans le calcul de l'aléa sismique, qui est un des paramètres principaux utilisés dans les normes actuelles de conception parasismique ainsi que dans les programmes de recherche sur le zonage sismique à travers les cartes d'aléa sismique.

La vitesse maximale au sol (*Peak Ground Velocity (PGV)*) est un autre paramètre utile pour étudier les caractéristiques d'un tremblement de terre. Elle peut caractériser la magnitude et la durée effective du séisme ainsi que le contenu fréquentiel de mouvement du sol, en particulier avec les zones proches de la faille. Le déplacement maximal au sol (*Peak Ground Displacement (PGD)*) est rarement utilisé pour mesurer un séisme.

Mathématiquement, ces paramètres sont étroitement liés par des transformations intégrales et/ou différentielles. Pour un système soumis à l'action d'un signal harmonique de fréquence, f , par les simples transformations de l'équation du mouvement, on obtient facilement $PGA = - (2\pi f) \cdot PGV$. Cette expression est toujours appropriée lorsque les ondes sismiques peuvent être transformées en forme périodique par les transformations de Fourier. Par conséquent, les ratios entre les paramètres d'amplitude sont très instructifs et informatifs sur

les caractéristiques du signal sismique, notamment la corrélation entre le contenu fréquentiel et le rapport de PGA/PGV du séisme (Dicleli et Buddaram, 2006; Kramer, 1996; Zhu, Heidebrecht et Tso, 1988). Un ratio modéré de PGA/PGV caractérise particulièrement les séismes ayant une teneur importante en énergie sur une large gamme de fréquences et présentant un schéma d'accélération très irrégulier. Un séisme avec un riche contenu de hautes fréquences est caractérisé par des ratios élevés de PGA/PGV (de 12s^{-1} à 21.5s^{-1}) et par des grandes valeurs d'accélération spectrale concentrées sur de courtes périodes. Par contre, les impulsions d'accélération intense et de longue durée correspondent à de basses valeurs du ratio PGA/PGV (de 5.5s^{-1} à 10.6s^{-1}) et les grandes valeurs d'accélération spectrale s'étendent à de longues périodes (Dicleli et Buddaram, 2006). Ces impulsions caractérisent généralement des enregistrements proches de la faille qui contribuent grandement aux modes supérieurs. Les impulsions sont particulièrement dangereuses pour les systèmes d'isolation sismiques, car elles peuvent entraîner un cisaillement de la base et un déplacement beaucoup plus élevés par rapport à ceux sans impulsions.

Zhu, Heidebrecht et Tso (1988) ont étudié les effets du rapport PGA/PGV sur la demande en ductilité de déplacement des systèmes hystéritiques bilinéaires. En conséquence, suivant les spécifications du Code national du bâtiment canadien (CNBC) 1985, les enregistrements sismiques analysés ont été séparés en trois groupes selon le rapport PGA/PGV, soit: faible ($\text{PGA/PGV} < 0.8 \text{ g/m/s}$), normal ($0.8 \text{ g/m/s} \leq \text{PGA/PGV} \leq 1.2 \text{ g/m/s}$) et élevé ($\text{PGA/PGV} > 1.2 \text{ g/m/s}$). Les résultats présentent des différences substantielles au niveau des exigences (demandes) de ductilité de déplacement maximal parmi les trois groupes d'enregistrement, avec les enregistrements ayant les faibles ratios PGA/PGV conduisant à la plus grande demande de ductilité. Les résultats ont également montré que le ratio PGA/PGV peut fournir une bonne mesure du potentiel de dommages du tremblement de terre et devrait être pris en compte dans la spécification de la conception parasismique des ouvrages (Zhu, Heidebrecht et Tso, 1988).

Sucuoğlu et Nurtuğ (1995) ont mis en évidence la relation entre le ratio PGV/PGA et la sensibilité de la dissipation de l'énergie sismique par un système à un degré de liberté. Le ratio PGV/PGA est lié à la période d'accélération dominante dans les enregistrements sismiques.

Plus le rapport PGV/PGA est élevé, plus l'excitation sismique contient de l'énergie dans le domaine de basses fréquences (longues périodes) et plus la réponse sismique maximale du système à 1 DDL est affectée par la capacité de celui-ci à dissiper l'énergie.

De plus, les paramètres d'amplitude ont également été trouvés en relation avec la magnitude sismique. À savoir, PGA et PGV peuvent être prédites en fonction de la magnitude du séisme. Le ratio PGA/PGV augmente avec l'augmentation de la magnitude du séisme (Kramer, 1996).

Sur la base de cette observation, le rapport de PGA/PGV a été considéré comme un paramètre clé dans l'étude de l'efficacité de dissipation d'énergie par la méthode d'isolation sismique à la base.

Les paramètres spectraux

Les paramètres spectraux sont ceux relatifs au spectre du séisme ou de conception. Ceux-ci donnent les valeurs maximales de l'amplification du mouvement du sol par la réponse structurale et indiquent directement les valeurs maximales de l'accélération, de la vitesse, et du déplacement. Les paramètres spectraux sont importants pour apprécier l'effet du séisme sur les structures, qui tient compte de l'énergie de tremblement de terre pour une période donnée de vibration. En conséquence, les valeurs de la réponse spectrale ont été établies pour les normes de la conception parasismique conformément aux caractéristiques des signaux sismiques de chaque région. Ceci est le cas pour les normes actuelles de conception parasismique des ponts et bâtiments utilisées en Amérique du nord et en Europe, à savoir: AASHTO (2017), ASCE/SEI-41-13 (2014), ECS (2005a), CSA-S6 (2019), NRCC (2015). Ainsi, les caractéristiques du spectre de calcul, en particulier sa forme, sont importantes et sont intrinsèquement reliées aux caractéristiques sismiques de la région/site de l'ouvrage. Par ailleurs, le rapport des valeurs spectrales à différentes périodes (fréquences) représente non seulement les changements de l'énergie des ondes sismiques en fonction de la période de vibration pour chaque région, mais renseigne également sur le potentiel de réduction/augmentation de la réponse sismique maximale pouvant découler de l'allongement de la période fondamentale via l'isolation sismique particulièrement à la base. Dès lors, selon

les différentes formes du spectre, les propriétés du système d’isolation sismique peuvent être déterminées/adaptées pour atteindre les différentes performances ciblées lors de la conception parasismique. Les paramètres représentant les ratios d’accélérations spectrales ou déplacements spectraux pour les courtes périodes par celles des longues périodes sont à ce titre considérés et étudiés dans ce travail pour classifier/distinguer les zones sismiques du point de vue de l’isolation sismique à la base.

1.1.3 Zonage sismique mondial

Généralement, chaque région sismique peut détenir des caractéristiques particulières et différentes de celles des autres, entraînant ainsi des impacts différents sur le comportement des constructions qui s’y trouvent. Par conséquent, il est important de distinguer les caractéristiques sismiques entre les différentes régions, non seulement pour les besoins de conception parasismique et de gestion de risques sismiques locaux, mais également dans une perspective plus globale en vue d’identifier des critères et aspects communs reliés à la sélection et au développement de technologies parasismiques mieux adaptées. Dans la prochaine section, nous présentons tout d’abord un survol des méthodes actuelles de zonage sismique global et national. Les principes de base de ces méthodes sont également clarifiés. Nous présentons ensuite des paramètres spectraux utilisés pour distinguer /classer les zones sismiques en relation avec l’isolation sismique à la base.

1.1.3.1 Les cartes d’aléa sismique mondial

Afin de fournir les données requises pour l’évaluation du risque sismique, plusieurs organismes développent des méthodes de classification et de zonage sismique. Le principe général de ces programmes est basé sur les statistiques des tremblements de terre se produisant dans chaque région ce qui permet d’obtenir des évaluations sismiques.

Le programme mondial d’évaluation des risques sismiques GSHAP (Giardini, 1999; Shedlock et al., 2000) a été lancé en 1992 et a pris fin en 1999. Il a présenté une carte globale d’aléa sismique, basée sur l’accélération maximale au sol (PGA) avec une probabilité de dépassement de 10% dans 50 ans. Ce programme a également décrit un risque sismique, obtenu par une

combinaison de l'aléa sismique avec les facteurs de vulnérabilité. Par conséquent, quatre niveaux de risque sismique allant de faible à très élevé ont été distingués comme indiqué au Tableau 1.1

Tableau 1.1 Classification du risque sismique, selon GSHAP
Adapté de Giardini (1999)

Zone	1	2	3	4
PGA (g) Probabilité de dépassement de 10% en 50 ans	0 – 0.08	0.08 – 0.24	0.24 – 0.4	> 0.4
Risque sismique	Faible	Modéré	Élevé	Très élevé

Dans le cadre de la poursuite et de la mise à jour des résultats du programme GSHAP, le modèle mondial de tremblement de terre (GEM) a été réalisé durant la période de 2014 à 2018. L'objectif principal du programme était de développer un ensemble complet de données et de modèles de tremblement de terre et de fournir une évaluation globale complète du risque sismique.

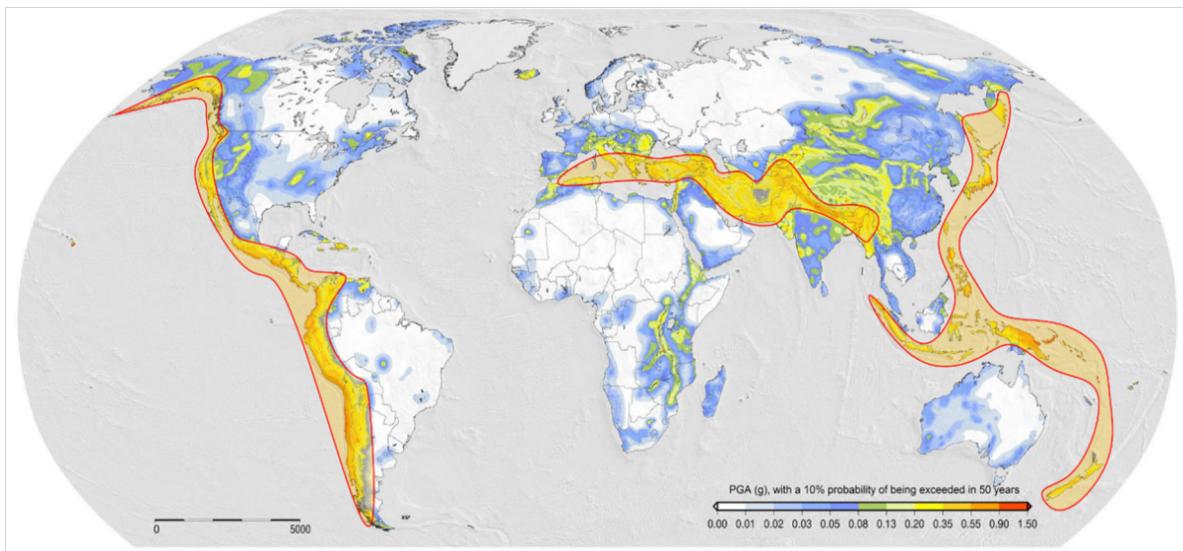


Figure 1.2 Carte mondiale d'aléa sismique, basée sur PGA au sol avec une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans
Adaptée de M. Pagani (2018)

Dans ce cadre, de cette mise à jour, une nouvelle carte globale d'aléa sismique, basée sur l'accélération maximale au sol pour une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans a été développée, telle qu'illustrée sur la Figure 1.2 (M. Pagani, 2018). Il est bon de souligner que dans cette figure, la ceinture de feu du Pacifique et la ceinture Alpine-Himalayenne représentent les deux zones ayant l'aléa sismique le plus élevé.

De la même façon, le projet de "Carte des enquêtes scientifiques" (SIM) a été effectué par la Commission géologique des États-Unis (Tarr et al., 2010). Ce projet a présenté une carte de sismicité mondiale, donnant un aperçu complet sur les forts tremblements de terre avec magnitude de 5.5 et plus depuis 1900 dans le contexte de la tectonique des plaques mondiales et de la physiographie de la terre. Cette carte permet d'identifier clairement les emplacements des grands tremblements de terre passés (avec magnitude de 8.0 et plus) et les zones de réplique et/ou de rupture. Plusieurs versions ont été publiées avec des mises à jour. La dernière version est SIM3446 (Hayes et al., 2020) et couvre l'activité sismique pour la période allant de l'an 1900 à l'an 2018.

Le projet d'harmonisation des risques sismiques en Europe (SHARE) était effectué en collaboration avec le programme de coopération de la Commission européenne (Giardini et al., 2013). L'objectif principal de SHARE était de fournir un modèle communautaire d'aléa sismique pour la région euro-méditerranéenne avec des mécanismes de mise à jour et il visait à établir de nouvelles normes dans la pratique de l'évaluation probabiliste des risques sismiques. Pour ce faire, SHARE a présenté un modèle d'aléa sismique euro-méditerranéenne 2013 (ESHM13), comme illustré dans la Figure 1.3.

Cette carte se compose de plusieurs cartes d'aléa de tremblement de terre indépendantes du temps pour les spectres avec des probabilités annuelles de dépassement allant de 10^{-1} à 10^{-4} . Ce modèle se compose de tous les événements de magnitudes $M_w \geq 4.5$. (Giardini, Wössner et Danciu, 2014) et été considéré comme une partie de programme mondial GEM. Actuellement, le modèle européen d'aléa sismique 2020 (ESHM20) et les mises à jour de

ESHM13 sont en cours. À partir de cette carte, les régions sud et sud-est de l'Europe représentent l'aléa sismique le plus élevé.

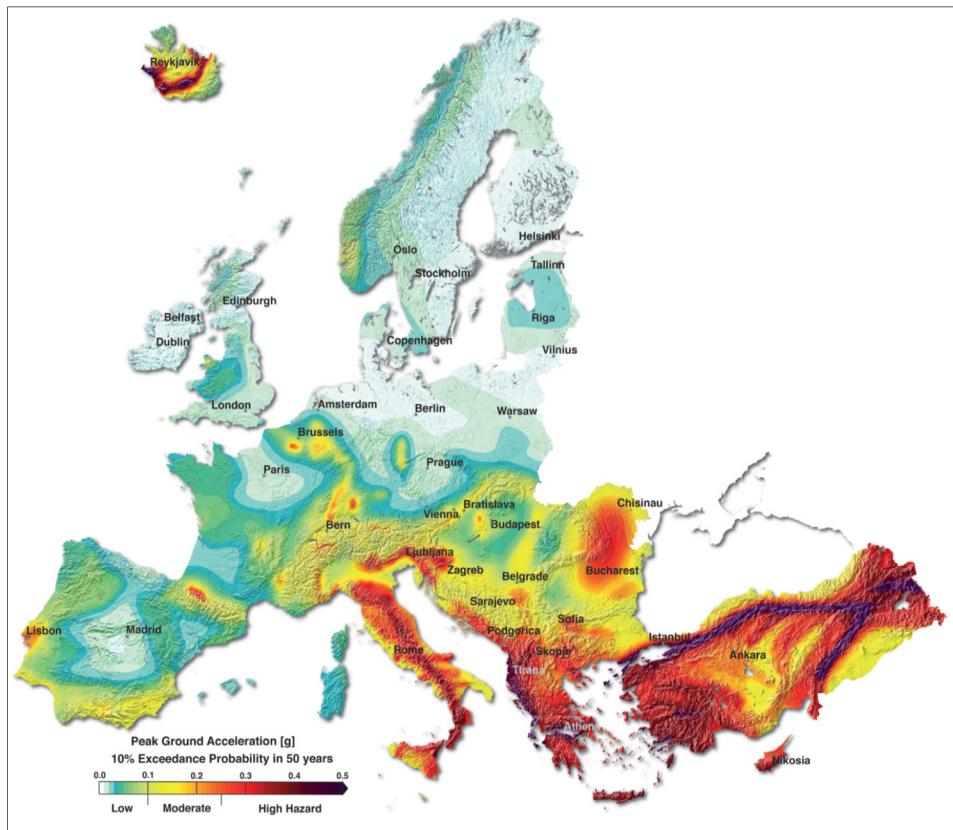


Figure 1.3 Carte européenne d'aléa sismique, PGA pour une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans
Adaptée de Giardini et al. (2013)

Afin d'indiquer un risque de tremblement de terre et des perturbations potentielles des systèmes de transport locaux, à savoir les infrastructures, Rodrigue (2020) présente la carte reproduite à la Figure 1.4, montrant une distribution mondiale d'aléa de tremblement de terre, avec une probabilité d'un tremblement de terre allant d'une intensité faible à très élevée sur une période de 50 ans. Comme on peut le constater, les zones bordant la plaque de Pacifique sont particulièrement menacées, car la plupart des plus grands séismes du siècle dernier se sont produits dans cette région.

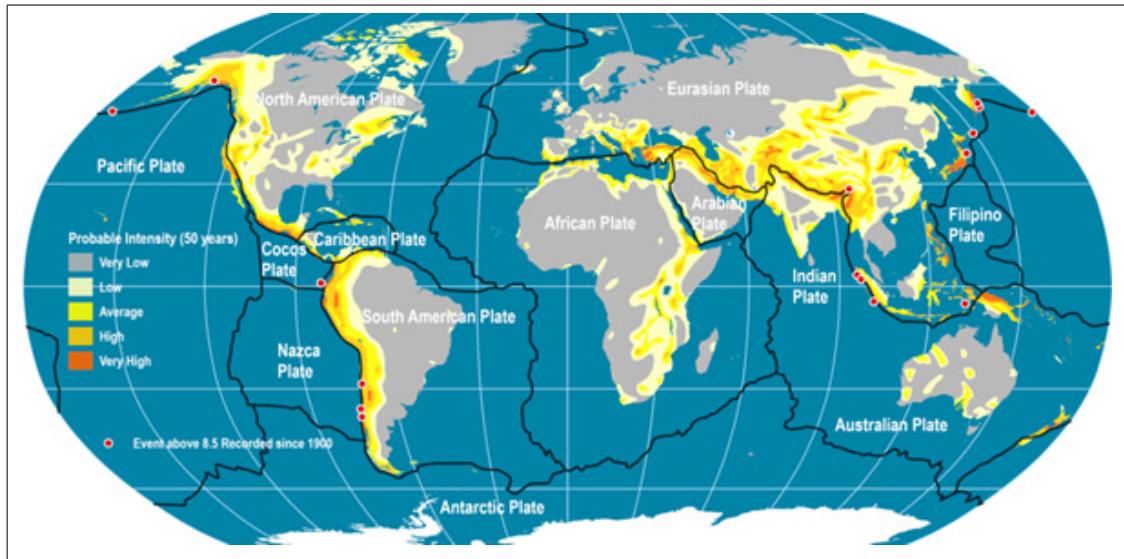


Figure 1.4 Carte mondiale de la tectonique des plaques et de l'activité sismique
Adaptée de Rodrigue (2020)

La classification des zones sismiques est principalement basée sur la valeur de l'accélération maximale au sol (PGA) avec une probabilité de dépassement, typiquement établie à 10% en 50 ans, laquelle est généralement utilisée pour la conception des bâtiments et les infrastructures courantes depuis les années 1990. Ce zonage revêt une grande importance dans le cadre d'une évaluation globale des risques sismiques, particulièrement la localisation des principales failles, aidant ainsi à analyser et à prédire les activités de sismicité pour chaque zone. Ces cartes permettent également de clairement identifier l'importance relative, la distribution et le potentiel de dégâts des grands séismes dans le monde. Comme ces résultats l'indiquent, la ceinture de feu du Pacifique (la côte de l'Ouest de l'Amérique, Japon, Philippines, Indonésie, Nouvelle-Zélande, etc.) et la ceinture alpine himalayenne (Italie, Turquie, Grèce, Albanie, etc.) sont connues comme étant les deux régions avec la sismicité la plus élevée au monde.

1.1.3.2 Zonages sismiques nationaux

La carte d'aléa sismique global donne un point de vue général de la classification relative de l'activité sismique dans le monde. Néanmoins, elle reste trop grossière pour les besoins de zonage plus local. Dans chaque pays, les zones sismiques sont également classifiées de manière plus détaillée dans le but de soutenir la planification urbaine et les spécifications relatives à la

conception parasismique des ouvrages et infrastructures. Ces zonages sismiques nationaux, souvent associés aux normes de conception, reflètent l'activité sismique relative et l'aléa sismique pour les différentes régions d'un pays.

En Europe, l'Eurocode 8 "Calcul des structures pour leur résistance aux séismes" approuvé par le Comité européen de normalisation en 2004, formule les directives de base pour l'élaboration des normes nationales européennes pour la conception parasismique. L'application de l'Eurocode 8 dans chaque pays de la communauté implique que certaines valeurs soient définies par les autorités nationales du pays. Ces paramètres font généralement l'objet d'une annexe nationale (Solomos, Pinto et Dimova, 2008). Sur la base de la valeur de l'accélération maximale de référence au roc, a_{gr} , les territoires nationaux sont subdivisés en zones sismiques, à l'intérieur desquelles l'aléa sismique est supposé constant (l'aléa pour une probabilité de dépassement 10% en 50 ans est recommandé). En fonction des valeurs d'accélération au sol, du type de sol, et du niveau relatif de l'aléa entre les régions sismiques d'un même pays, l'annexe nationale définit des classes de sismicité allant de très faible à forte et des procédures de conception sismiques sont définies en conséquence. Le Tableau 1.2 présente la classification des zones sismiques nationales de trois pays spécifiques en Europe (Solomos, Pinto et Dimova, 2008).

Tableau 1.2 Exemples de zonage sismique national en Europe
Tiré de Solomos, Pinto et Dimova (2008)

Zone de sismicité	Accélération au roc, a_{gr} (g) (Probabilité de dépassement 10% en 50 ans)		
	France	Italie	Turquie
1	0.10	< 0.05	0.1
2	0.15	0.05 - 0.15	0.2
3	0.25	0.15 - 0.25	0.3
4	0.36	> 0.25	0.4

Aux États-Unis, le code AASHTO (2017) fournit une carte plus détaillée des valeurs de l'accélération maximale sous la forme de courbes d'isovaleurs. Les quatre zones sismiques

représentatives sont classifiées en fonction du coefficient d'accélération spectrale de la réponse horizontale d'un système à un degré de liberté sur le roc et ayant une période de vibration d'une (01) seconde (S_{D1}) pour une probabilité de dépassement de 7% en 75 ans. Le Tableau 1.3 présente la classification adoptée par l'AASHTO (2017). Selon la classification de chaque zone sismique, des critères et dispositions de calcul et de conception sont spécifiés pour les structures de ponts et ouvrages connexes.

Tableau 1.3 Classification des zones sismiques aux États-Unis, selon l'AASHTO 2017

Le coefficient d'accélération, S_{D1} (7% en 75 ans)	Zone sismique
$S_{D1} \leq 0.15g$	1
$0.15g < S_{D1} \leq 0.30g$	2
$0.30g < S_{D1} \leq 0.50g$	3
$0.50g < S_{D1}$	4

Au Canada, Ressources naturelles Canada (NRCan, 2020) classifie les zones sismiques à partir de calculs probabilistes pour produire un aléa sismique uniforme. Ces zones sismiques impliquent des régions où les séismes ont des sources/causes communes. Ce faisant, trois principales zones sismiques, associées à des activités socioéconomiques importantes, sont distinguées, à savoir : la région de la côte Pacifique (la côte Ouest); la région de la Cordillère Arctique et de la côte Atlantique (la côte Est); et le reste du Canada (partie centrale) où les tremblements de terre sont rares et leurs magnitudes sont peu élevées, le cas échéant (NRCan, 2020). Le grand Nord est une autre zone sismique active du Canada. Cependant, cette zone est très peu habitée et compte très peu d'installations et infrastructures de sorte qu'elle présente un faible risque sismique. Par conséquent, les deux principales zones sismiques étudiées avec une plus grande attention, sont celles présentant un risque sismique significatif: la zone de la côte Ouest, notamment la région métropolitaine de Vancouver; et la zone de l'Est du Canada, particulièrement celle située le long de l'axe du fleuve St-Laurent (Ottawa – Montréal – Québec - Charlevoix). Ces sites sont connus pour représenter les plus grands risques sismiques au Canada (Adams, 2011). Cependant, ce zonage n'est pas basé exclusivement sur l'aléa sismique mais également sur des considérations géographiques et administratives.

De plus, les sources tectoniques de ces régions sont très distinctes. La côte Est du Canada se trouve dans une région stable où les tremblements de terre se concentrent dans les zones superficielles (peu profonde) de la croûte terrestre. Les causes des séismes dans cette région ne sont pas bien connues, mais sont attribuées à des différences géologiques régionales, ce qui semble être le résultat de l'activité liée aux champs de contraintes régionaux (NRCAN, 2020). Cependant, la côte Ouest du Canada est la région la plus sujette aux tremblements de terre. Les séismes observés dans cette région sont associés à trois types de mouvements des plaques, à savoir la collision à l'interface des plaques de l'océan Pacifique et Juan de Fuca ("marge convergente"), l'éloignement de la plaque du Pacifique à l'ouest et la plaque Juan de Fuca à l'est ("marges divergentes"), et le glissement entre la plaque Nord-Américaine (se déplace vers le sud-ouest) et la plaque du Pacifique (se déplace vers le nord-ouest) ("marges coulissantes ou transformantes") (NRCAN, 2020). Les différences au niveau des sources des mouvements sismiques entre ces régions sont susceptibles d'avoir des signatures différentes en matière de contenu fréquentiel et de teneur importante en énergie sismique. Elles peuvent, par conséquent, imposer des sollicitations différentes aux structures, notamment sur les ponts isolés.

D'autre part, Ressources naturelles Canada présente des cartes simplifiées de l'aléa sismique uniforme au Canada, basées sur l'accélération maximale sur un sol ferme (PGA) et les valeurs d'accélération spectrales associées à différentes périodes de vibration, le tout pour différentes périodes de retour des séismes. Sur cette base, les zones sismiques au Canada correspondent à cinq niveaux d'aléa sismique relatif allant de faible à très élevé. Cette carte permet de distinguer la configuration de l'aléa sismique et sa variation selon la région géographique sur l'ensemble du pays.

Il demeure que le zonage sismique de base, sans prise en compte des effets du site local, est une donnée fondamentale, qui permet de comparer l'aléa sismique relatif entre les différentes régions. Par comparaison avec le code AASHTO (2017), les zones sismiques nationales au Canada peuvent être classifiées en quatre niveaux d'aléa sismique, basés sur la carte de l'aléa sismique pour une période de 1.0 seconde ($Sa(1.0)$) avec une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans, comme rapporté dans le Tableau 1.4 et la Figure 1.5 suivants:

Tableau 1.4 Exemple de zonage sismique proposé pour le Canada sur la base de l'accélération spectrale à 1.0s ($S_a (1.0)$) et une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans avec les termes de classification de l'AASHTO 2017

Zone de sismicité	Niveau d'aléa	Accélération spectrale à 1.0s ($S_a (1.0)$) et une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans
1	Faible	$S_a (1.0) \leq 0.06g$
2	Modéré	$0.06g < S_a (1.0) \leq 0.25g$
3	Élevé	$0.25g < S_a (1.0) \leq 0.60g$
4	Très élevé	$0.60g < S_a (1.0)$

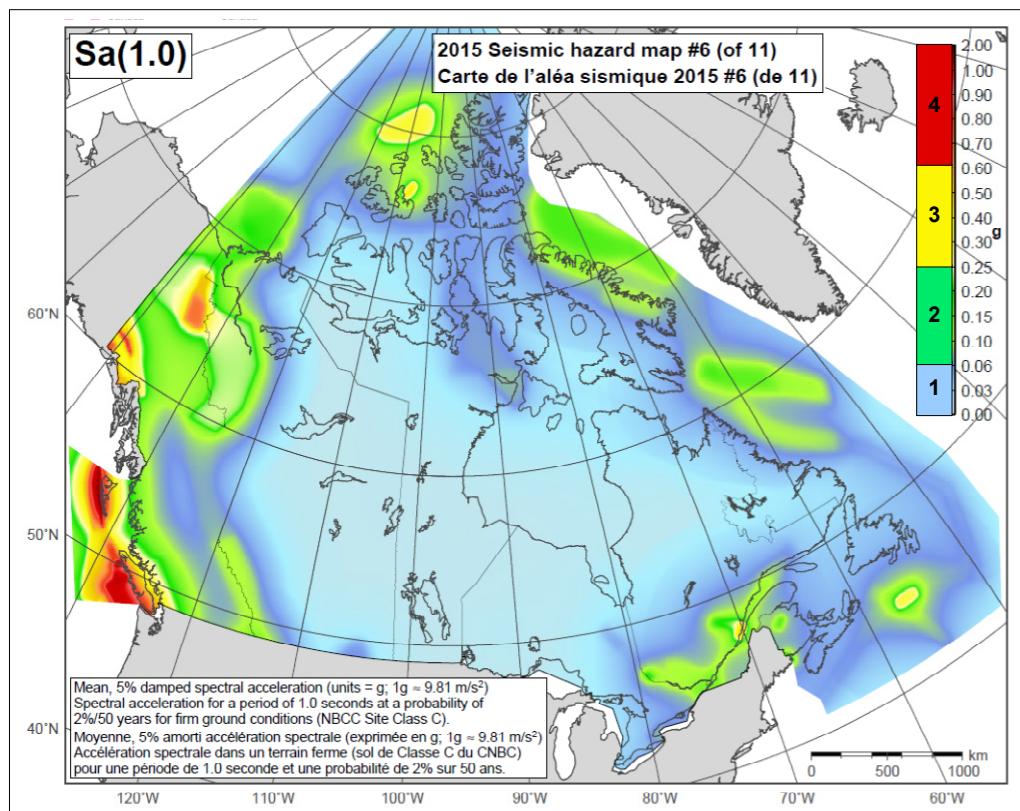


Figure 1.5 Exemple d'aléa sismique et classification des zones sismiques utilisées au Canada pour $S_a (1.0)$ et une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans

1.1.3.3 Commentaires

Sur la base des observations ci-dessus, les zonages sismiques courants (mondial et national) sont généralement établis à partir de la valeur d'accélération maximale au sol correspondant à certaines périodes de retour, typiquement utilisées par les codes de calcul. Ces classifications sont importantes en matière de gestion de risque sismique, de planification et développement de l'infrastructure urbaine et elles sont généralement associées à des critères et dispositions normatives conséquentes avec le niveau de l'activité sismique de chaque région pour chaque pays. D'autres caractéristiques sismiques très importantes sur le plan de conception parasismique et d'optimisation de solutions innovantes, à l'instar de l'isolation sismique, ne sont pas explicitement considérées dans ces zonages. D'où l'intérêt de la présente recherche à caractériser les zones sismiques d'un point de vue de conception des systèmes d'isolation sismiques appropriés.

Pour ce faire, les paramètres représentant le contenu fréquentiel, la forme du spectre de conception, et la demande en ductilité et en dissipation d'énergie (amortissement) doivent être examinés étant donné le rôle clé qu'ils jouent sur la performance de l'isolation sismique et des structures isolées à la base. Dans ce contexte, comme mis en évidence précédemment, le rapport de PGA/PGV renseigne sur le contenu fréquentiel et sur la demande en dissipation d'énergie. Par ailleurs, la forme de spectre en lien avec l'allongement de la période par l'isolation sismique peut être bien représentée par la comparaison de l'accélération spectrale et du déplacement spectral à des courtes périodes, typiques des structures rigides, candidates à l'isolation, (entre 0.1s à 0.5s) et ceux associés aux longues périodes, typiques des périodes des structures isolées (1.5s à 4.0s).

Dans cette thèse, les ratios des accélérations spectrales et déplacement spectral pour les périodes de 0.2s et 2.0s sont utilisés comme indicateurs permettant la distinction des caractéristiques des zones sismiques en lien avec l'isolation sismique. En effet, le ratio $S_a(0.2)/S_a(2.0)$ indique la diminution des forces d'inertie suite à un allongement de la période de 0.2s à 2.0s. Similairement, le ratio $S_a(2.0)/S_a(0.2)$ indique l'augmentation du déplacement

suite à un tel allongement de la période (CSA-S6, 2019; CSA-S6.1, 2019; Koval, Tremblay et Christopoulos, 2012).

En conséquence, des analyses additionnelles sont effectuées pour de nombreuses localités, notamment en Amérique du Nord et en Europe, afin d'identifier les différences et les points communs des signaux des caractéristiques des zones sismiques, définies par le programme mondial GEM (M. Pagani, 2018), en lien avec les paramètres additionnels, tels ceux susmentionnés, touchant l'isolation sismique à la base.

1.2 Les méthodes de conception parasismique des ponts

Les ponts sont des ouvrages très importants au sein des systèmes de transport nationaux et internationaux, et jouent un rôle socioéconomique de premier plan. En phase avec le développement des technologies et des matériaux de construction, les ponts sont construits avec des travées de plus en plus longues et avec des sections plus larges afin d'accompagner des activités humaines et économiques sans cesse croissantes. D'autre part, les caractéristiques géométriques particulières des ponts, notamment l'essentiel de leur masse concentrée au niveau surélevé du tablier et leur faible redondance et nombre des points d'appui (unités de fondation, piliers), les rendent particulièrement vulnérables aux charges dynamiques en général et aux tremblements de terre plus spécifiquement. Leur conception parasismique et dynamique nécessite donc la satisfaction d'exigences et de conditions de résistance sismique et de stabilité structurale particulièrement pointues et importantes en plus des autres exigences de durabilité, de conditions de service et de confort afin de leur assurer une performance acceptable.

1.2.1 Survol des spectres de calcul de quelques principaux codes de ponts

Les approches et règles de calcul et conception parasismique des ponts sont présentées dans des codes et normes de conception des ponts, régis par des autorités nationales et régionales. En Amérique du Nord, les codes AASHTO (2017) et le code canadien S6 (CSA-S6, 2019) s'appliquent aux États-Unis et au Canada respectivement alors qu'en Europe, l'Eurocode 8 (ECS, 2005b) est appliqué à cet effet. Les dispositions des codes s'appuyant sur des

connaissances partagées sont généralement similaires dans l'ensemble, mais des paramètres régionaux et nationaux associés aux données et caractéristiques sismiques locales sont adoptés.

Les caractéristiques sismiques régionales et les conditions du site spécifique d'un ouvrage sont reflétées dans un spectre de calcul, lequel est une adaptation d'un spectre de calcul de base aux conditions locales et sert à déterminer la demande sismique (i.e. les valeurs maximales des forces et déplacements sismiques) pour les fins de conception de l'ouvrage. Dans la suite de cette section, les principales données et propriétés des spectres de calcul des différents codes susmentionnés sont exposées.

L'Eurocode 8 (ECS, 2005b) est largement adopté à la base de codes nationaux de plusieurs pays d'Europe, d'Afrique, et d'Asie notamment le Vietnam, pour le calcul et la conception par sismique. Pour les périodes inférieures à 4.0s, le spectre de calcul des accélérations, $S_a(T)$, est calculé par:

$$\begin{aligned}
 S_a(T) &= a_g \times S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\
 S_a(T) &= 2.5 \times a_g \times S \times \eta & T_B \leq T \leq T_C \\
 S_a(T) &= 2.5 \times a_g \times S \times \eta \left[\frac{T_C}{T} \right] & T_C \leq T \leq T_D \\
 S_a(T) &= 2.5 \times a_g \times S \times \eta \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] & T_D \leq T \leq 4s
 \end{aligned} \tag{1.1}$$

Où, T est la période de la vibration, a_g est la valeur maximale d'accélération sur un sol de type A ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$, où γ_1 est le facteur d'importance et a_{gR} est la valeur maximale d'accélération de référence sur un sol de type A), $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$ est le coefficient d'amortissement, et ξ est le taux d'amortissement.

Le déplacement spectral, $S_d(T)$, est obtenu par transformation directe de l'accélération spectrale via la relation de base suivante:

$$S_d(T) = S_a(T) (T/2\pi)^2 \tag{1.2}$$

Pour les périodes supérieures à 4.0 s, le déplacement spectral doit être déterminé comme suit:

$$S_d(T) = 0.025 \times a_g \times S \times T_C \times T_D \left[2.5\eta + \left(\frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right) (1 - 2.5\eta) \right], \quad T_E \leq T \leq T_F \quad (1.3)$$

$$S_d(T) = 0.025 \times a_g \times S \times T_C \times T_D, \quad T_F \leq T$$

Le spectre de calcul des accélérations dans ce cas est déterminé du spectre de déplacement en inversant l'équation (1.2).

La forme du spectre est régulée par les périodes caractéristiques T_B , T_C , T_D , T_E , T_F , et par le coefficient du site, S , détaillés dans le Tableau 1.5 qui suit. Tel qu'indiqué, ces coefficients sont donnés pour deux types de spectres de calcul. En effet, l'Eurocode 8 distingue deux types de spectre: type 1 pour un spectre de séismes riches en hautes fréquences; et type 2 pour un séisme plus riche en basses fréquences. Ce dernier type est recommandé dans le cas où les séismes contribuant à la plus grande part de l'aléa sismique du site ont une magnitude des ondes de surface, M_s , inférieure ou égale à 5.5 ($M_s \leq 5.5$). D'autres types de spectres spécifiques basés sur l'étude de la géologie profonde des sites sont recommandés, lorsque disponibles. Ainsi, les zones ayant un aléa sismique et donc une activité sismique plus élevée sont associées à un spectre de type 1 alors que les zones avec un aléa sismique modéré sont définies par un spectre de type 2.

Tableau 1.5 Coefficients de calcul de l'accélération spectrale selon l'Eurocode 8

Type de sol	$V_{s,30}$ (m/s)	Type de la réponse 1						Type de la réponse 2			
		S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	T_E (s)	T_F (s)	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	> 800	1.0	0.15	0.4	2.0	4.5	10	1.0	0.05	0.25	1.2
B	360 – 800	1.2	0.15	0.5	2.0	5.0	10	1.35	0.05	0.25	1.2
C	180 – 360	1.15	0.20	0.6	2.0	6.0	10	1.5	0.1	0.25	1.2
D	< 180	1.35	0.20	0.8	2.0	6.0	10	1.8	0.1	0.30	1.2
E	-	1.4	0.15	0.5	2.0	6.0	10	1.6	0.05	0.25	1.2

Les deux formes de spectres d'accélération selon l'Eurocode 8 sont illustrées sur la Figure 1.6 pour deux niveaux d'accélération horizontale maximale, PGA, un sol de classe B (correspondant au type de sol C dans le code canadien), 5% d'amortissement et une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans.

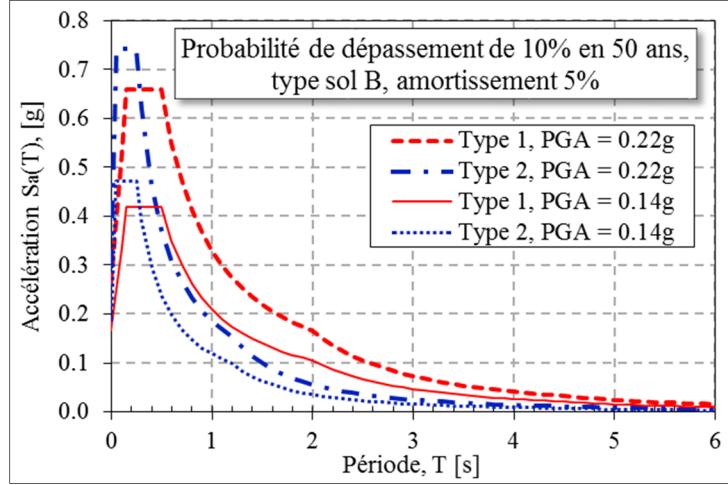


Figure 1.6 Exemples de spectres des accélérations de type 1 et 2 prescrits par l'Eurocode 8

À partir du Tableau 1.5 et de la Figure 1.6, il appert que dans le cas du spectre de type 2 (sismicité modérée) les valeurs de l'accélération spectrale sont plus élevées pour les courtes périodes mais diminuent plus rapidement avec l'allongement de la période, par rapport au spectre de type 1 (sismicité élevée).

Aux États-Unis, le coefficient de réponse sismique élastique, C_{sm} , associé au $m^{\text{ième}}$ mode de vibration est calculé selon le code AASHTO (2017) comme suit:

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= A_S + (S_{DS} - A_S)(T_m/T_0), & T_m \leq T_0 \\
 &= S_{DS}, & T_0 < T_m \leq T_S \\
 &= S_{DI}/T_m, & T_m > T_S
 \end{aligned} \tag{1.4}$$

Avec: $A_S = F_{pga}PGA$, $S_{DS} = F_dS_S$, $T_S = S_{DI} / S_{DS}$, $S_{DI} = F_vS_I$

où,

PGA est l'accélération maximale sur un sol B, avec une probabilité de dépassement de 7% en 75 ans;

S_s et S_l sont les coefficients de la réponse spectrale horizontale à 0.2s et 1.0s respectivement, évalués pour un sol B et pour une probabilité de dépassement de 7% en 75 ans;

T_m est la période correspondant au mième mode de vibration de la structure;

T_0 est la période référencée pour définir la forme spectrale à 0.2Ts;

F_{pga} , F_a , F_v sont les facteurs de site pour $T= 0s$, courtes et longues périodes respectivement.

Le déplacement spectral est déterminé à partir de l'accélération spectrale par:

$$S_d = 250C_{sm}T^2 \text{ (mm)} \quad (1.5)$$

Pour les périodes supérieures à 3.0s, le coefficient de réponse sismique est déterminé du spectre de déplacement en inversant l'équation (1.5). La Figure 1.7 montre deux exemples de spectre de calcul pour les deux villes de Portland, OR, et de Boston, MA, typiques des localités de l'Ouest et de l'Est des États-Unis respectivement.

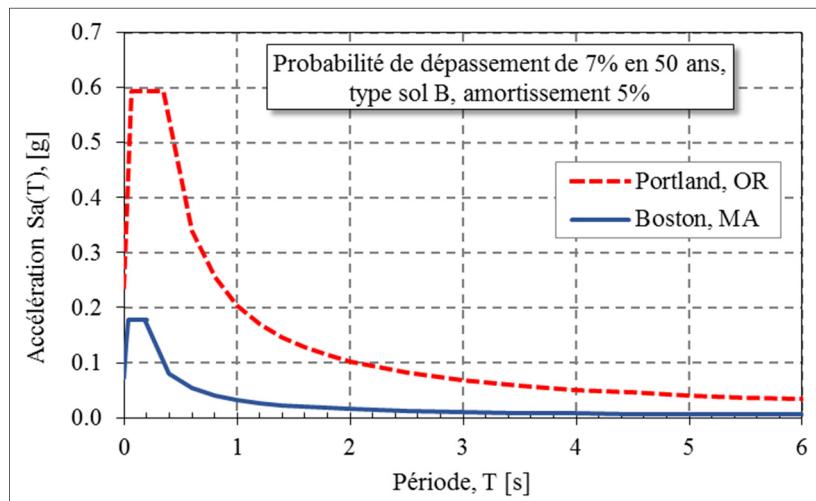


Figure 1.7 Spectres de calcul pour les deux localités de Portland et de Boston aux États-Unis selon l'AASHTO, 2017

Le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6, 2019) adopte, par défaut, une approche de conception basée sur la performance pour trois occurrences de séismes, soit des

probabilités de dépassement de 2%, 5% et 10% en 50 ans chacune associée à un niveau de performance établi notamment en fonction de l'importance du pont. Les ponts isolés à la base sont conçus selon cette approche. Le spectre des accélérations de calcul est déterminé par la formulation (1.6) suivante:

$$\begin{aligned}
 S(T) &= \max \left[F(0.2)S_a(0.2); F(0.5)S_a(0.5) \right], \text{ si } T \leq 0.2 \text{ s} \\
 &= F(0.5)S_a(0.5), \text{ si } T = 0.5 \text{ s} \\
 &= F(1.0)S_a(1.0), \text{ si } T = 1.0 \text{ s} \\
 &= F(2.0)S_a(2.0), \text{ si } T = 2.0 \text{ s} \\
 &= F(5.0)S_a(5.0), \text{ si } T = 5.0 \text{ s} \\
 &= F(10.0)S_a(10.0), \text{ si } T \geq 10.0 \text{ s}
 \end{aligned} \tag{1.6}$$

où, $S_a(T)$ est l'accélération spectrale pour une période de T ;

$F(T)$ est un coefficient de site pour une période T .

Les valeurs intermédiaires des accélérations spectrales sont déterminées par interpolation linéaire entre les valeurs ponctuelles définies par l'Éq.(1.6). Cependant, pour les périodes supérieures à 2.0s, les valeurs du déplacement spectral sont d'abord calculées aux périodes 2.0s, 5.0s et 10.0s par:

$$S_d(T) = 250S(T) \times T^2 \text{ (mm)} \tag{1.7}$$

Les valeurs du déplacement spectral aux valeurs intermédiaires sont ensuite interpolées et les accélérations spectrales sont par la suite calculées à partir de celles-ci par: $S(T) = S_d(T) / (250 \times T^2)$. La Figure 1.8 illustre les spectres de calcul pour quelques localités au Canada, selon le code CSA-S6 (2019).

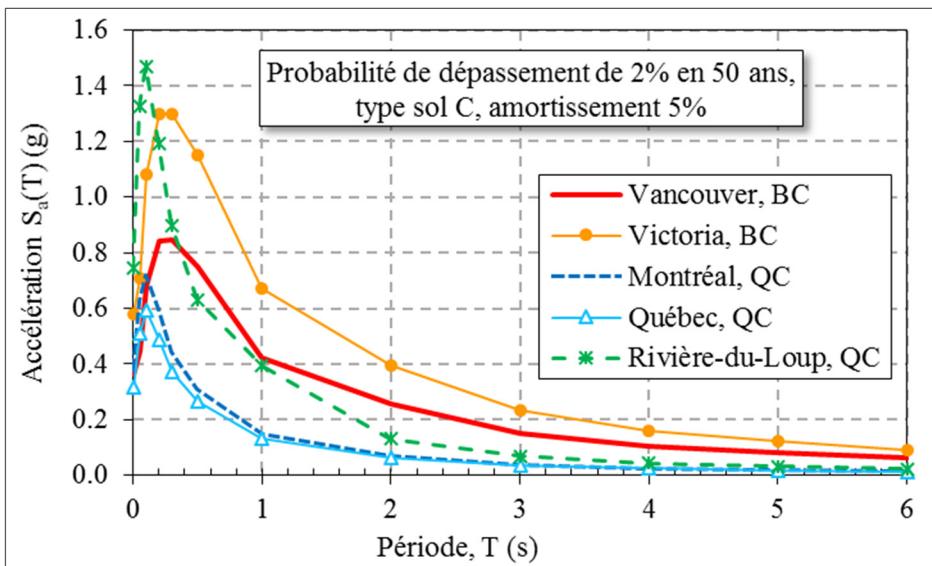


Figure 1.8 Spectres d'accélérations pour quelques localités au Canada selon le code CSA-S6 : 2019 pour 2% en 50 ans, 5% d'amortissement et un sol de classe C

1.2.2 Méthodes conventionnelles de conception parasismique

La première approche de conception parasismique appliquée aux ponts est basée sur la demande en forces élastiques du séisme. Cette approche consiste à s'assurer que, les composants structuraux sont dimensionnés avec des niveaux de résistance suffisants pour répondre aux effets des charges de manière élastique (sans subir de déformations inélastiques). Sur le plan pratique, cette approche s'est avérée non viable économiquement étant donné la rareté du séisme de calcul et le niveau élevé de la demande en force pour un tel séisme. Elle a donc, sauf exception, été logiquement abandonnée depuis plusieurs décennies, au profit d'une approche basée sur le principe de la ductilité, toujours en vigueur. Dans ce contexte, il existe deux méthodologies principales de conception, faisant appel à la ductilité et la capacité de la structure de subir des déplacements inélastiques, à savoir le calcul en capacité (conception basée sur les forces) et le calcul axé sur la performance. Dans ces deux approches, il y a des objectifs de performance à atteindre, lesquels sont établis implicitement pour un calcul en capacité ou explicitement pour un calcul basé sur la performance. La performance cible est modulée en fonction de l'importance du pont et l'occurrence du tremblement de terre (période de retour).

Selon ces approches, l'énergie due aux tremblements de terre induite dans la structure est largement dissipée par des déformations inélastiques au sein des composants structuraux. Les niveaux de déformations inélastiques sont considérés en fonction des niveaux de dommages jugés acceptables pour la performance visée. Par conséquent, la résistance requise de la structure est établie nettement en deçà de la demande élastique, engendrant une conception plus économique. Par exemple, dans un calcul à la capacité, elle est obtenue par la demande élastique divisée par un facteur de modification, R ($R>1$), lequel dépend de la ductilité de la structure. Ce faisant, on tire parti de la ductilité des structures et on remplace la demande en force par une demande en déplacement inélastique au sein de zones critiques, que le concepteur peut choisir et détailler d'avance avec soin.

Cependant, ces approches demandent un niveau de déformations inélastiques, souvent très élevé au sein de l'ouvrage. Pour atteindre cette ductilité et éviter l'effondrement, le détaillage des zones sièges de déformations inélastiques doit être fait avec les plus grands soins. Les dommages admis dans la plupart des structures mènent également, le cas échéant, à une perte de la fonctionnalité de l'ouvrage après le séisme. Ceci se traduit par une conception moins économique à long terme.

1.2.3 Méthode utilisant des technologies parasismiques avancées

Afin de réduire l'impact des tremblements de terre et assurer plus efficacement une meilleure performance sismique des structures, plusieurs technologies parasismiques modernes ont été développées et intégrées, principalement sous la forme d'équipements extérieurs. Elles sont de plus en plus appliquées dans la conception parasismique des ouvrages et peuvent réduire la demande sismique en force tout en préservant la fonctionnalité des ouvrages ou en réduisant leurs dommages lors de séismes importants.

Principalement, ces technologies peuvent être groupées en trois catégories: l'ajout d'amortisseurs, le recours à des transmetteurs de chocs sismiques et l'isolation sismique (Guizani, 2003).

L'ajout d'amortisseurs sismiques

Installés généralement en parallèle aux appuis mobiles (reliant la superstructure au-dessus des unités des piles et culées) (Figure 1.9), des amortisseuses mécaniques peuvent absorber une partie importante de l'énergie sismique induite par le séisme et la convertir en énergie thermique.



Figure 1.9 Système d'amortissement installé sur le pont Rion-Antirion, Grèce
Adaptée d'Infanti et al. (2004)

L'usage de transmetteurs de chocs sismiques

Ces dispositifs sont similaires aux amortisseurs hydrauliques (Figure 1.10), mais leur fonctionnement est différent. Ils sont généralement installés en parallèle aux appuis mobiles. Au lieu d'ajouter de l'amortissement supplémentaire lors du séisme, ces équipements permettent surtout de mobiliser des ressources structurelles inexploitées. En effet, lorsque le pont est soumis à un mouvement lent, comme le mouvement résultant de la dilatation thermique du pont, ces équipements présentent très peu de résistance au mouvement et fonctionnent comme des liens mobiles. Par contre, en présence d'un mouvement plus rapide, tel que l'impact du freinage, du vent et particulièrement des oscillations sismiques, l'équipement développe une grande rigidité et résistance pour bloquer relativement, voire agir comme un lien fixe. En d'autres termes, il mobilise l'unité de fondation à laquelle il est attaché pour résister aux charges appliquées rapidement. Ce faisant, il augmente le nombre d'unités de fondation (piles) résistant au séisme du pont ce qui permet de réduire la demande sismique sur

chacune des unités de fondation, y compris la pile initialement fixe (munie d'appuis fixes), laquelle devait autrement résister seule à la charge sismique.



Figure 1.10 Système de transmetteurs de chocs sismiques installé pour le pont Stonecutters, Hong-Kong
Adaptée de Colato et al. (2008)

L'isolation sismique à la base

Cette technique adopte une stratégie qui consiste à découpler la superstructure du pont (le tablier) des unités de fondation et du sol en introduisant des appuis flexibles (à la place des appuis fixes) tout en ajoutant des composants d'amortissement aux appuis pour dissiper l'énergie sismique. De nos jours, l'isolation sismique à la base s'est établie comme une des solutions des plus adaptées pour contrer l'effet sismique sur les structures et elle est de plus en plus utilisée dans les conceptions parasismiques des ouvrages en général et des ponts en particulier (Abe, Yoshida et Fujino, 2004; Dall'Asta et Ragni, 2006; Makris, 2019; Naeim et M. Kelly, 1999; Van Engelen, 2019).

Comme le démontrent des applications précédentes, cette approche présente plusieurs avantages, notamment une réduction considérable de la demande sismique en termes de force et, ce, en éloignant la fréquence fondamentale de l'ouvrage de la plage de fréquences prédominantes du séisme. Ce faisant, elle permet de garder plus facilement la réponse sismique des éléments structuraux essentiellement dans le domaine élastique, le cas échéant, ce qui permet de minimiser voire éliminer les dommages lors des séismes et de préserver la fonctionnalité de l'ouvrage pendant et immédiatement après un séisme. De plus, les isolateurs

sismiques sont faciles à intégrer et à remplacer, tout comme les dispositifs d'appui déjà existants des structures conventionnelles qui sont faciles à ajuster et à entretenir, etc. Généralement, grâce à ces avantages indéniables, cette approche devient une méthode de plus en plus commune de nos jours dans les régions à sismicité élevée et modérée.

Cependant, cette technique requiert des connaissances spécialisées, des fournisseurs fiables, un processus de validation expérimentale (essais sur prototypes) plus rigoureux pour vérifier les caractéristiques hystéritiques des isolateurs puisque ceux-ci gouvernent la performance des ouvrages. Finalement, ces caractéristiques sont fortement affectées par plusieurs facteurs environnementaux (ex : la température, la poussière, etc.) que les concepteurs doivent prendre en compte.

1.3 Revue de l'isolation sismique à la base pour des ponts

1.3.1 Introduction

L'isolation sismique à la base est une stratégie innovatrice qui fournit une alternative des plus attrayantes pour contrer les effets sismiques sur les structures. Elle est de plus en plus employée dans les conceptions parasismiques des nouveaux ouvrages et les réfections d'ouvrages existants (Buckle et al., 2006; JSSI, 2015; Morgan, 2007).

Dans les applications pratiques sur les ponts, des appuis spéciaux, dits isolateurs sismiques, sont installés typiquement entre le tablier (la superstructure) et le dessus des unités de fondation (piles, culées – la substructure) pour découpler le mouvement du tablier de celui du sol (isoler des éléments structuraux de la source sismique). Dès lors, la superstructure se déplace de manière plus indépendante que la substructure lorsque le pont est soumis à un tremblement de terre. Ce faisant, l'énergie sismique transmise à la structure est réduite considérablement, et les dommages sont prévenus ou réduits, le cas échéant.

La réponse sismique d'une structure est fortement dépendante de la concordance entre les périodes naturelles (fréquences naturelles) de ses principaux modes de vibration et les périodes prédominantes du séisme. Or, en général, les fréquences naturelles de vibration des structures

sont habituellement près de la bande des fréquences dominantes des séismes, entraînant des effets significatifs sur les structures.

L’isolation sismique consiste à allonger les périodes principales des structures pour les éloigner de la plage des périodes dominantes des séismes et ainsi réduire l’énergie sismique transmise à la structure. Pour ce faire, les dispositifs d’isolation sismique doivent présenter une faible rigidité latérale pour augmenter la flexibilité latérale de la structure. Cette caractéristique est considérée comme la plus importante des systèmes d’isolation sismique à la base (Guizani, 2007).

D’autre part, la déformation latérale d’une structure isolée est en grande partie concentrée sous forme de déformations inélastiques au niveau des isolateurs sismiques alors que le reste de la structure, notamment au-dessus des isolateurs, se déforme essentiellement à la manière d’un corps rigide. L’énergie sismique réduite transmise à la structure est absorbée en grande partie par les isolateurs sismiques et est essentiellement emmagasinée sous forme élastique dans la structure, épargnant ainsi les composants structuraux de déformations inélastiques et de dommages. L’intégration de composants d’amortissement élevé dans le système d’isolation sismique est alors nécessaire, permettant à la partie la plus importante de l’énergie sismique induite d’être dissipée au sein des composants du système (appuis isolateurs), plutôt que dans la structure. Il en résulte que l’ajout d’amortissement réduit généralement la demande sismique en force et en déplacement (Masroor et al., 2012; Nagarajaiah et Ferrell, 1999; Weisman et Warn, 2011). Les composants énergétiques restants sont réfléchis ou transmis à l’ouvrage produisant une très faible influence sur la réponse de la structure. Les dommages dans les éléments structuraux sont réduits car ceux-ci présentent une réponse sismique dans le domaine élastique, le cas échéant.

La Figure 1.11 illustre le principe de l’isolation sismique et son effet sur la demande sismique en force et en déplacement du pont.

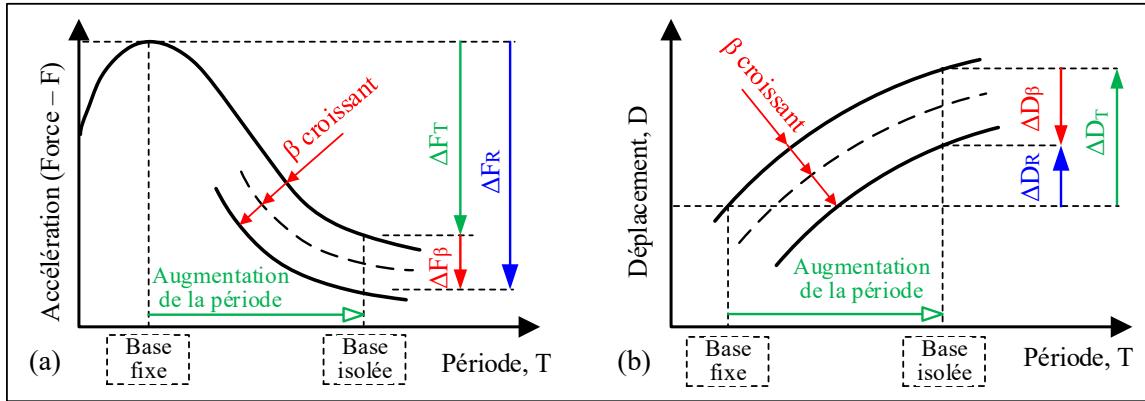


Figure 1.11 Effet de l'isolation sismique à la base sur la réponse sismique: (a) l'accélération spectrale (force latérale); (b) le déplacement latéral
Adaptée de Guizani (2007)

L'expérience antérieures montre que les forces induites par un séisme dans une structure isolée à la base peuvent être réduites par un facteur de cinq à vingt, voire cinquante, fois comparativement à celles induites dans la même structure non isolée (Chandak, 2013; Jangid, 2004). De plus, au lieu de solutions structurales conventionnelles, on arrive ainsi à concentrer la demande en ductilité (déformations inélastiques) et de dissipation d'énergie dans les seules unités du système d'isolation sismique, lequel est beaucoup plus facile à concevoir et à remplacer tout en maintenant le fonctionnement de la structure. Ce faisant, on permet de diminuer les dommages sismiques occasionnés aux ponts à des coûts de construction et d'entretien relativement plus faibles (par rapport à une conception conventionnelle). Ceci constitue un avantage à long terme qui consiste à préserver la fonctionnalité de l'ouvrage pendant et immédiatement après un séisme. L'isolation sismique a non seulement des avantages indéniables mais répond également aux exigences des codes de construction pour certains ouvrages d'art essentiels, ce qui en fait une excellente solution de conception parasismique des ponts dans les zones à sismicité élevée et modérée.

1.3.2 Les principaux systèmes disponibles

Actuellement, il existe plusieurs types d'isolateurs sismiques. Le choix du système d'isolateur approprié est basé sur des caractéristiques de la structure et de l'aléa sismique (caractéristiques

sismiques de la zone) ainsi que la capacité du système à s'adapter aux besoins spécifiques de chaque projet.

Parmi les principaux systèmes utilisés aujourd’hui, la plupart peuvent être classés en deux catégories principales : les systèmes basés sur un élastomère et les systèmes basés sur la friction-glissement.

1.3.2.1 Les systèmes d’isolation sismique à base d’élastomère

En général, ces systèmes sont composés à la base par des appuis en élastomère renforcés par des flettes (de minces plaques d’acier) et équipés de deux plaques en acier permettant leur ancrage à la structure. Les flettes et les couches d’élastomères sont fabriquées avec des épaisseurs uniformes, collées ensemble (par vulcanisation) de sorte que les flettes sont entièrement solidarisées à l’élastomère sur toutes les surfaces au cours du moulage (Saidou, 2012). La flexibilité latérale élevée de l’élastomère, travaillant en cisaillement, est à la base de la capacité de déplacement latéral de l’isolateur et de sa flexibilité. La présence des flettes permet d’accroître la capacité de déformation latérale de l’appui sans nuire à sa capacité portante verticale (en augmentant le facteur de forme des couches d’élastomère).

Actuellement, il existe deux catégories principales d’isolateurs à base d’élastomère. Elles se distinguent par la présence ou l’absence du noyau de plomb à l’intérieur du système et sur les caractéristiques mécaniques de l’élastomère :

- i) l’appui en élastomère fretté, lui-même se déclinant en deux sous-catégories:
 - i.1) avec élastomère standard à faible amortissement et;
 - i.2) avec un élastomère à amortissement élevé
- ii) l’appui en élastomère avec noyau de plomb.

L’élastomère le plus couramment utilisé est le caoutchouc naturel.

L'appui en caoutchouc à faible amortissement

Le comportement de l'élastomère en cisaillement est visqueux et linéaire avec un faible amortissement (de 3% à 7%) (Abe, Yoshida et Fujino, 2004; Ashkezari, Aghakouchak et Kokabi, 2008; Busson, 2015; Cardone et Gesualdi, 2012; Constantinou et al., 1999; Kumar, Whittaker et Constantinou, 2014; Naeim et M. Kelly, 1999). Toujours d'après Naeim et M. Kelly (1999), l'élastomère (caoutchouc naturel et synthétique) est typiquement peu sensible au fluage lorsque cisaillé à des niveaux inférieurs à 150%. D'autre part, il présente une bonne stabilité à long terme de son module de compressibilité et de son module de cisaillement.

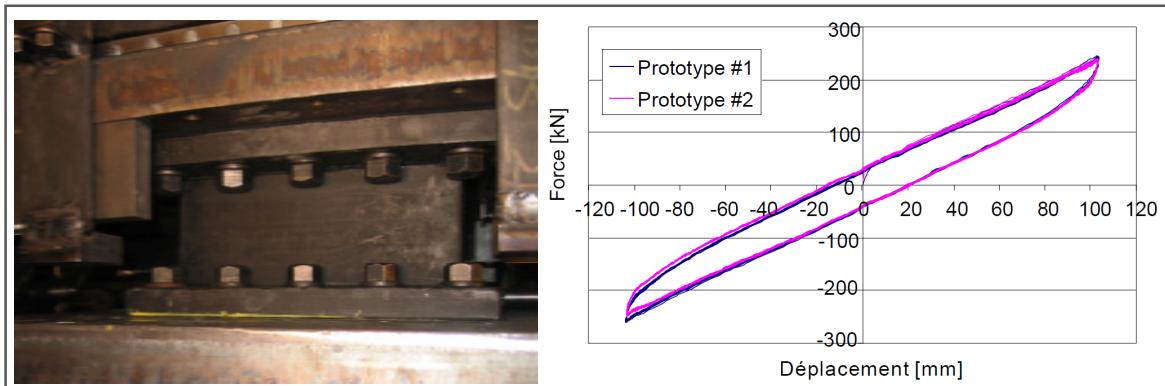


Figure 1.12 Essais de qualification des isolateurs en caoutchouc naturel à température ambiante, le pont de l'autoroute 10 Est au-dessus de la rivière Richelieu
Adaptée de Velev, Fortier et Lemay (2011)

La limitation principale de ces appuis, pour une application plus répandue, réside dans sa faible capacité d'amortissement - une caractéristique indispensable pour limiter le déplacement sismique, notamment dans les zones sismiques avec des signaux riches en basses fréquences (Choun, Park et Choi, 2014; Dicleli et Buddaram, 2006; Dicleli et Karalar, 2011). Pour pallier cette limitation, le plus souvent ce système est utilisé en association avec un composant d'amortissement supplémentaire externe à l'appui. La Figure 1.12 présente un prototype d'isolateur en caoutchouc naturel et les courbes d'hystérésis obtenues lors des essais en laboratoire.

L'appui en élastomère à amortissement élevé (High Damping Rubber Bearing (HDRB))

L'élastomère utilisé est obtenu au moyen d'une formulation spéciale de manière à posséder une capacité de dissipation d'énergie plus élevée que l'élastomère standard, via ses propriétés hystérotiques (Figure 1.13). L'élastomère ainsi obtenu présente un comportement non linéaire avec un taux d'amortissement typiquement autour de 15% (Ankik, 2019; Cardone et Gesualdi, 2012; Dall'Asta et Ragni, 2006; Naeim et M. Kelly, 1999; Taylor et Igusa, 2004; Tubaldi, Mitoulis et Ahmadi, 2018).

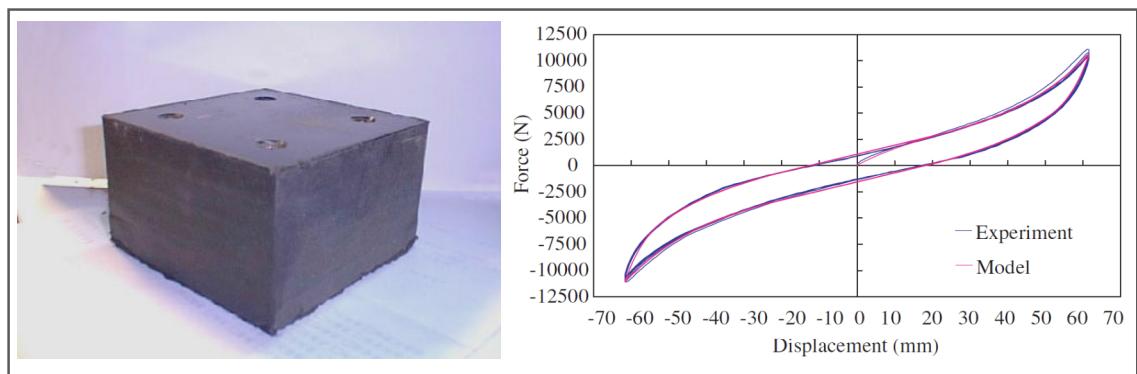


Figure 1.13 Essais d'indentification les caractéristiques mécaniques des isolateurs en élastomère à amortissement élevé
Adaptée de Dall'Asta et Ragni (2006)

L'appui en élastomère fretté à noyau de plomb (Lead Rubber Bearing (LRB))

Il s'agit de l'appui en élastomère (à faible amortissement) fretté, muni d'un noyau de plomb au centre (Figure 1.14). Ce noyau de plomb se déforme en cisaillement selon un comportement presque parfaitement élastoplastique, lorsque le noyau se trouve bien confiné par l'élastomère (Robinson, 1982). Son efficacité de dissipation d'énergie sismique est considérée comme la contribution la plus importante du noyau de plomb, augmentant considérablement l'aire de la boucle d'hystérésis, résultant en un taux d'amortissement effectif plus élevé. Des taux d'amortissement équivalents allant jusqu'à 30% peuvent être facilement atteints (Buckle et al., 2006; Choun, Park et Choi, 2014; Naeim et M. Kelly, 1999; Robinson, 1982).

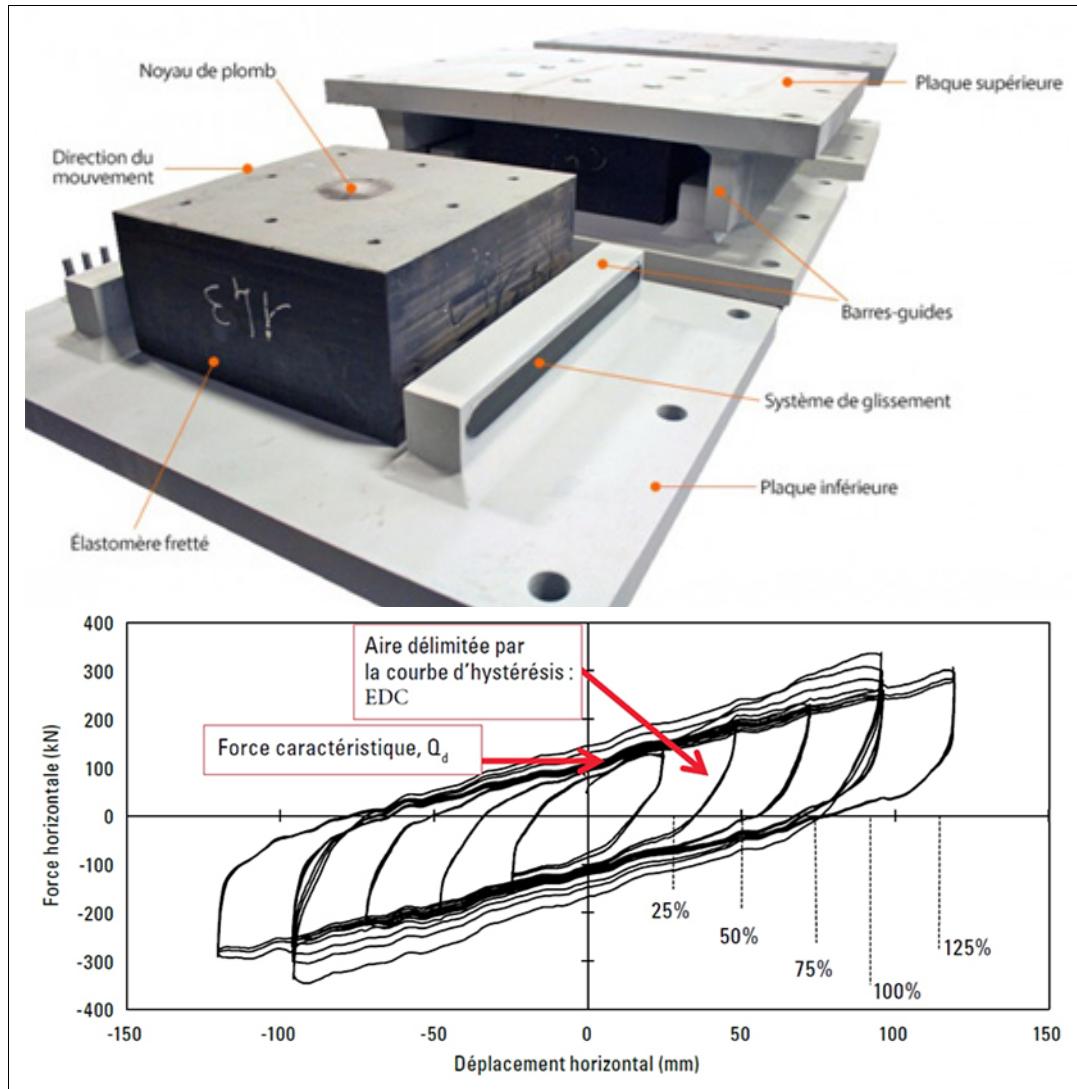


Figure 1.14 Comportement hystérétique d'un isolateur en élastomère fretté avec noyau de plomb à température ambiante
Adaptée de Pakniat (2014)

Par ailleurs, grâce aux propriétés mécaniques du plomb, le noyau permet également de contrôler la rigidité initiale en service, sous charges non sismiques, en contribuant de manière significative à la résistance caractéristique initiale de l'équipement. La Figure 1.14 représente des prototypes d'isolateur en élastomère avec noyau de plomb et les courbes d'hystérésis obtenues lors d'essais en laboratoire sur prototypes d'unités utilisés lors d'un projet de réfection de pont à Québec (Pakniat, 2014).

En général, les systèmes d'isolation basés sur un élastomère présentent plusieurs avantages, en particulier leur avantage économique dû à la facilité de leur fabrication, de leur installation, et de leur entretien. Ils permettent à la fois de contrôler, de manière plutôt découpée et indépendante les deux principales caractéristiques d'un système d'isolation sismique à savoir: la dissipation d'énergie et la flexibilité latérale. Néanmoins, ces systèmes présentent quelques inconvénients et limitations, notamment : leur sensibilité aux basses températures qui affectent grandement leurs propriétés mécaniques, leur vieillissement, leur historique de chargement et leurs grandes dimensions en présence de charges verticales élevées (Buckle et al., 2006; Constantinou et al., 1999; Gu et Itoh, 2010; Zhao et al., 2017). Les effets des différents facteurs sur les propriétés hystérotiques sont présentés plus en détail dans les pages qui suivent. Un inconvénient additionnel du système avec noyau de plomb est son potentiel de pollution environnementale au plomb. Finalement, la stabilité sous charges verticales et déformations latérales de ces systèmes d'appui est un souci puisque la capacité verticale de l'appui diminue lorsqu'il se déforme latéralement.

1.3.2.2 Les systèmes à base de glissement

Ces systèmes ont recours à une interface de glissement pour permettre le déplacement latéral.

Le système de pendule à friction (*Friction Pendulum System (FPS)*)

L'un des systèmes les plus utilisés est le système de pendule à friction. L'appui d'un pendule à friction est composé de deux plaques, en vis-à-vis, subissant un effort normal de confinement contrôlé. Tel qu'illustré sur la Figure 1.15, ces systèmes permettent de découpler les mouvements de la superstructure de ceux de l'unité de fondation au moyen d'une interface de glissement articulée entre elles. Dans le système de pendule à friction, la surface de contact est sphérique et concave, permettant le recentrage de l'appui et le système fonctionne à la manière du pendule, d'où le nom. Le rayon de courbure de la surface contrôle la période du pendule tandis que le coefficient de friction de l'interface de glissement contrôle l'énergie dissipée et l'amortissement du système.

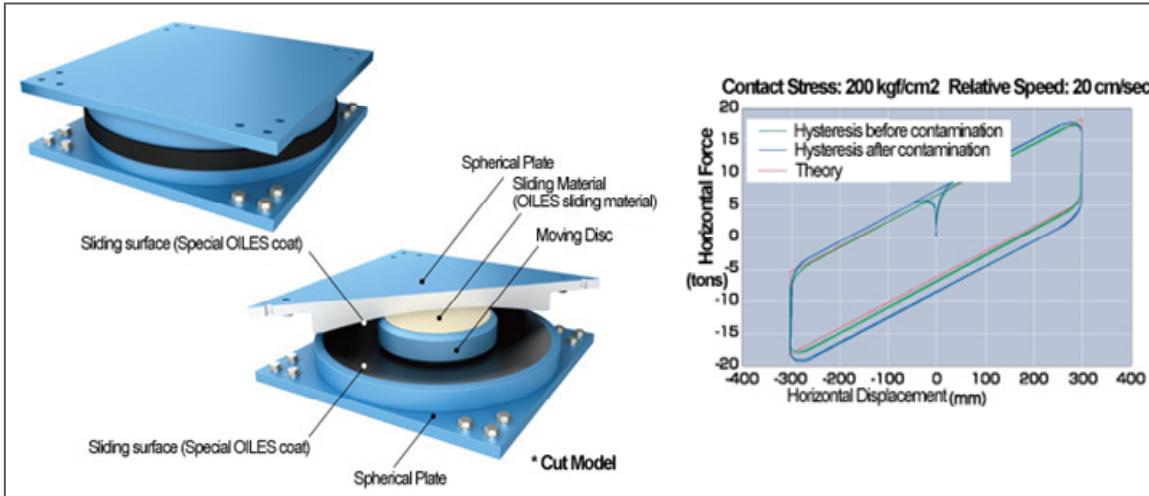


Figure 1.15 Système de pendule à friction et le comportement typique
Adaptée de OILES (2020)

Système à base d'appui en élastomère confiné

Il existe d'autres systèmes d'isolation sismique utilisant le principe de glissement le long d'une interface à l'instar du système Izolatech (ZTS). Ce système a été développé par la compagnie Goodco_Z-Tech (2017) et est illustré sur la Figure 1.16. Il est composé d'un appui en élastomère confiné muni d'une interface de glissement et des ressorts hélicoïdaux en acier pour le recentrage. Grâce à un disque en élastomère confiné, ce système peut résister à des charges verticales plus élevées dans un espace plus compact que les systèmes à base d'élastomère.

Les ressorts ont un comportement élastique et contrôlent la rigidité post-élastique. L'interface de glissement est en acier inoxydable – téflon (renforcé en fibres de carbone ou de verre) et contrôle l'énergie dissipée, par friction, et par conséquent l'amortissement du système (Guizani et Chaallal, 2011).

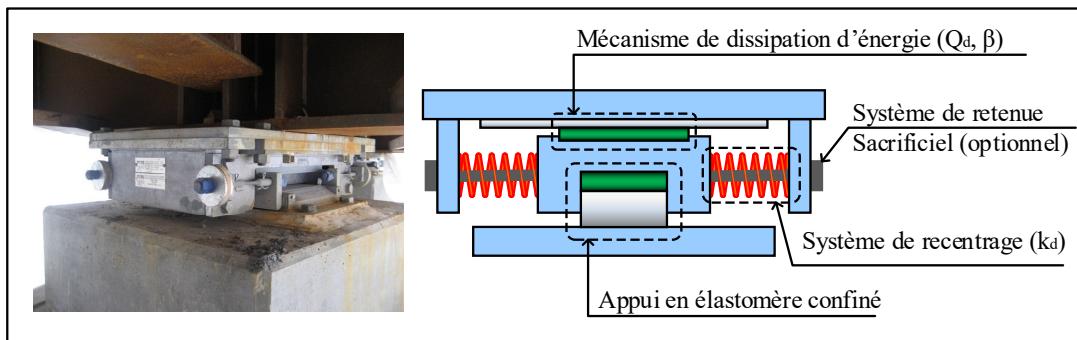


Figure 1.16 Le système isolateur à friction en élastomère confiné – Izolatech
Tirée de Guizani et Chaallal (2011) et Goodco_Z-Tech (2017)

Les systèmes à base de glissement présentent une bonne stabilité sous des charges verticales puisqu'il y a un découplage entre le mouvement horizontal et la capacité verticale de l'appui. Autrement dit, la capacité verticale n'est pas affectée par la déformation latérale de l'appui. Ils sont également relativement faciles à fabriquer, installer et entretenir. Néanmoins, leurs caractéristiques, en particulier, le coefficient de frottement, sont plus difficiles à varier dans une large gamme et sont affectées par plusieurs facteurs comme la température, la vitesse, l'usure, la contamination (ex. : par poussière), etc.

1.3.2.3 Système d'isolation *Roll-N-Cage* (RNC)

Le système d'isolation *Roll-N-Cage* (RNC), illustré sur la Figure 1.17, est un système combinant à la fois certaines composantes propres aux systèmes à base d'élastomère avec d'autres composantes propres aux systèmes à glissement. Il a été présenté par Ismail, Rodellar et Ikhouane (2010) comme un système permettant d'isoler dans trois directions, incorporant toutes les fonctions nécessaires (une résistance aux charges non sismiques, une flexibilité horizontale avec stabilité accrue, une bonne capacité de dissipation d'énergie, un mécanisme de recentrage basé sur la gravité inhérente, un support vertical assez rigide). Le mécanisme principal du RNC est un cylindre creux en élastomère avec une épaisseur convenablement conçue, autour du corps roulant. Basé sur sa structure particulière, le découplage superstructure – substructure de l'ouvrage est réalisé grâce au corps roulant (interface de roulement/glisser). La rigidité verticale est assumée par le cylindre en élastomère. La dissipation d'énergie est réalisée à travers des composants de l'élastomère avec certaines

fonctionnalités supplémentaires nécessaires telles que la dissipation hystéritique via des tiges métalliques (ayant une forme s'apparentant à un U) ou des barres de plomb incorporées dans le cylindre en élastomère. Ces amortisseurs en tiges métalliques sont conçus et disposés autour du corps roulant pour fournir l'amortissement et la rigidité horizontale pour résister aux vibrations mineures souhaitées. Le mécanisme de recentrage est fourni par le corps roulant, de manière analogue au pendule de friction (Ismail, Rodellar et Ikhouane, 2010; Ismail, Rodellar et Casas, 2016).

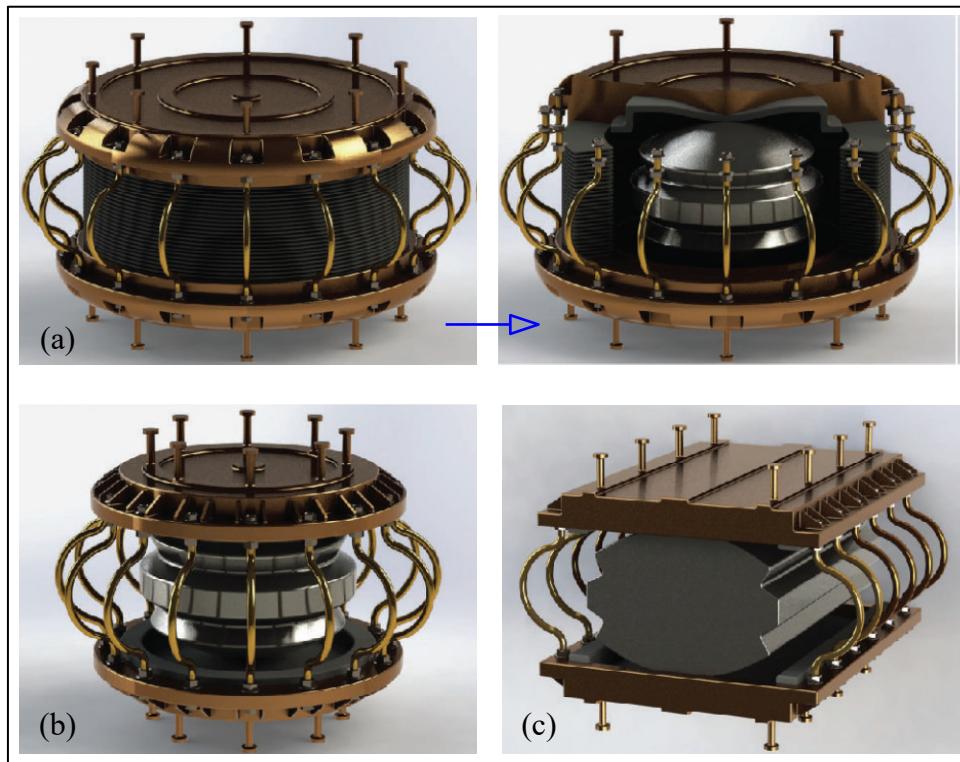


Figure 1.17 Isolateursismique Roll-N-Cage (RNC)
Tirée de Ismail, Rodellar et Casas (2016)

1.3.3 Modélisation et analyse sismique des ponts isolés à la base

1.3.3.1 Modèles de comportement des systèmes d'isolation

Le comportement hystéritique, à savoir la relation force-déplacement, des isolateurs sismiques est interdépendant de plusieurs paramètres et conditions. Notamment, l'architecture et la nature

des composantes du système (composante flexible, nature et matériaux composant l'interface de frottement), le taux de déformation, les conditions de température, le niveau de charges/contraintes internes, la vitesse instantanée, l'historique de chargement, l'interaction des propriétés mécaniques avec l'augmentation de la température interne résultant du réchauffement causé par l'énergie dissipée par déformation inélastique ou par frottement, la contamination et/ou le vieillissement des composantes, etc. (Abe, Yoshida et Fujino, 2004; Ankik, 2019; Becker et Mahin, 2012; Beji, 2015; Buckle et al., 2006; Cardone et Gesualdi, 2012; Constantinou et al., 1999; Dall'Asta et Ragni, 2006; Naeim et M. Kelly, 1999). Il existe plusieurs modèles hystéritiques, avec différents degrés de sophistication et de complexité, pouvant représenter la relation force-déplacement des systèmes d'isolation sismique à la base (Buckle et al., 2006; CSI, 2020; Kikuchi et Aiken, 1997; Kikuchi, Nakamura et Aiken, 2010; Naeim et M. Kelly, 1999; Saidou, 2012). Ces modèles sont sélectionnés en fonction de la complexité de l'analyse structurale requise, du niveau de précision désiré et du comportement mécanique spécifique étudié. Parmi ceux-ci, les modèles hystéritiques non linéaires sont les plus complexes mais également ceux qui permettent de représenter le mieux et le plus fidèlement le comportement réel de certains systèmes, tels que les isolateurs à base d'élastomère avec un raidissement du matériau sous les grandes déformations (Kikuchi et Aiken, 1997; Saidou, 2012). Cependant, de tels modèles sont rarement utilisés en pratique en raison de la complexité des calculs, non justifiée par la précision désirée. Le modèle bilinéaire est néanmoins le modèle nonlinéaire le plus simple et également le plus utilisé pour l'analyse des ponts isolés à la base permettant de capter l'essentiel du comportement des isolateurs les plus courants. Le modèle viscoélastique est un modèle linéaire équivalent, basé sur le modèle bilinéaire, utilisé dans les analyses linéaires, telles que les analyses spectrales (Buckle et al., 2006; Gai, Spencer Jr et Xu, 2020; Guizani et Chaallal, 2011; Hwang et Chiou, 1996; Hwang et Sheng, 1993; Iwan, 1980; Jara et al., 2012; Jara et Casas, 2006; Koval, Christopoulos et Tremblay, 2016; Kumar, Whittaker et Constantinou, 2014; Leroux, Tremblay et Léger, 2017; Naeim et M. Kelly, 1999). Ces deux modèles sont également adoptés à la base des codes de conception et, implicitement, reconnus comme étant suffisamment fiables et précis pour les systèmes d'isolation sismique à la base (AASHTO, 2014; CSA-S6, 2019; ECS, 2005b).

Le modèle bilinéaire de la relation force-déplacement est considéré comme un comportement théorique général idéalisé pour les isolations sismiques typiques. Ce modèle de comportement ainsi que ses principaux paramètres et caractéristiques sont définis sur la Figure 1.18. C'est le modèle le plus simple utilisé pour les analyses temporelles non linéaires où le niveau des déformations est très variable (AASHTO, 2014; Buckle et al., 2006; CSA-S6, 2019; ECS, 2005b; Naeim et M. Kelly, 1999).

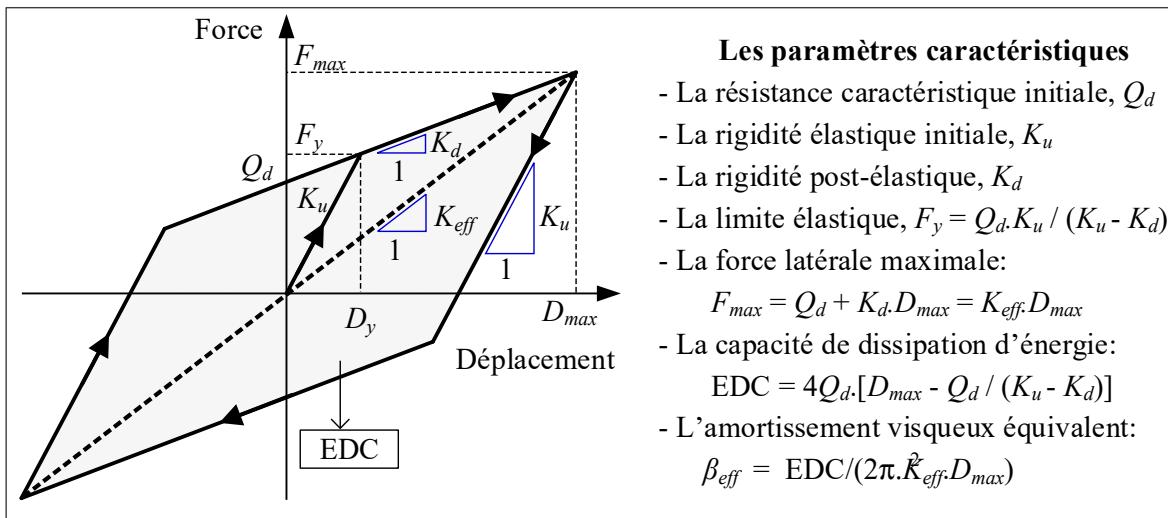


Figure 1.18 Modèle d'hystérésis bilinéaire, généralement utilisé pour les isolateurs sismiques

Pour ce modèle, la rigidité élastique initiale, K_u , est typiquement une valeur très élevée, autant que le déplacement à la limite élastique, D_y , est typiquement de 0 à quelques (1 à 2) millimètres, dépendamment du système. Cette caractéristique a une importance secondaire (dans ces limites) sur le comportement du système en séisme et son principal rôle consiste à assurer la rigidité initiale du système, sous les charges non sismiques (vent, freinage, vibrations et séismes très faibles, etc.). La résistance caractéristique initiale, Q_d , et la rigidité post-élastique, K_d , sont les caractéristiques du système les plus importantes affectant son rendement ainsi que la performance de l'ouvrage sous les séismes importants (AASHTO, 2014; Buckle et al., 2006; CSA-S6.1, 2019; Dicleli et Buddaram, 2007; Naeim et M. Kelly, 1999). Pour les besoins d'analyses sismiques élastiques, telles que l'analyse spectrale unimodale ou multimodale, ce comportement peut être représenté par un modèle viscoélastique linéaire équivalent. Ce modèle est une combinaison d'un ressort élastique et d'un amortisseur visqueux, montés en

parallèle et est illustré sur la Figure 1.19. Il est défini par la rigidité effective, K_{eff} , (du ressort linéaire) et le taux d'amortissement visqueux équivalent, β_{eff} , (de l'amortisseur), évalués au déplacement de calcul.

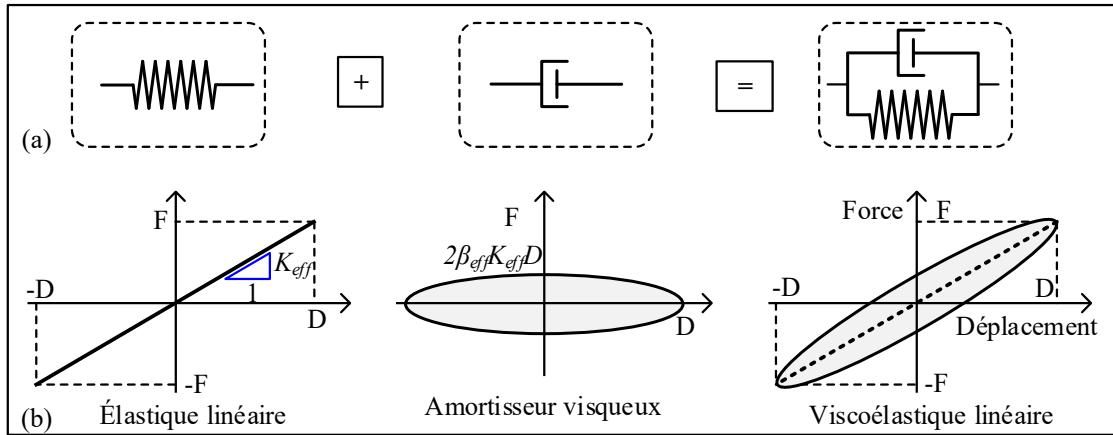


Figure 1.19 Modèle viscoélastique linéaire: (a) schémas; (b) comportement des composantes

1.3.3.2 Méthodes d'analyse sismique des ponts isolés

Actuellement, la réponse sismique des ponts isolés est obtenue sur la base de trois principales méthodes d'analyse à savoir : méthode d'analyse spectrale unimodale (*Single Mode Spectral Analysis*(SMSA)), méthode d'analyse spectrale multimodale (*Multi-Mode Spectral Analysis* (MMSA)), et méthode d'analyse temporelle non linéaire (*NonLinear Time History Analysis* (NLTHA)) (AASHTO, 2017; Buckle et al., 2006; CSA-S6, 2019; Dicleli et Buddaram, 2006; ECS, 2005b; Guizani, 2007; Kammerer, Whittaker et Constantinou, 2012; Koval, Christopoulos et Tremblay, 2016; Leroux, Tremblay et Léger, 2017; Naeim et M. Kelly, 1999). Les méthodes d'analyse spectrale (unimodale et multimodale) utilisent le modèle viscoélastique linéaire équivalent. Le modèle de comportement bilinéaire est, généralement admis, à la base du calcul de ces propriétés effectives par les codes et la littérature (CSA-S6, 2019). L'amortissement visqueux équivalent, β_{eff} , est calculé de sorte que l'énergie dissipée par cycle (EDC) du système bilinéaire égale celle d'un amortisseur visqueux. L'amortissement est ensuite traduit par un facteur d'amortissement (B) par lequel est calibré le spectre de calcul pour les périodes isolées (AASHTO, 2017; CSA-S6, 2019). Étant donné que les propriétés

effectives (K_{eff} et β_{eff}) dépendent du déplacement de calcul, lequel est inconnu, et que la force pour ce déplacement selon le modèle bilinéaire doit correspondre à la force obtenue via le spectre de calcul pour la période effective (T_{eff}) calculée avec la rigidité effective (pour ce déplacement selon le modèle bilinéaire), une procédure itérative est alors employée pour assurer la convergence et déterminer la réponse du système (Buckle et al., 2006; Guizani, 2003; 2007). La Figure 1.20 montre les principales étapes de la procédure itérative utilisée pour déterminer la réponse sismique maximale par la méthode spectrale unimodale (SMSA). Plus de détails sont fournis aux chapitres 2 et 3, dans le code CSA-S6 :19 et différentes variantes se trouvent dans la littérature (AASHTO, 2014; Buckle et al., 2006; CSA-S6, 2019).

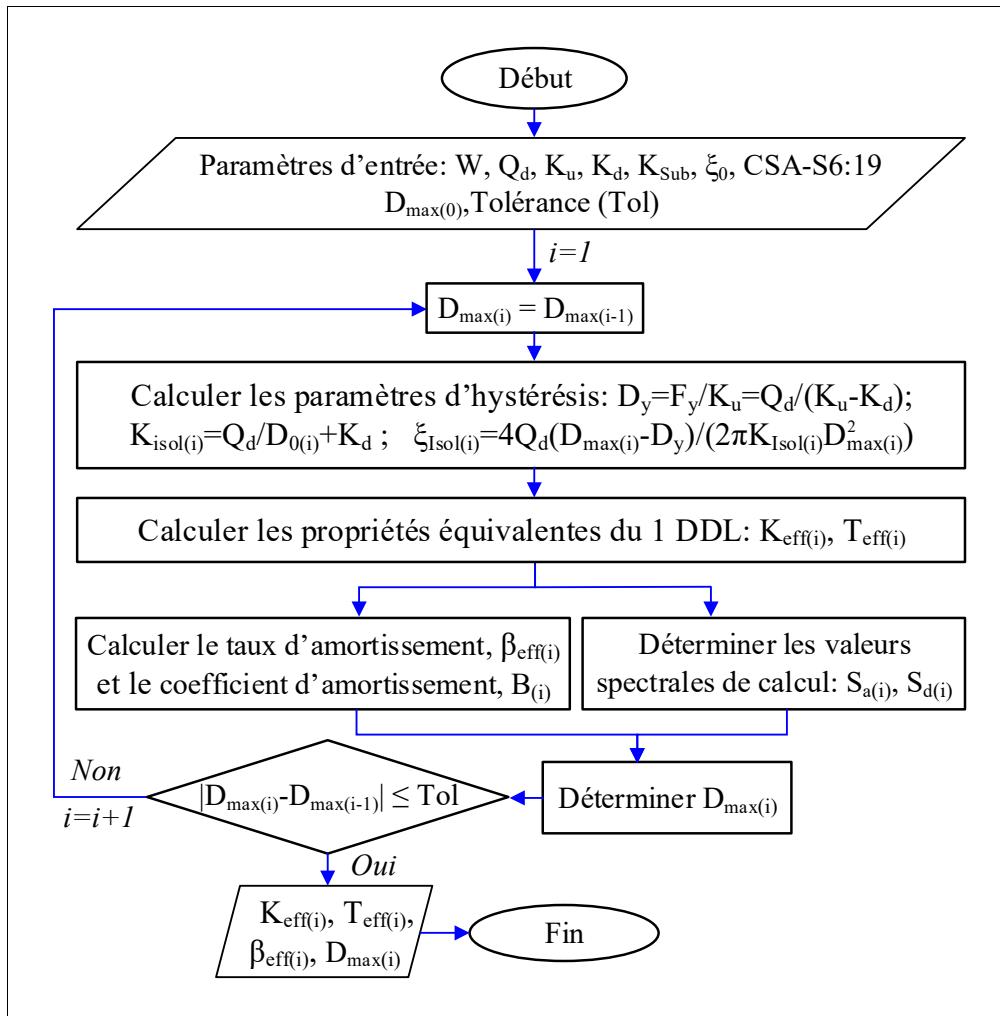


Figure 1.20 Schéma de la méthode SMSA pour analyse sismique des ponts isolés à la base

Dans le cas de la méthode spectrale multimodale, l'approche est similaire. Néanmoins, l'analyse sismique, impliquée à chaque itération a normalement recours à un outil de calcul commercial. À chaque itération, le déplacement sismique est estimé, les propriétés effectives des unités d'isolation calculées, le modèle de la structure est modifié pour refléter ces propriétés (aux éléments représentant les isolateurs), le spectre de calcul est ajusté (pour la fourchette des périodes isolées avec l'amortissement visqueux équivalent). Un premier estimé du déplacement de calcul peut être obtenu par la SMSA.

La méthode d'analyse temporelle nonlinéaire (NLTHA) permet de fournir un historique complet de la réponse des éléments structuraux sous des enregistrements sismiques. Le comportement des isolateurs peut être représenté par le modèle de comportement bilinéaire ou un modèle plus sophistiqué (Abaqus, 2014; CSI, 2020; OpenSees, 2021). Elle fournit la réponse précise des structures des plus simples aux plus complexes, est considérée comme la méthode la plus précise. Elle permet de valider les résultats d'analyses préliminaires (c.-à-d. par SMSA ou MMSA) et de finaliser la conception. Cette méthode est néanmoins très demandante et fastidieuse en termes d'efforts de calcul et de traitement des résultats, puisque les résultats doivent combiner ceux résultant de plusieurs enregistrements qui doivent être utilisés et préalablement calibrés/adaptés pour le site du pont.

1.3.4 Limitations sur l'application de la méthode d'analyse spectrale unimodale

Bien que la méthode d'analyse temporelle non linéaire soit considérée comme la méthode la plus précise, la méthode d'analyse spectrale unimodale est particulièrement utile dans la sélection et le dimensionnement préliminaire des ponts isolés. De plus, cette méthode peut également être utilisée dans la conception finale sous certaines limites spécifiques. Ces conditions dépendent à la fois de la complexité et l'importance de l'ouvrage, des caractéristiques du système d'isolation et des résultats recherchés par l'analyse sismique et sont spécifiés dans les codes de conception.

Malgré le fait qu'un pont essentiel isolé au Canada puisse être conçu pour avoir un comportement inélastique, relativement limité sous un séisme d'une période de retour de 2 475

ans, il est souvent possible d'assurer un comportement élastique aux ponts isolés sous un tel séisme, particulièrement dans les zones de sismicité modérée. Ceci résulte de l'effet combiné de la réduction considérable de la demande sismique en force amenée par l'isolation à la base et du taux de renforcement minimal dans les piles exigées par le code (Belghith, 2020; Moradiankhabiri, 2016).

La méthode d'analyse sismique minimale est déterminée selon la catégorie de performance, la régularité du pont tel qu'indiqué au Tableau 4.13 (CSA-S6, 2019). Cette catégorie de performance est établie en fonction de l'importance du pont et l'intensité de l'activité sismique de la zone du site.

La méthode d'analyse spectrale unimodale est considérée comme une méthode d'analyse statique élastique par le code canadien. Cependant, même si cette méthode n'est applicable que pour les structures linéaires, le comportement nonlinéaire du système d'isolation et de l'unité de fondation peut être linéarisé et la réponse d'un pont isolé subissant des déformations inélastiques obtenue par un processus itératif. Il est donc possible d'utiliser cette méthode pour une conception basée sur la performance avec un pont se comportant dans le domaine inélastique sous un séisme d'une période de retour de 2 475 ans (Nassar et al., 2021).

Outre les exigences des codes sur la méthode d'analyse sismique minimale, d'autres exigences sont spécifiées dans les codes quant aux limites d'application de la méthode spectrale unimodale (AASHTO, 2014; CSA-S6.1, 2019; ECS, 2005b), la période effective de vibration du pont isolé et le système de recentrage (AASHTO, 2014; CSA-S6.1, 2019). Cependant, ces limites ont été données pour des cas généraux sans distinction des zones sismiques modérées et élevées où la différence des caractéristiques sismiques entraîne une différence significative des réponses sismiques du pont isolé. Ceci est particulièrement pertinent au vu des changements introduits dans les récentes versions du code canadien au niveau de l'aléa sismique et du spectre de calcul pour les zones à sismicité modérée (Est du Canada), discutés précédemment. De plus, l'origine des limites imposées à l'applicabilité de cette méthode n'est pas clairement établie et retracée. Très peu de recherches ont été effectuées pour vérifier la pertinence de ces limites d'application et pour leur mise à jour, notamment pour les zones à

sismicité modérée. Finalement, à l'heure actuelle, il n'existe pas d'indications assez claires sur l'erreur pouvant résulter de l'utilisation de la méthode spectrale unimodale.

D'autre part, le déplacement résiduel est une réponse importante pour mesurer la performance des ponts isolés et vérifier l'utilisabilité de l'ouvrage ainsi que les interventions post-séisme requises (recentrage du pont en présence d'un déplacement résiduel important). Or, cette réponse ne peut pas être prédite par la méthode d'analyse spectrale unimodale, laquelle utilise un modèle linéaire équivalent, avec aucun déplacement résiduel possible. Cette limitation intrinsèque de la méthode réduit son utilité et il est souhaitable de pouvoir estimer indirectement le déplacement résiduel attendu.

En conséquence, il est jugé opportun de revisiter les limites d'application de la méthode d'analyse spectrale unimodale, de les mettre à jour au besoin, d'estimer l'erreur pouvant résulter de cette méthode et de proposer des relations pouvant estimer le déplacement résiduel des ponts isolés afin de compléter la méthode. Ceci fait l'objet de l'article 2 présenté au chapitre 3.

1.3.5 Effets des caractéristiques du séisme sur la performance de l'isolation sismique et récents changements au niveau de l'aléa sismique au Canada

De façon générale, les performances sismiques d'un pont isolé à la base et de son système d'isolation sont considérablement affectées par les différentes caractéristiques des signaux sismiques, en particulier leurs contenus fréquentiels et leurs propriétés spectrales. Plusieurs études ont été consacrées à cet effet (Castaldo et Tubaldi, 2018; Choun, Park et Choi, 2014; Dicleli et Buddaram, 2006; Dicleli et Karalar, 2011; Karalar, Padgett et Dicleli, 2012; Nanda, Shrikhande et Agarwal, 2012; Yang et al., 2017; Zhang et Huo, 2009). La plupart de ces études ont confirmé que le rapport de PGA/PGV est fortement associé au contenu fréquentiel du séisme et impacte fortement la réponse et la performance sismique des ponts isolés à la base.

Dicleli et Buddaram (2006) ont étudié les réponses sismiques maximales des ponts isolés à la base en fonction des caractéristiques des séismes, via les paramètres PGA/PGV (variation de 5.5s^{-1} à 21.5s^{-1}), PGV^2/PGA et les propriétés du système d'isolation sismique. Le paramètre

PGV²/PGA est relié à l'intensité des impulsions d'accélération dans un mouvement du sol et représente donc le potentiel de dommages du tremblement de terre (Diceli et Buddaram, 2006). Leurs résultats ont montré que les déplacements sismiques maximaux des ponts isolés (demandes sismiques en déplacement) diminuent avec l'augmentation de PGA/PGV ou la diminution de PGV²/PGA. De plus, avec des ratios élevés de PGA/PGV ($PGA/PGV > 12s^{-1}$ correspondants aux résultats présentés), représentatifs pour des séismes riches en hautes fréquences, la résistance caractéristique, Q_d , du système d'isolation a un effet mineur sur le déplacement maximal. Par contre, pour les séismes avec de faibles ratios de PGA/PGV (inférieur à $10.6s^{-1}$), ce paramètre a un effet important sur le déplacement maximal et les isolateurs à haute résistance caractéristiques sont recommandés pour dissiper l'énergie sismique et maintenir les déplacements dans des limites raisonnables. D'autre part, pour les séismes avec les faibles ratios de PGA/PGV, la rigidité post-élastique, K_d , a un effet considérable sur le déplacement maximal et la force maximale (de 1.5 à 4 fois plus grand que ceux avec des ratios élevés de PGA/PGV). Les résultats ont également montré que l'exigence minimale de la force de rappel par le code AASHTO ($K_d \geq 0.025W/D_{max}$) produit un effet remarquable sur la réduction du déplacement des isolateurs soumis à des tremblements de terre avec les faibles ratios de PGA/PGV, mais seulement un effet négligeable avec des ratios élevés de PGA/PGV.

Castaldo et Tubaldi (2018) ont étudié l'influence des caractéristiques sismiques (PGA/PGV) sur les valeurs optimales du frottement normalisé (mesure la résistance caractéristique Q_d) du système de pendule à friction, qui minimise la demande sismique en déplacement. L'étude montre que cette valeur optimale diminue considérablement pour des tremblements de terre à haute fréquence ($PGA(g) / PGV(m/s) > 1.2$).

Choun, Park et Choi (2014) ont trouvé que la réponse des structures isolées est très sensible aux ratios de PGA/PGV. Pour les séismes avec de faibles ratios de PGA/PGV ($PGA(g) / PGV(m/s) < 0.8$), l'augmentation des réponses sismiques est fortement amplifiée (la contrainte de cisaillement dans l'isolateur atteint jusqu'à 600%) par rapport à des ratios élevés de PGA/PGV et est très affectée par les propriétés de l'isolateur. Pour les tremblements de

terre avec des ratios élevés de PGA/PGV, au-delà d'un certain seuil ($\text{PGA(g)}/\text{PGV(m/s)} > 1.2$), les propriétés de l'isolateur ont un effet mineur sur la réponse des structures isolées.

D'un autre côté, la forme du spectre des accélérations représente également la variation de la concentration d'énergie sismique dans le domaine fréquentiel. C'est-à-dire, pour une fourchette de fréquences données, plus les valeurs des accélérations spectrales sont élevées, plus la concentration d'énergie dans cette fourchette est élevée. La variation des valeurs spectrales en fonction du prolongement de la période peut être considérée comme un paramètre indicatif important pour estimer la performance sismique de l'isolation. De ce point de vue, les exemples de spectres de calculs pour deux localités : Vancouver, située à l'ouest, et Montréal, située dans l'est canadien, illustrés sur la Figure 1.21, montrent des formes très distinctes, ayant un impact important sur la conception parasismique des ponts isolés. Ainsi, pour le spectre de calcul de Montréal, les accélérations spectrales diminuent plus rapidement avec l'allongement de la période ce qui indique que l'isolation sismique serait très efficace. Par contre, pour les spectres de calcul où les valeurs de l'accélération spectrale diminuent plus lentement avec l'allongement de la période et où ces valeurs demeurent assez élevées à des périodes relativement longues (2s à 3s), l'approche d'isolation sismique est plus compliquée et des systèmes plus performants seraient requis pour dissiper une grande partie de l'énergie sismique transférée dans la structure du pont dans la fourchette de ces longues périodes. Au Canada, l'isolation sismique a été introduite dans l'édition 2000 du code (CSA-S6, 2000). Pour la période entre 2000 et 2015, les isolateurs ont généralement été calculés selon les spécifications des éditions 2000 et 2006 de ce code (CSA-S6, 2000; 2006), où les spectres de calcul ont été développés à partir d'accélérogrammes relevés le long de la côte Ouest de l'Amérique du Nord, similaires à ceux de l'AAHSTO appliqué aux États-Unis. Ces spectres ne reflètent pas adéquatement l'état de l'art sur l'aléa sismique et la sismicité de l'Est du Canada (Koval, Tremblay et Christopoulos, 2012; NRCC, 2003). Les versions plus récentes du code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6, 2019) spécifient des spectres de calcul en phase avec les dernières données sur l'aléa sismique au Canada (NRCCAN, 2020).

La Figure 1.21 illustre les accélérations spectrales calculées par les codes CSA-S6-19 et CSA-S6-06 pour Vancouver et Montréal avec une probabilité de dépassement de 10% en 50

ans. Une très forte similarité entre le spectre de calcul selon CSA-S6-06 et celui selon CSA-S6-19 pour Vancouver est maintenue, conformément aux discussions précédentes.

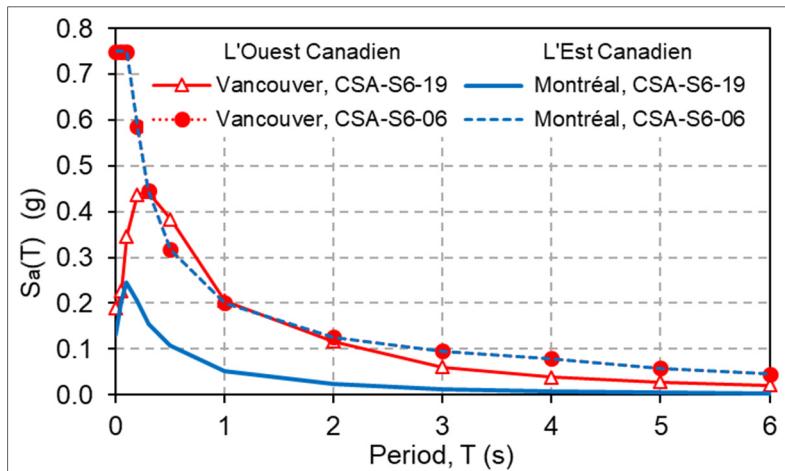


Figure 1.21 Comparaison les spectres de calcul entre le code CSA-S6-06 et CSA-S6-19, avec une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans

Toutefois, alors que le code CSA-S6-06 adopte le même spectre de calcul pour les deux villes de Montréal et Vancouver, le code CSA-S6-19 spécifie des spectres de calcul avec des formes très distinctes, présentant des différences similaires à celles entre les deux types de spectres spécifiés par l' Eurocode 8, tel qu' illustrés sur la Figure 1.6. Cette différence, notamment au niveau des valeurs spectrales pour les longues périodes de vibration versus celles spécifiées pour les courtes périodes, est particulièrement importante pour la conception des ponts isolés, non seulement au Canada, mais aussi dans les autres régions sismiques comme les États-Unis et l' Europe.

Cependant, la plupart des systèmes d' isolation sismique développés depuis plusieurs décennies ont été initialement destinés pour les ponts situés dans les zones à forte sismicité. Il y a donc lieu de se demander si ces systèmes ne seraient pas surperformants pour les besoins des ponts situés dans les régions à sismicité modérée et si d' autres systèmes, moins performants, mais plus économiques ne seraient pas plus appropriés. Ceci est l' une des motivations principales derrière les objectifs de la présente thèse, présentés précédemment. La classification des zones sismiques et les propriétés génériques optimales des systèmes d' isolation sismique en fonction de ce classement sont étudiées, plus particulièrement, dans l' article 1, présenté au chapitre 2.

1.4 Variabilité des propriétés hystéritiques des isolateurs sismiques et facteurs de modification

Tel que brièvement abordé précédemment, le comportement hystéritique des systèmes d'isolation sismique communs est sensible à plusieurs facteurs entraînant des changements importants de leurs caractéristiques hystéritiques. Les facteurs en jeu les plus usuels sont la température, la vitesse, l'usure, le vieillissement, l'historique de chargement, la stabilisation (dans le cas des HDRBs, illustré dans la Figure 1.22), etc. (Ankik, 2019; Buckle et al., 2006; Cardone et Gesualdi, 2012; Constantinou et al., 1999; Constantinou et al., 2007; Kalpakidis et Constantinou, 2009b; Maret, 2016; McVitty et Constantinou, 2015; Thompson et al., 2000).

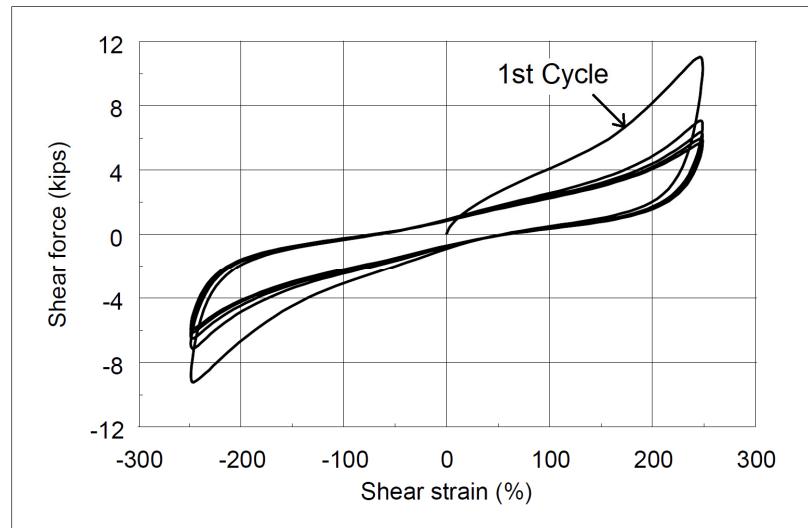


Figure 1.22 Phénomène de stabilisation ("Scragging") dans les appuis en élastomère à amortissement élevé (HDRBs)
Tirée de Thompson et al. (2000)

À défaut d'une approche probabiliste et d'une modélisation directe de l'interaction de ces facteurs avec les propriétés hystéritiques des systèmes d'isolation sismique, les codes de conception adoptent une approche d'analyse sismique aux bornes inférieure et supérieure des valeurs de ces propriétés. Cette approche est basée sur les travaux de Constantinou et al. (1999), laquelle s'appuie sur des compagnies d'essais expérimentaux sur différents systèmes (Constantinou et al., 1999; Constantinou et al., 2007; Kumar, Whittaker et Constantinou, 2015;

McVitty et Constantinou, 2015). Ainsi, lors de la conception d'un pont isolé, deux analyses sont effectuées : une analyse avec les valeurs maximales des propriétés et une analyse avec les valeurs minimales de ces propriétés. Généralement la première analyse permet de déterminer la réponse sismique maximale en termes de force alors que la deuxième permet de déterminer le déplacement sismique maximal utilisé pour la conception. Les deux propriétés hystérotiques principales considérées sont celles impactant le plus la réponse sismique des ponts isolés, soient : la résistance caractéristique, Q_d et la rigidité post-élastique, K_d . Les valeurs minimale et maximale de ces propriétés sont obtenues en multipliant les valeurs nominales par des facteurs de modification λ_{\min} et λ_{\max} , respectivement. Pour le modèle typique bilinéaire de la relation force-déplacement du système d'isolation, l'application de ces facteurs de modification est illustrée sur la Figure 1.23.

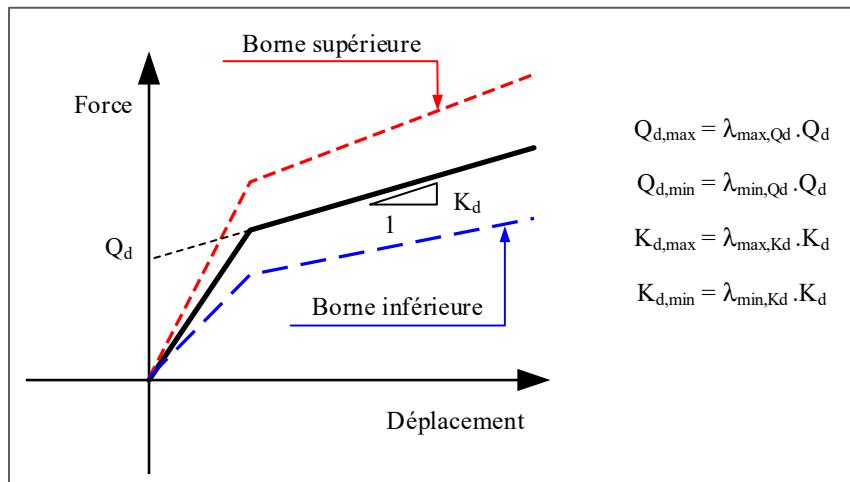


Figure 1.23 Propriétés des limites inférieures et supérieures du système d'isolation pour la conception
Adaptée de CSA-S6.1 (2019)

Les facteurs de modification d'une propriété sont obtenus en multipliant les facteurs partiels de modification relatifs à chacun des facteurs affectant la propriété. Les valeurs de modification adoptées par le code CSA-S6 (2019) sont celles proposées par l'AASHTO (2014). La valeur minimale λ_{\min} est prise égale à l'unité (= 1.0) et les valeurs maximales sont calculées selon l'équation (1.8) (AASHTO, 2014; Buckle et al., 2006; CSA-S6, 2019).

$$\lambda_{\max} = (\lambda_{\max,a})(\lambda_{\max,v})(\lambda_{\max,tr})(\lambda_{\max,c})(\lambda_{\max,t})(\lambda_{\max,scrage}) \quad (1.8)$$

où, $\lambda_{\max,a}$ est la valeur maximale du facteur pour tenir compte de l'effet du vieillissement
 $\lambda_{\max,v}$ est la valeur maximale du facteur pour tenir compte de l'effet de la vitesse de charge
 $\lambda_{\max,tr}$ est la valeur maximale du facteur pour tenir compte de l'effet de l'usure
 $\lambda_{\max,c}$ est la valeur maximale du facteur pour tenir compte de l'effet de la contamination
 $\lambda_{\max,t}$ est la valeur maximale du facteur pour tenir compte de l'effet de la température
 $\lambda_{\max,scrage}$ est la valeur maximale du facteur pour tenir compte de l'effet de la stabilisation.

Faute d'avoir des valeurs spécifiques au système proposé par un fabricant, un exemple des valeurs de modifications partielles, recommandées par les codes CSA-S6-19 et l'AASHTO-2014, pour l'effet des basses températures sur les propriétés des systèmes d'isolation à base d'élastomère est présenté dans le Tableau 1.6. D'autres facteurs de modification pour d'autres effets sur un tel système et pour d'autres systèmes (i.e. système à base de glissement) sont présentés dans l'annexe I.

Tableau 1.6 Valeurs maximales du facteur de modification pour la température $\lambda_{\max,t}$
Tiré de l'AASHTO (2014)

Température minimale pour conception (°C)	K _d			Q _d		
	HDRB ^{a,c}	HDRB ^{b,c}	LDRB ^{b,d}	HDRB ^{a,c}	HDRB ^{b,c}	LDRB ^{b,d}
20	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
0	1.2	1.1	1.1	1.3	1.3	1.3
-10	1.4	1.2	1.1	1.4	1.4	1.4
-30	2.0	1.4	1.3	2.5	2.0	1.5

^a Les propriétés non stabilisées (*unscraged*) sont supérieures aux propriétés stabilisées (*scraged*) de 25% et plus

^b Les propriétés non stabilisées (*unscraged*) sont supérieures aux propriétés stabilisées (*scraged*) de moins de 25%

^c Isolateurs en élastomère à amortissement élevé (HDRB)

^d Isolateurs en élastomère à faible amortissement (LDRB)

De nombreuses études expérimentales ont analysé la sensibilité des propriétés mécaniques du caoutchouc naturel et des élastomères aux variations de température (Ankik, 2019; Cardone et Gesualdi, 2012). Les résultats ont montré que le comportement de l'isolateur en élastomère à amortissement élevé présente une grande sensibilité aux basses températures avec un raidissement instantané très important. De plus, la température de vitrification de ce type d'élastomère est assez basse (autour de -40°C). Par conséquent, l'utilisation de ce composé comme système d'isolation pour les ponts (appuis exposés au froid) dans les régions assez froides, à l'instar du Québec, où des températures plus basses que -50°C ont déjà été atteintes, n'est pas recommandée.

Pour les isolateurs en élastomère avec noyau en plomb, l'élastomère étant de caoutchouc naturel à faible amortissement, la capacité de dissipation d'énergie du dispositif est donc principalement fournie par le noyau. Cependant, les propriétés mécaniques du plomb et en particulier sa capacité de dissiper l'énergie se sont avérées fortement affectées par la température (Kalpakidis et Constantinou, 2009a; 2009b). En conséquence, les propriétés mécaniques des isolateurs sismiques en élastomère avec noyau de plomb sont sensibles à la température (Constantinou et al. 1999).

Les valeurs des facteurs de modification maximums, λ_{\max} , de la résistance caractéristique et de la rigidité post-élastique des isolateurs en élastomère avec noyau de plomb pour différentes températures, recommandées par Constantinou et al. (1999) et adoptées par les codes CSA-S6 (2019) et l'AASHTO (2014), sont présentés au Tableau 1.7.

Tableau 1.7 Valeur des facteurs de modification maximum, $\lambda_{\max, t}$, pour isolateurs en élastomère à noyau de plomb (LRB)
Adapté de Constantinou et al. (1999)

Température minimale pour conception (°C)	Isolateur en élastomère à noyau de plomb (LRB)	
	K_d	Q_d
20	1.0	1.0
0	1.1	1.2
-10	1.1	1.4
-30	1.3	1.8

Outre la température initiale, les appuis en élastomère avec noyau de plomb voient leur capacité dissiper l'énergie décroître rapidement avec les cycles sous l'effet de la chaleur générée par l'énergie dissipée. Des valeurs d'augmentation de température de plus que 100°C (voire de 200°C) ont été rapportés (Kalpakidis et Constantinou, 2009a; 2009b; Maret, 2016). Ainsi, la résistance initiale de ces appuis dépend de l'historique du chargement et, au bout de quelques cycles, l'effet de la température initiale (de conditionnement) s'amenuise. La Figure 1.24 montre clairement la diminution de l'énergie dissipée par cycle avec le nombre de cycles d'un isolateur en élastomère à noyau de plomb en fonction du nombre de cycles subis. Elle est principalement causée par l'augmentation de la température due à chaleur produite au sein du noyau de plomb et à la sensibilité de la limite élastique du plomb à la température. Une interruption pendant l'essai semble avoir abaissé la température dans le noyau de plomb, permettant de récupérer en grande partie sa capacité de dissipation d'énergie initiale.

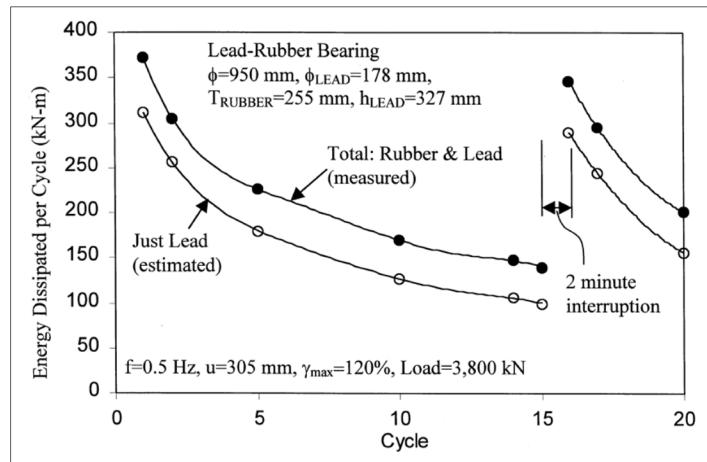


Figure 1.24 L'énergie dissipée par cycle d'un isolateur en élastomère à noyau de plomb en fonction de nombre de cycles subis
Tirée de Constantinou et al. (1999)

Ankik (2019) a réalisé des essais sur différents composants en élastomère (caoutchouc naturel et caoutchouc à amortissement élevé) sous différentes basses températures. Il a ensuite évalué numériquement que l'effet de l'utilisation d'isolateurs en élastomère à amortissement élevé sous basses températures (-30°C) sous un chargement sismique calibré sur le spectre de conception de Montréal et pour un système d'isolation ayant une période de 2.0s et un amortissement à température ambiante de 20% pour LRB et de 15% pour HDRB. Ses résultats

ont montré que ce type d'isolateur peut entraîner, à une telle température, une augmentation de la demande sismique en force jusqu'à 160% tandis que la demande en déplacement est réduite de 20%, par rapport à la température ambiante. Pour des conditions similaires, Beji (2015) a montré que, lorsque la borne supérieure des propriétés de l'isolateur augmente de 100% (c'est-à-dire $\lambda_{\max} = 2$), la force sismique maximale peut être augmentée jusqu'à 90% pour le site de Montréal et 30% pour le site de Vancouver, tandis que le déplacement maximal est réduit de 13% pour Montréal et 40% pour Vancouver. Les données du spectre de CNB2010 pour un sol classe C avaient été utilisées pour ces analyses.

Ces exemples et ce qui précède indiquent que les propriétés de l'isolation sismique et, par conséquent, la réponse sismique des ponts isolés sont fortement affectées par certaines conditions externes comme la température. Ceci est reflété par les facteurs de modification dans les codes, mais également par des conditions propres à l'historique de déformation dans une problématique couplée : l'EDC pour le LRB dépend de l'historique de chargement, lequel est affecté par cette EDC; pour les systèmes à friction, le coefficient de frottement dépend de la vitesse et de l'usure qui sont fonction de l'historique. Ces impacts sont encore plus importants dans des régions froides comme au Canada, en Europe du Nord, etc., particulièrement dans le cas des isolateurs en élastomères à amortissement élevé et les isolateurs en élastomères à noyau de plomb. Cette grande variation entre les propriétés nominales et maximales de tels isolateurs doit être prise en compte lors de la conception, tel que spécifié par les codes, et rend plus difficile l'atteinte des valeurs optimales théoriques des caractéristiques du système d'isolation des ponts pour ces régions froides. En conséquence, le concepteur ne peut optimiser sa solution de manière efficace.

Dans un tel contexte, les dispositifs les moins sensibles (ou inertes) aux variations des conditions environnementales externes (température), vieillissement, etc. deviennent potentiellement plus performants. À cet effet, l'isolation en caoutchouc naturel à faible amortissement avec un amortisseur métallique représente une option des plus prometteuses. En effet, la composante métallique n'est pas sensible à la température (dans la fourchette de températures ambiantes) ce qui aura pour effet de réduire la sensibilité de l'isolateur à un tel facteur.

1.5 Méthodes d'amélioration de l'appui en élastomère fretté par ajout de dispositifs d'amortissement supplémentaire

Les isolateurs, en élastomère fretté standard, offrent une bonne stabilité à long terme tel que démontré par l'expérience des dernières décennies. Ils offrent une bonne rigidité et capacité portante verticales et une grande flexibilité et capacité de déformation horizontale grâce à leur faible module de cisaillement. Toutefois, ces systèmes présentent un coefficient d'amortissement assez faible (autour de 5%). Cette faible capacité de dissipation d'énergie n'est pas optimale pour les exigences de conception des isolateurs sismiques pour des ponts situés dans les régions sismiques où les demandes en force et en déplacement sont importantes.

Dans le but d'augmenter l'amortissement des isolateurs en élastomère frettés, l'utilisation des élastomères à haut amortissement ou l'ajout de noyaux de plomb ont été développés. Ces innovations permettent d'améliorer considérablement la capacité de dissipation d'énergie des appuis ordinaires en élastomère fretté afin de les rendre efficaces en tant qu'isolateurs sismiques pour les régions à forte sismicité. Cependant, ils sont toujours aux prises avec les limites inhérentes, identifiées précédemment (sensibilité à la température, stabilisation, etc.).

L'ajout de dispositifs d'amortissement supplémentaire avec une rigidité latérale appropriée aux appuis frettés standard peut constituer une solution efficace et flexible pour réhabiliter les ponts existants et/ou pour créer une gamme plus large pour ses applications, couvrant les régions à sismicité modérée tout comme ceux à forte sismicité. Par conséquent, une telle avenue exploitant différentes alternatives telles que le recours à des amortisseurs hydrauliques en parallèle, l'incorporation d'alliages à mémoire de forme ou d'amortisseurs métalliques à hystérésis, etc. a été abondamment envisagée dans la littérature. L'ajout de composants de dissipation d'énergie supplémentaire intégrée ou en parallèle aux appuis frettés ordinaires présente des avantages pratiques et économiques indéniables, mais aussi des limitations. La Figure 1.25, adaptée de Symans et al. (2008), montre un survol des principaux systèmes d'amortissement disponibles avec leurs comportements hystéritiques, ainsi que les avantages et inconvénients. La suite de cette section apporte des points supplémentaires à ce sujet.

	Viscous Fluid Damper	Viscoelastic Solid Damper	Metallic Damper	Friction Damper
Basic Construction				
Idealized Hysteretic Behavior				
Idealized Physical Model			Idealized Model Not Available	
Advantages	<ul style="list-style-type: none"> - Activated at low displacements - Minimal restoring force - For linear damper, modeling of damper is simplified. - Properties largely frequency and temperature-independent - Proven record of performance in military applications 	<ul style="list-style-type: none"> - Activated at low displacements - Provides restoring force - Linear behavior, therefore simplified modeling of damper 	<ul style="list-style-type: none"> - Stable hysteretic behavior - Long-term reliability - Insensitivity to ambient temperature - Materials and behavior familiar to practicing engineers 	<ul style="list-style-type: none"> - Large energy dissipation per cycle - Insensitivity to ambient temperature
Disadvantages	<ul style="list-style-type: none"> - Possible fluid seal leakage (reliability concern) 	<ul style="list-style-type: none"> - Limited deformation capacity - Properties are frequency and temperature-dependent - Possible debonding and tearing of VE material (reliability concern) 	<ul style="list-style-type: none"> - Device damaged after earthquake; may require replacement - Nonlinear behavior; may require nonlinear analysis 	<ul style="list-style-type: none"> - Sliding interface conditions may change with time (reliability concern) - Strongly nonlinear behavior; may excite higher modes and require nonlinear analysis - Permanent displacements if no restoring force mechanism provided

Figure 1.25 Survol des principaux systèmes de dissipation d'énergie passive pour application de conception parasismique
 Tirée de Symans et al. (2008)

1.5.1 L'ajout d'amortisseurs hydrauliques

Les dispositifs d'amortisseurs hydrauliques, souvent appelés aussi amortisseurs à fluide visqueux, fournissent une force d'amortissement qui est une fonction linéaire ou nonlinéaire de la vitesse. Le comportement résultant de l'appui et de l'amortisseur est un comportement viscoélastique. L'ajout de l'amortisseur visqueux permet d'améliorer considérablement les performances et l'efficacité des isolateurs en appui fretté. L'effet le plus significatif est l'augmentation de l'amortissement structural de 20% à 50% de l'amortissement critique, résultant en une réduction du déplacement dynamique pouvant atteindre 50%. Il y a une réduction correspondante du cisaillement de la base de la même quantité, ce qui signifie que des forces et des accélérations plus faibles se produisent dans la structure isolée. La réduction du déplacement dynamique fournie par l'ajout des amortisseurs à fluide visqueux peut réduire la taille requise du système d'isolation sismique.

Cependant, comme la force visqueuse produite par ces dispositifs dépend considérablement de la vitesse de vibration, lors des excitations à haute fréquence ils peuvent entraîner une augmentation de la rigidité (donc, augmenter significativement le cisaillement) de la structure globale. D'autre part, ces dispositifs nécessitent un processus complexe pour éviter les fuites de liquide (huile) ce qui soulève des questions reliées à leur fiabilité/durabilité à long terme. Aussi, sont-ils associés à des coûts de fabrication, d'entretien et de réparation plus élevés.

1.5.2 Le recours aux alliages à mémoire de forme

L'alliage à mémoire de forme (*Shape Memory Alloy (SMA)*) est un matériau fonctionnel avec un potentiel considérable et des perspectives prometteuses pour une utilisation dans la conception parasismique des ouvrages. Les principales propriétés de ce matériau comprennent la super-élasticité, une grande capacité de déformation basée sur l'effet de mémoire de forme, une capacité parfaite de recentrage, une capacité de dissipation d'énergie supérieure, etc. (DesRoches et Delemont, 2002; Hedayati Dezfuli et Alam, 2018; Lagoudas, 2008; Li et al., 2020; Liang et al., 2020; Otsuka et Wayman, 1999; Ozbulut et Hurlebaus, 2010; Song, Ma et Li, 2006). La Figure 1.26 montre les comportements typiques d'un alliage à mémoire de forme

(DesRoches et Smith, 2004). Par conséquent, ces dispositifs offrent de nombreux avantages, notamment une réduction efficace du déplacement et de la force de cisaillement, une durabilité élevée, une fiabilité à long terme et un entretien facile, une bonne réponse aux charges de différents niveaux allant de faible à extrême.

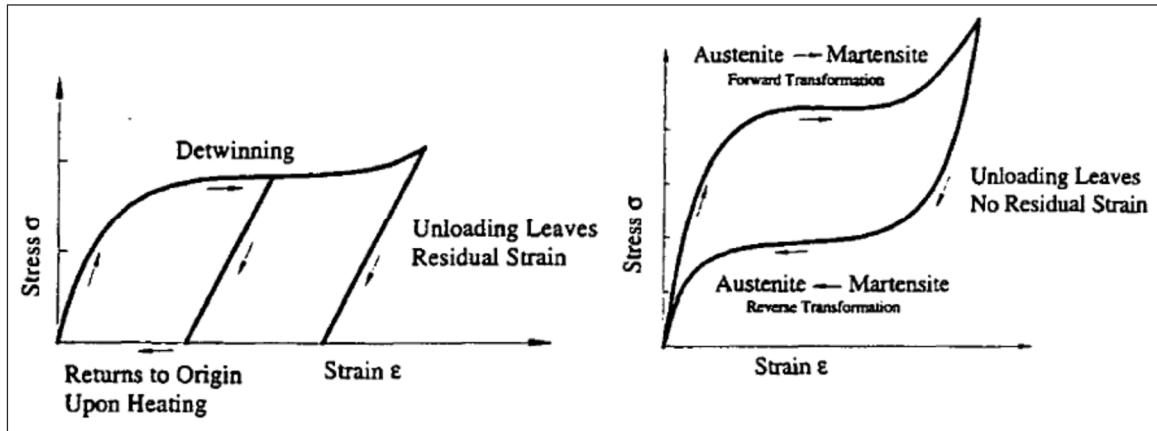


Figure 1.26 Courbe contrainte-déformation idéalisée pour un alliage à mémoire de forme (à gauche) et l'effet superélastique (à droite)
Tirée de DesRoches et Smith (2004)

Un des principaux avantages de ces dispositifs réside dans leur capacité de récupération après de grandes déformations et de revenir à une forme prédéterminée par chauffage ou déchargement. Dans un contexte d'application parasismique, cette caractéristique permet de réduire considérablement le déplacement résiduel et permet d'offrir à la fois une bonne capacité de dissipation d'énergie tout en assurant un recentrage quasi optimal de l'ouvrage après le séisme.

Durant les deux dernières décennies, plusieurs recherches ont été consacrées à l'étude de la performance des alliages à mémoire de forme pour des applications en dynamique des structures et plusieurs formes de dispositifs tels que des tiges, des câbles, des plaques, des anneaux, des ressorts, etc. ont été envisagés (Dezfuli et al., 2017; Habieb, Valente et Milani, 2019; Hamid, Ibrahim et Adnan, 2019; Li et al., 2018; Wang et Zhu, 2018).

Certaines études sur l'intégration des équipements SMA à l'isolation sismique ont également été effectuées (Choi, Nam et Cho, 2005; DesRoches et Delemont, 2002; Dezfuli et al., 2017;

Hedayati Dezfuli et Alam, 2018; Liang et al., 2020; Xue et Li, 2007). La plupart de ces études suggèrent l'ajout de câbles en SMA reliant les plaques supérieure et inférieure des isolateurs afin d'augmenter la rigidité latérale, la capacité de dissipation d'énergie et la capacité de recentrage de l'appui. La Figure 1.27 présente un système combiné typique de LRB avec des câbles SMA, qui offrent des performances améliorées et illustrées par le changement du comportement hystérotique du système combiné.

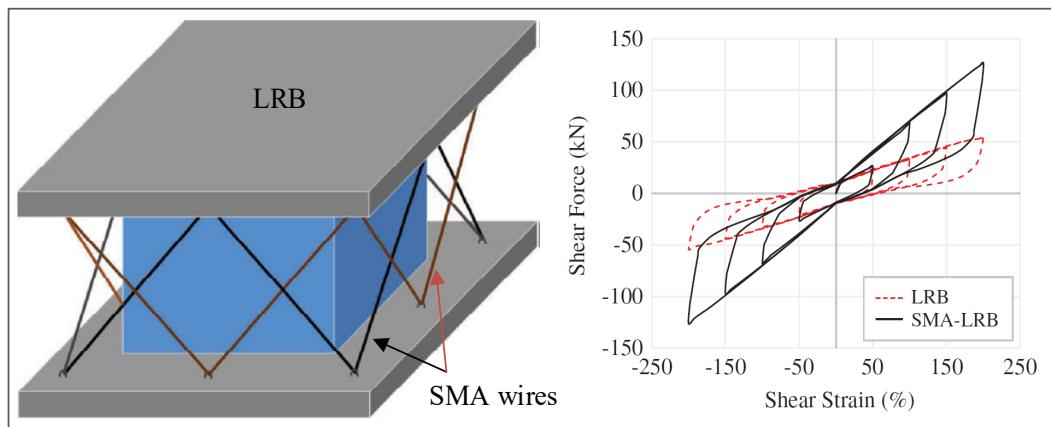


Figure 1.27 Câbles SMA intégrés dans l'isolateur LRB
Adaptée de Hedayati Dezfuli et Alam (2018)

Alternativement, le système SMA en formes de barres peut être utilisé comme un dispositif autonome, installé en parallèle avec l'isolateur comme illustré dans la Figure 1.28 (DesRoches et Delemont, 2002).

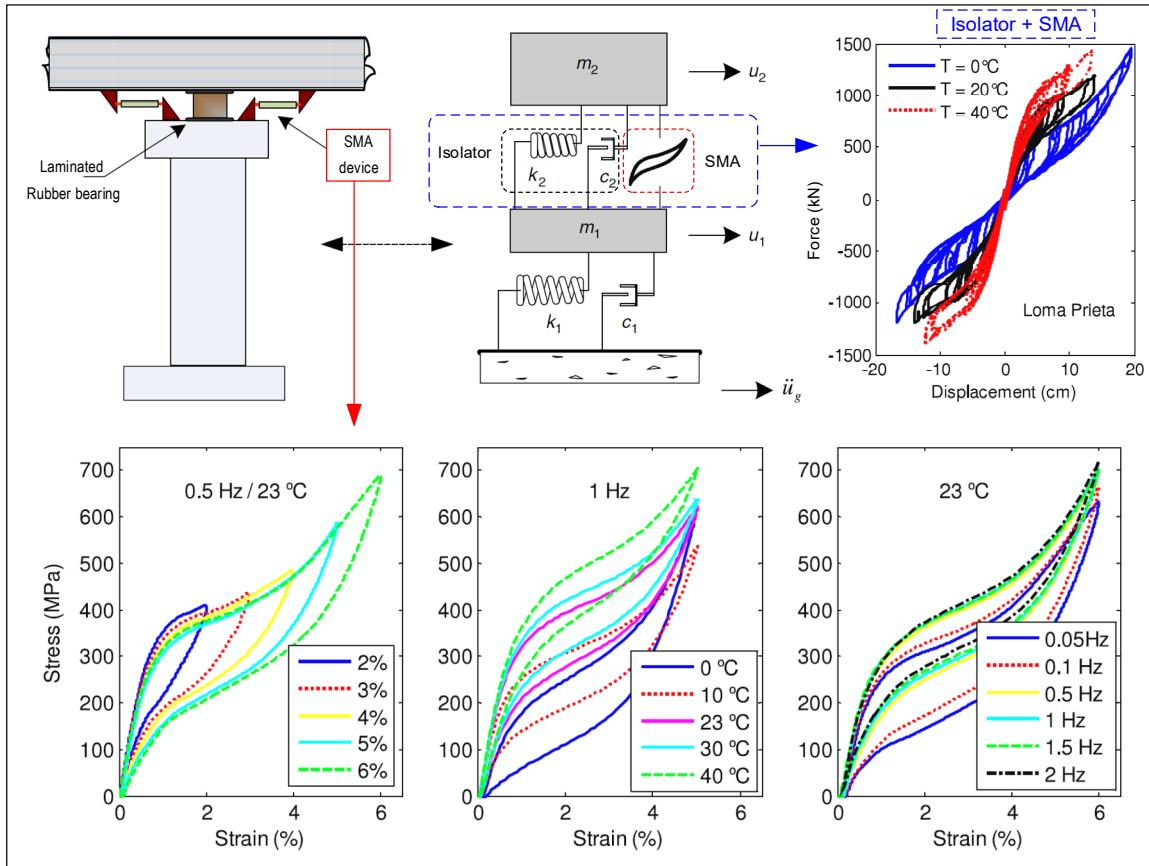


Figure 1.28 Système d'isolateur combinant des appuis en élastomère frettés et des amortisseurs à base des alliages à mémoire de forme SMA
Tirée de Ozbulut et Hurlebaus (2010)

Cependant, le coût de fabrication élevé est un facteur majeur influençant l'application de ces dispositifs et nécessite des recherches et des développements plus approfondis (Hamid, Ibrahim et Adnan, 2019; Li et al., 2020). De plus, ces dispositifs sont considérablement affectés par la température, car l'augmentation de la température réduit l'énergie dissipée par volume (donc l'amortissement visqueux équivalent est diminué) (Laplanche et al., 2017; Ozbulut et Hurlebaus, 2010; Piedboeuf, Gauvin et Thomas, 1998). Aussi, l'ajout des dispositifs SMA contribue de manière significative à la demande en force, ce qui réduit la performance du système d'isolation. Cette technique est donc considérée comme une solution prometteuse pour des applications futures, mais qui reste non éprouvée par la pratique sur des projets réels.

1.5.3 Amortisseurs hystérotiques métalliques

Les amortisseurs métalliques ont reçu une attention considérable dans la conception parassismique des ouvrages depuis environ 50 ans (Kelly, Skinner et Heine, 1972; Skinner, Kelly et Heine, 1974). Depuis lors, ils ont été largement conçus et utilisés, notamment au cours des vingt dernières années, sur la base de différents mécanismes de déformation plastique tels que la tension, la flexion, la torsion, le cisaillement ainsi que leur combinaison avec d'autres systèmes. Ils offrent de nombreux avantages tels qu'une durabilité élevée, un comportement hystérotique stable et une fiabilité à long terme, etc. Ils sont des plus populaires en raison également de leur faible coût de fabrication, facilité d'entretien et de remplacement et de leurs excellentes aptitudes d'atténuation des vibrations.

Le principe général de fonctionnement de ces dispositifs est la formation, sous des charges dynamiques, de zones concentrées de déformations inélastiques, permettant ainsi la dissipation d'énergie à travers ces déformations. Par conséquent, ces dispositifs ont des formes spécifiques, y compris : plaques d'acier en forme de X et triangulaires, en forme de U, en forme de J, en forme d'anneau, panneaux de cisaillement, etc. Parmi ceux-ci, seuls quelques dispositifs sont étudiés en combinaison avec des isolateurs en élastomère frettés et sont considérés en tant qu'alternative d'amélioration de la capacité de dissipation d'énergie d'isolateurs sismiques.

Les résultats d'études sur les dispositifs de plaques en forme de X confirment leur bonne capacité de dissipation d'énergie, basée sur la position initialement attendue des déformations plastiques (Garivani, Aghakouchak et Shahbeyk, 2016; Ghaffary et Karami Mohammadi, 2018; Li et Li, 2007; Xiang, Alam et Li, 2019; Zhou, Wang et Ye, 2019). De plus, la combinaison de ces dispositifs avec l'appui en élastomère fretté permet une réduction importante du coût, soit jusqu'à 80% par rapport à l'isolateur en élastomère fretté avec noyau de plomb (LRB)(Xiang, Alam et Li, 2019). Cependant, ce dispositif est souvent utilisé comme une unité indépendante, montée en parallèle avec l'isolateur, travaillant dans une seule direction et manquant de flexibilité. La liaison entre les dispositifs d'amortisseur avec les plaques supérieure et inférieure est soudée. De ce fait, l'intégration dans l'isolateur est

relativement limitée vu la problématique de son remplacement après rupture. De plus, ces dispositifs offrent une flexibilité et une capacité de déformations limitées ne pouvant pas accommoder les grandes demandes de déformations résultant des déformations thermiques, dues au fluage et au retrait combinés aux séismes qui peuvent être requis pour les applications sur les ponts. Par conséquent, cette solution semble être plus adaptée à des applications d'ajout d'amortissement aux structures de bâtiments ou aux structures de cadre plutôt qu'à être intégrées dans des isolateurs sismiques pour les ponts.

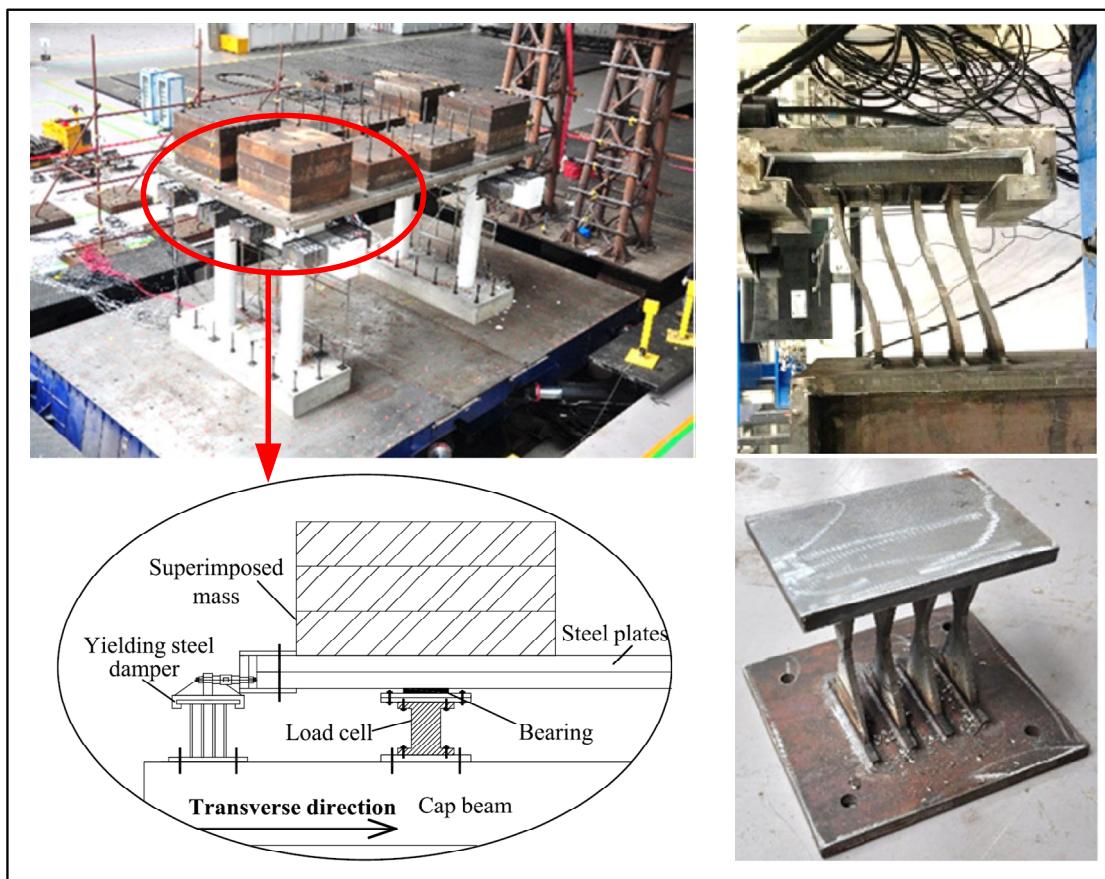


Figure 1.29 Système d'isolateur combinant des appuis en élastomère fretté et des amortisseurs à plaques d'acier en forme de X
Tirée de Xiang, Alam et Li (2019)

D'autres suggestions telles que l'intégration de panneaux de cisaillement (Saadatnia, Riahi et Izadinia, 2019) ou des dispositifs en forme d'anneau (Sheikhi et Fathi, 2020) à l'isolateur en élastomère fretté ont été étudiées. Cependant, ces suggestions se sont concentrées uniquement

sur la capacité de dissipation d'énergie. D'autres problèmes pratiques et techniques tels que l'intégration, la flexibilité de l'application, l'uniformité de fabrication, etc. n'ont pas été mentionnés par ces études.

Ainsi, bien que ces dispositifs présentent une capacité de dissipation d'énergie élevée et une application assez répandue dans le domaine des bâtiments, leur intégration dans les systèmes d'isolation pour les ponts est encore limitée, en particulier pour des difficultés associées à leurs capacités de déformation limitées, installation et remplacement au besoin et la fréquence élevée de rupture au niveau des dispositifs d'amortisseur observée en pratique.

Une autre suggestion prometteuse consiste à recourir à des dispositifs d'amortisseur métalliques en forme de U. Ils ont été introduits dans les années 1970 et ont été largement utilisés comme systèmes efficaces de dissipation d'énergie (Kelly, Skinner et Heine, 1972; Stiemer et Barwig, 1985). Ces dispositifs ont également été introduits pour la première utilisation en parallèle avec un appui en caoutchouc naturel fretté par la corporation japonaise d'acier (*Nippon Steel Corporation*) (Suzuki, Watanabe et Saeki, 2005) et ont fait l'objet de recherches approfondies dans le cadre de la conception de l'isolation sismique à la base (Deng, Pan et Wang, 2013; Ene et al., 2016; Jiao et al., 2015; Oh et al., 2013). Généralement, ces dispositifs sont boulonnés aux plaques d'acier en position supérieure et inférieure de l'isolateur. Ils peuvent être envisagés comme un dispositif d'amortissement supplémentaire ou intégrés symétriquement autour d'isolateurs en élastomère fretté, comme montré sur la Figure 1.30.

Similairement aux autres amortisseurs métalliques, ce dispositif permet une grande capacité de dissiper l'énergie sismique par des déformations inélastiques, donc réduisant considérablement les impacts sismiques sur la structure. Kelly, Skinner et Heine (1972) ont analysé expérimentalement l'efficacité de ce dispositif lors de l'utilisation comme un système d'isolation sismique à la base pour une structure à ossature en acier de quatre étages. Les résultats montrent que l'accélération maximale au quatrième étage de la structure isolée est réduite de plus de 5 fois par rapport à la structure conventionnelle (0.16g par rapport à 0.83g).

Des résultats similaires ont été obtenus par des essais effectués par Oh et al. (2013) pour une structure à ossature en acier à deux étages (0.1g versus 0.52g).

Cependant, en aiguillant sa forme, il est possible de faire en sorte que la déformation plastique ne se produise pas dans une zone concentrée limitée mais plutôt répartie sur une large portion, voire presque uniformément répartie sur la totalité du dispositif. Ce faisant, il est possible d'atteindre de grandes capacités de dissipation d'énergie, une assez grande flexibilité et un allongement de durée de vie en fatigue.

Deng, Pan et Wang (2013) ont développé des formules analytiques et effectué des essais pour l'amortisseur en U se déformant dans un plan. La limite élastique du dispositif est déterminée à travers la force induite lorsque la contrainte maximale dans le dispositif atteint la résistance ultime des propriétés du matériau (estimée à 1.5 fois la limite d'élasticité) sans tenir compte de la perturbation de contrainte due à la charge axiale. Dans le cadre d'une étude avec des essais très limités, les auteurs ont également proposé une prédition de la durée de vie en fatigue de l'amortisseur en U en fonction de la hauteur et de l'épaisseur du dispositif.

Jiao et al. (2015) ont effectué des essais pour évaluer la capacité de déformation plastique de l'amortisseur en U. Leurs résultats ont montré que la dissipation d'énergie diminue légèrement à chaque cycle de charge, notamment après une dizaine de cycles. Une rupture complète de l'amortisseur a été observée au point où la valeur de l'énergie dissipée par cycle avait diminué à 80% de sa valeur initiale. En conséquence, la durée de vie en fatigue du dispositif peut être prédicta par une régression en utilisant l'équation empirique de Manson Coffin, où le nombre de cycles de chargement et le rapport de l'amplitude de déformation latérale à la hauteur du dispositif sont considérés comme les paramètres clés.

De plus, le dispositif en U peut être assemblé par boulonnage à l'appui ce qui facilite grandement son installation et son remplacement et permet d'avoir un système multidirectionnel. La variation du nombre et de l'orientation des dispositifs permet de contrôler le comportement du système en termes de flexibilité, de résistance élastique et d'amortissement

dans chaque direction afin de répondre à diverses exigences de conception parasismique. Combiné aux autres avantages associés aux amortisseurs métalliques (stabilité de l'hystérésis, durabilité, facilité d'entretien, non-sensibilité aux basses températures, faible coût, etc.), cette grande adaptabilité fait de ce dispositif une excellente alternative d'amélioration des appuis en élastomère fretté pour des ponts isolés situé dans les zones à sismicité allant de modérée à très fortes. Cette avenue a été développée au Japon, mais demeure méconnue ailleurs par manque d'information et de développement analytique, disponible aux concepteurs, concernant son comportement et sa conception/aiguillage. Elle mérite donc un approfondissement sur le plan analytique et expérimental car elle peut constituer une excellente alternative aux appuis en élastomère à noyau de plomb dans les régions froides. Le chapitre 4 présente des développements analytiques et une étude paramétrique de ce système alors que le chapitre 5 explore le potentiel de ce système pour des applications au Québec et au Canada.

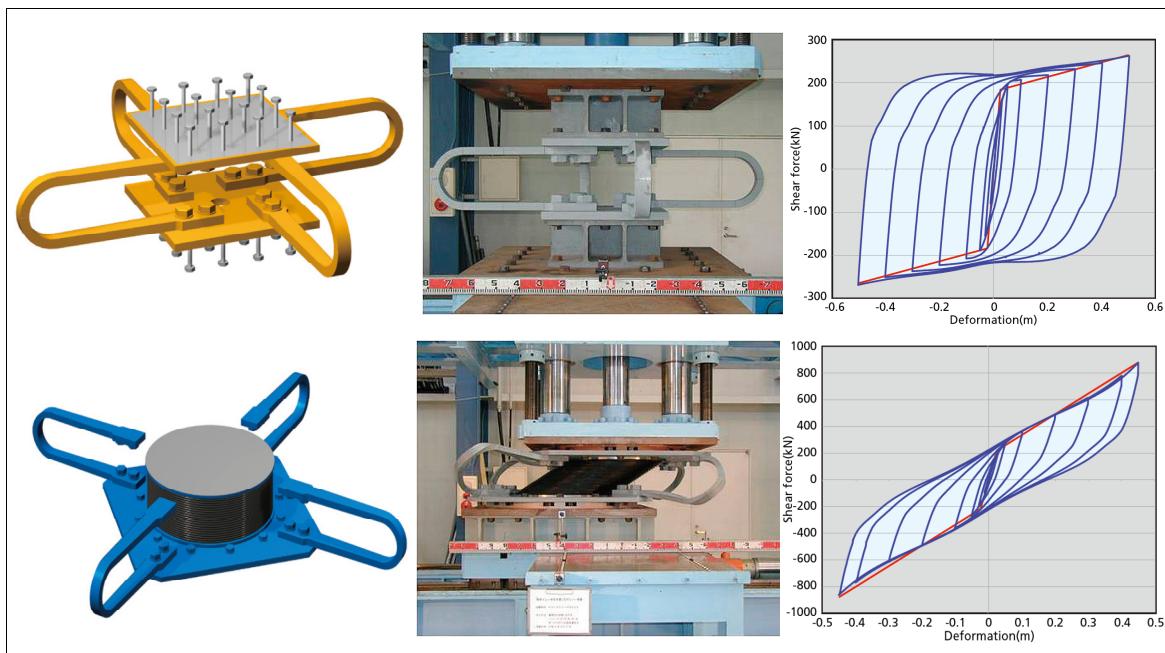


Figure 1.30 L'isolation sismique avec des systèmes d'amortisseur en forme de U
Adaptée de Nippon-Steel (2020)

CHAPITRE 2

OPTIMAL SEISMIC ISOLATION CHARACTERISTICS FOR BRIDGES IN MODERATE AND HIGH SEISMICITY AREAS

Xuan-Dai Nguyen^{1, 2}, and Lotfi Guizani¹

¹Department of Construction Engineering, Ecole de technologie supérieure,
1100 Notre-Dame St W, Montréal, Québec H3C 1K3, Canada

²Institute of Techniques for Special Engineering,
Le Quy Don Technical University, Hanoi, Vietnam

Cet article a été publié dans "Canadian Journal of Civil Engineering",
Vol. 48, No.6, pp. 604-615, Juin 2021, <https://doi.org/10.1139/cjce-2020-0058>

2.1 Résumé

Cet article vise à déterminer les propriétés optimales de systèmes d'isolation sismique (SIS) pour les ponts dans des zones de sismicité modérée (ZSM) et des zones de sismicité élevée (ZSE). Des paramètres d'amplitude et spectraux des mouvements du sol sont proposés pour identifier ces zones. Une étude paramétrique, faisant varier les propriétés du SIS, est réalisée et le rendement d'isolation sismique est évalué pour plusieurs endroits dans des ZSM et des ZSE en Amérique du Nord et en Europe. La résistance caractéristique, Q_d , et la rigidité post-élastique, K_d , optimales des SIS sont déterminées pour chaque classe de zone sismique afin de minimiser les forces sismiques et les demandes de déplacement. Les résultats indiquent que les mouvements du sol des ZSM ont un riche contenu en hautes fréquences, ce qui fait décroître plus rapidement le spectre des accélérations avec l'allongement de la période de la structure. Les SIS avec des capacités de dissipation d'énergie faibles à modérées présentent les meilleures performances pour les ZSM, tandis que les ZSE nécessitent des SIS avec des capacités d'amortissement plus élevées. Des gammes de Q_d et K_d optimaux de SIS pour les ponts dans des ZSM et des ZSE sont proposées.

Mots-clés: Ponts, isolation sismique, caractéristiques des mouvements du sol, zones sismiques modérées, caractéristiques d'isolation sismique optimales.

2.2 Abstract

This paper aims to identify the optimal properties of seismic isolation systems (SISs) for bridges in moderate seismicity areas (MSAs) and high seismicity areas (HSAs). Amplitude and spectral parameters of ground motions are proposed to identify these areas. A parametric study, with varying SIS properties, is carried out, and the seismic isolation performance is evaluated for several locations within MSAs and HSAs in North America and Europe. The optimal characteristic strength, Q_d , and post-elastic stiffness, K_d , of SISs are determined for each seismic area class to minimize seismic forces and displacement demands. Results indicate that ground motions for MSAs have a rich high frequency content, causing seismic acceleration spectrum to decrease more rapidly with the elongation of the structure period. SISs with low-to-moderate energy dissipation capacities show the best performance for MSAs, while HSAs require SISs with higher damping capacities. Ranges for optimal Q_d and K_d of SISs for bridges in MSAs and HSAs are proposed.

Keywords: Bridges, seismic isolation, ground motion characteristics, moderate seismic areas, optimal seismic isolation characteristics.

2.3 Introduction

During the last decades, the use of seismic protection devices, particularly seismic isolation systems (SISs), has grown in popularity for bridges in Canada, North America and worldwide (Cheng et Shi, 2018; Guizani, 2007; Morgan et Mahin, 2011). These devices allow designing for a lower structural strength and externally provide a higher energy dissipation capacity that replaces the ductility required within the structure in the conventional capacity-based design seismic approach. In several seismic protection devices applications, the required ductility values ($R = 20$ to 100) are much larger than the ductility capacities that traditional ductile structures can offer ($R = 4, 5$) (CSA-S6, 2014; Makris et Black, 2004b).

The basic principle of seismic base isolation consists in lowering the lateral stiffness of the bridge, thereby extending its fundamental period of vibration, which reduces the seismic forces transmitted to the structure. However, the period extension results in increased seismic

displacement. To control the latter, SISs usually provide incorporated or external energy dissipation mechanisms, which increase the damping at the isolated period, typically by up to 30%.

Most current SISs can be classified as elastomer-based and friction-based, depending on their respective operating principles. Natural or high damping rubber bearings and lead-plug rubber bearings are the most popular elastomer-based SISs, whereas the friction pendulum is the most widely used friction-based SIS. (Dicleli et Buddaram, 2006; Guizani et Chaallal, 2011).

Two primary types of elastomer-based SISs (lead-plug rubber bearing (LRB) and high damping rubber bearing (HDRB) have traditionally been used over the decades, especially in North America. There is a third type, the low damping rubber bearing (LDRB), as well, but it is not commonly used as an SIS. However, over the last 80 years or so, it has largely been employed as a conventional bearing. Elastomer-based bearings provide a high vertical stiffness and bearing capacity, as well as a low horizontal and rotational stiffness, with a significant lateral restoring capacity. LRB provides the highest energy dissipation capacity, going up to 30%, based on the practically perfect elastoplastic behavior of lead in shear, with a low yield strength at ambient temperature (Buckle et al., 2006). The LRB system, however, suffers from shortcomings related to higher fabrication costs and the presence of lead, which has negative environmental impacts. The HDRB system presents a non-linear behavior, with an interesting equivalent damping ratio varying between 10% and 15%, whereas the LDRB system exhibits a viscous linear behavior, with a low damping ratio of approximately 5% (Naeim et M. Kelly, 1999). While the HDRB system would appear to provide a very good compromise in terms of damping, it nevertheless suffers from a higher sensitivity to cold and from the scragging phenomenon (Buckle et al., 2006). The LDRB system is simpler, less costly, and more reliable, but its damping capacity, while low, could be appropriate for MSAs.

The force-displacement behavior of a typical SIS is generally idealized by the bilinear model shown in Figure 2.1 (Naeim et M. Kelly, 1999). The energy dissipation per cycle (EDC) is evaluated through the area under the hysteresis curve for a complete cycle at the design displacement, D_{max} (Buckle et al., 2006).

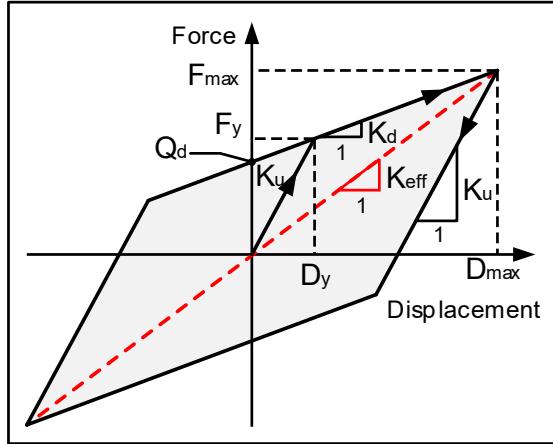


Figure 2.1 Bilinear hysteresis model, typically used for seismic isolators

The bilinear model is a simplification of a wide variety of complex and coupled hysteresis behaviors associated with available seismic isolation systems. It shows deviations from more sophisticated models representing experimental results such as coupling of the horizontal direction, smoother and non-linear hysteresis behavior of elastomeric isolators (Becker et Mahin, 2012; Constantinou et al., 1999; Fenz et Constantinou, 2006), the impact of the vertical load, velocity and geometrical parameters on the hysteresis friction-based isolation systems. The equivalent bilinear model, therefore, can lead to slight differences in the seismic response of isolated structures (Eröz et DesRoches, 2008; Mavronicola et Komodromos, 2014). However, these factors are considered an insignificant effect on determining the optimal range of general seismic isolation system properties, especially when they are also affected by modification factors in practical designs. The equivalent bilinear model, therefore, is still considered a reliable model with reasonable accuracy and widely used for modeling isolated bridge structures.

The main features of the bilinear behavior are the characteristic strength, Q_d , and the post-elastic stiffness, K_d , which govern the seismic response of base-isolated bridges (CSA-S6, 2014b). Other features, particularly K_u and F_y , are either related to the two or have little influence and/or vary within a limited range. Thus, the performance of an SIS as evaluated by its efficiency in reducing the seismic demand in terms of force and displacement, F_{\max} and

D_{\max} , is strongly dependent on its main features, Q_d , K_d , beyond the structure and earthquake characteristics. Generally, the post-elastic stiffness, K_d , plays a major role in controlling the lateral flexibility of the structure and the isolation period, while the characteristic strength, Q_d , is a key parameter related to energy dissipation and damping.

Earlier studies established that the seismic responses of base-isolated bridges are strongly affected by ground motion characteristics, especially the frequency content (Castaldo et Tubaldi, 2018; Choun, Park et Choi, 2014; Dicleli et Buddaram, 2006; Dicleli et Karalar, 2011; Huo et Alemdar, 2010; Koval, Christopoulos et Tremblay, 2016; Liu et Zhang, 2016; Zhang et Huo, 2009).

On the other hand, ground motion seismic characteristics vary considerably between low seismicity areas (LSAs), moderate seismicity areas (MSAs) and high seismicity areas (HSAs). We do not delve into LSAs in the present work since the seismic base isolation is typically not necessary. In MSAs, major earthquakes are relatively rare, but still pose a significant risk of devastating impacts on bridge structures. Therefore, in many countries, bridges in MSAs must be seismically designed even though this may be challenging (Nordenson et Bell, 2000). While several studies have been carried out to evaluate the optimal characteristic properties of SISs, no systemic study has been performed to identify those of SISs for bridges, from an MSA and HSA classification perspective.

Mathematically, the frequency content of ground motion is highly correlated with the ratio of the peak ground acceleration (PGA) to the peak ground velocity (PGV). Dicleli et Buddaram (2006) demonstrated that the seismic force (F_{\max}), displacement demands (D_{\max}), and the energy dissipated by SIS hysteresis of base-isolated bridges are sensitive to variations of the PGA/PGV ratio. Increasing the PGA/PGV ratio results in a reduction of F_{\max} and D_{\max} . However, at very high PGA/PGV ratios, these reductions become negligible. Further, for ground motions with high PGA/PGV ratios, the effect of increasing Q_d is significant on F_{\max} , but marginal and non-salient on D_{\max} . For ground motions with low PGA/PGV ratios, the opposite picture is observed. The authors recommended using SISs with low Q_d for seismic

zones with high PGA/PGV ratios in order to minimize the force demand, while controlling the displacement demand.

Choun, Park et Choi (2014) investigated the effects of LRB properties on the seismic response of a base-isolated nuclear island excited by ground motions having different PGA/PGV ratios. In the study, the ground motions are classified into three groups: low [$\text{PGA(g)/PGV(m/s)} < 0.8$], moderate [$0.8 < \text{PGA(g)/PGV(m/s)} < 1.2$], and high [$\text{PGA(g)/PGV(m/s)} > 1.2$] PGA/PGV ratios. It was found that F_{\max} and D_{\max} decrease considerably as PGA/PGV increases. For ground motions with low PGA/PGV, F_{\max} and D_{\max} respectively reach up to 6 and 4 times equivalent demands for ground motion with moderate PGA/PGV ratios. For ground motions with high PGA/PGV ratios, F_{\max} and D_{\max} are practically unaffected by SIS property variations.

Park et Otsuka (1999) studied a simplified model of an isolated bridge under the El-Centro-1940 earthquake ground motion. The optimum Q_d , maximizing the energy absorbed by the SIS, was formulated in a linear relation of PGA.

Jangid (2007) optimized the elastic limit, F_y , of LRB for near-fault ground motions to minimize the superstructure acceleration and displacement. He proposed designing the LRB with F_y in the range of 0.15 to 0.2 times the superstructure weight, and with a value of K_d providing an isolation period in the 2.5s-3.0s range.

Zhang et Huo (2009) investigated optimal SIS parameters through a seismic fragility analysis. PGV was identified as the most appropriate ground motion intensity parameter affecting the seismic response, and consequently, fragility curves were proposed for damage levels as a function of PGV, instead of the usual PGA.

Dicleli et Karalar (2011) recommended higher Q_d values for ground motions with low PGA/PGV ratios, to minimize F_{\max} and D_{\max} , and an optimal value of K_d related to the value of Q_d .

2.4 Research objectives and methodology

The main objective of this research is to identify the main SIS characteristics that are the most suited for MSAs and HSAs in general, and for eastern and western Canada, specifically. To this end, three specific end-goals are pursued:

1. Find out common characteristics of earthquakes in MSAs and how they are distinct from those associated with HSAs.
2. Capture the effect of earthquake characteristics on SIS performance.
3. Identify the range of main SIS characteristics allowing near-optimal performances for locations in MSAs and HSAs, and more particularly, in North America and Canada.

To achieve the above objectives, seismic regions are grouped into three classes: low, moderate and high seismicity areas. Common features and differences in ground motions for each class are highlighted. Then, a parametric numerical study is carried out to evaluate the seismic responses of base-isolated bridges in MSAs and HSAs, while varying SIS characteristics. Optimal SIS characteristics, which minimize seismic demands, are then identified for each seismic area class.

2.5 Classification and ground motion characteristics of earthquake regions

In this section, the classification of earthquake regions is generalized from earlier results of a global seismicity program based on the amplitude parameters of their ground motions. The ground motion characteristics, such as the frequency content and spectral parameters, are investigated to determine the common seismic base isolation-related features for each region.

2.5.1 Classification of earthquake regions

From 1992 to 1999, the United Nations conducted the Global Seismic Hazard Assessment Program (GSHAP) in a bid to mitigate seismic risk around the globe (Giardini, 1999). The program allowed the development and implementation of a global seismic hazard map (GSHM), from which four hazard levels were proposed, varying from low to very high; they

were then presented in regional maps with specific PGA values, for a probability of exceedance of 10% in 50 years, computed for reference rock conditions. The more recent Global Earthquake Model (GEM) (M. Pagani, 2018) depicts the new geographic distribution of these PGA values, and extends and updates the scope of the work of the GSHAP to the risk domain. The seismic map resulting from the GEM was created by collating maps computed using national and regional probabilistic seismic hazard models.

Tarr et al. (2010) designed a scientific investigation map (SIM3064), which provided a comprehensive overview of Earth's seismicity from 1900 to 2007. The map also illustrated a global plate tectonics and the earth's physiography. It clearly identifies the location of large earthquakes and the rupture areas according to the 5.5-9.5 moment magnitude range, and provides a better understanding of the relative importance, the distribution, and the damaging potential of large earthquakes around the world.

According to these global maps, the Pacific Ring of Fire and Alpine-Himalayan Belt are known as two of the world's regions of high seismicity. In the present paper, we classify these regions as HSAs. They include West North America and Southeast Europe, where PGAs, with a probability of exceedance of 10% in 50 years, are typically greater than 0.2g. Meanwhile, other seismic regions, such as East North America and Northwest Europe, have a relatively lower rate of earthquake activity. Most of the locations in these regions have PGAs, with a probability of exceedance of 10% in 50 years, from 0.08g to 0.2g; these are classified as MSAs. LSAs are areas where PGAs, for the same probability of exceedance, are less than 0.08g. LSAs in which the seismic base isolation is considered unnecessary, as well as some other earthquake regions, such as Japan and New Zealand, are not examined in this study.

2.5.2 Ground motion characteristics in HSAs and MSAs

While the classification and the maps presented in the last section provide a critical zonation for macro planning and engineering, other important properties of earthquakes, such as frequency content and spectral parameters, which are of prime importance for seismic design, have not been considered.

In this section, the main characteristics of ground motions affecting the seismic response of base-isolated bridges are identified, based on a literature review, and examined for each zone. Several earthquake regions with different levels of seismic activity are considered, notably North America and Europe. The amplitude and spectral parameters for these regions are derived on the basis of their design standards, in particular: Eurocode 8 (ECS, 2005a), the Canadian Highway Bridge design code (CSA-S6, 2014), the National Building Code of Canada 2015, NBCC-2015 (NRCC, 2015), the American Society of Civil Engineers (ASCE-7, 2016), and the AASHTO - LRDF Bridge Design Specifications (AASHTO, 2017).

As pointed out by earlier studies, the PGA/PGV is a very good parameter used to characterize the frequency content of a given earthquake signal (Dicleli et Buddaram, 2006; Kramer, 1996), while the energy content can be represented by the ratio of spectrum values for short periods to long periods (CSA-S6, 2014b). These parameters, extracted from the applicable standards for each region, are used in this study to investigate the frequency content and the energy content.

Eurocode 8 (EC8) (ECS, 2005a), largely used in Europe, Asia, and Africa, distinguishes between two types of spectral shapes based on the characteristics of the most significant earthquakes contributing to local hazards, namely, Type 1, used for HSAs, such as Southeast Europe (south Italy, Turkey, Greece, etc.), and far-field earthquakes, which carry more energy in the long periods range, and Type 2, recommended for LSAs and MSAs, such as Northwest Europe (France, Belgium, Germany, Switzerland, etc.) and near-field earthquakes having less energy in the long periods range and larger amplitudes at shorter periods (Elghazouli, 2016; Solomos, Pinto et Dimova, 2008; Trifunac et Todorovska, 2012).

The frequency content of the two seismicity areas covered by EC8 spectra types are investigated through the PGA/PGV ratio, with the PGA calculated by:

$$PGA = a_g S \quad (2.1)$$

where a_g is the peak ground acceleration on rock with a probability of exceedance of 10% in 50 years and S is the site amplification factor. The PGV is a function of the elastic acceleration spectrum ordinates at periods 0.2 s ($S_{0.2}$) and 1.0 s ($S_{1.0}$) (Paolucci et Smerzini, 2018).

$$PGV = 0.75 \left(\frac{S_{0.2}}{g} \frac{S_{1.0}}{g} \right)^{0.55} \quad (m/s) \quad (2.2)$$

Based on the SHARE project databases (Giardini, Wössner et Danciu, 2014), some locations in Northwest Europe and Southeast Europe are selected to examine earthquake characteristics for European MSAs and HSAs.

In North America, two distinct earthquake regions are identified. The West Coast, a part of the Pacific Ring of Fire, known as the most earthquake-prone area of North America, is classified as an HSA. The East Coast, located on a stable continental region, has a lower rate of earthquake activity, and is classified as an MSA. Earlier studies found considerable differences in the ground motion characteristics of West North America and East North America, with more energy concentrated at higher frequencies in East North America and affecting shorter period structures more significantly, as compared to West North America (Anderson et al., 2008; Atkinson, 2009; CSA-S6, 2014).

The PGA and PGV values for locations in Canada are determined by Natural Resources Canada (NRCan, 2020) while those for the United States (US) are determined by the US Geological Survey (USGS, 9 June 2019). PGV values for the US are estimated by (Anderson et al., 2008):

$$PGV = 55F_vS_1 \quad (in/s) \quad (2.3)$$

where F_v is the site amplification factor, S_1 is the spectral acceleration in units of g at 1.0s. Based on the above, the PGA/PGV ratios are evaluated for a 10% probability of exceedance in 50 years, for many locations in Europe and North America and presented in Tableau 2.1

Tableau 2.1 Amplitude parameters of specific earthquake regions

Location		PGA (g)	PGV (m/s)	PGA/PGV (1/s)
MSA	Northwest EUR	Turin (It)	0.128	0.099
		La Rochelle (Fr)	0.085	0.064
		Brussels (Be)	0.081	0.060
	Eastern Canada	Montreal	0.132	0.083
		Quebec	0.122	0.086
		Ottawa	0.102	0.068
		Rivière-du-Loup	0.309	0.185
	Eastern US	Boston	0.048	0.029
		New York	0.044	0.025
		Philadelphia	0.030	0.021
HSA	Southeast EUR	Napoli (It)	0.320	0.401
		Athens (Gr)	0.391	0.500
		Istanbul (Tr)	0.535	0.706
	Western Canada	Vancouver	0.189	0.263
		Victoria	0.306	0.393
	Western US	Portland	0.176	0.179
		Los Angeles	0.438	0.420
		San Diego	0.270	0.247
		San Francisco	0.422	0.442

As shown in Tableau 2.1, the PGA/PGV ratios for MSA locations are approximately 1.5 to 2 times higher than for HSAs because of the richer content in high frequencies of the former.

Some sub-regions within MSAs, such as the Charlevoix region in Quebec (East North America), which is normally considered an HSA according to the USGS classification, by the PGA (USGS, 9 June 2019), may present a high seismic activity. Nevertheless, the earthquake characteristics of this sub-region, such as the frequency content, are similar to those obtained for other East North America locations, classified as MSAs. Consequently, findings obtained for MSAs should apply to such sub-regions, with due consideration to the intensity of the earthquakes.

On the other hand, the spectrum shape also represents differences in earthquake energy concentration in the frequency domain. The design spectrum for specific locations in North America and Europe, according to the current applicable code, is investigated below, with a 10% exceedance probability in 50 years. Figure 2.2(a) shows the EC8 spectra for Turin and Napoli, Italy, located in an MSA and HSA, respectively, for a type B soil. The figure illustrates large differences in spectral values in the long periods range, not only because of the seismic intensity, but also because of the spectra shapes. This is evident when comparing the Turin and Napoli spectra scaled for the same PGA.

Similarly, the spectral parameters are investigated for North America. In Canada, the CSA-S6-14 introduced major changes in the design spectra over the preceding edition (S6-06), reflecting the recognized differences in earthquake ground motion characteristics between eastern and western seismic areas (CSA-S6, 2014b; Koval, Christopoulos et Tremblay, 2016). Figure 2.2(b) illustrates the spectral accelerations calculated by S6-14 and S6-06 for Montreal (East North America) and Vancouver (West North America), Canada. While S6-06 adopts the same spectrum for both cities, S6-14 specifies quite different spectra, with very distinct shapes for the two locations. This change, especially at long periods, is very meaningful for the design of isolated bridges. For example, at the Montreal location, the spectral acceleration at 2.0s decreased considerably, going from 0.126g in S6-06 to 0.024g in S6-14. Meanwhile, at the Vancouver location, this spectral value changed only slightly, to 0.117g in S6-14.

In the United States, the spectra shapes calculated by AASHTO (2017) present clear differences between the West and East Coast regions. Figure 2.2(c) shows the acceleration spectra for different eastern and western locations.

The earthquake regions in Mexico are clearly distinguished in terms of seismic intensity (PGA); the east coast is classified as an MSA, while the west coast, a region within the Pacific Ring, corresponds to an HSA (MDOC, 2015). Figure 2.2(d) shows the design spectra for Mexico City (HSA) and Monterrey (MSA). However, a close examination of the design spectra for both regions indicates that the same spectrum shape applies for locations within both regions. The design spectra for Mexico have a distinctive shape, with a plateau extending up

to 1.4s, and a very small acceleration reduction between short periods and periods around 2.0s. This is probably explained by the fact that the Mexican code was extended from the code developed for Mexico City, the highest seismic zone according to a traditionally defined seismic hazard (Alcocer et Castaño, 2008; Ordaz et Meli, 2004). Hence, MSAs in Mexico could very well differ from those of East North America, and consequently, the general conclusions drawn for East North America and MSAs may not strictly apply to the east of Mexico. Further, because of the particular spectrum shape for Mexico, the seismic base isolation in Mexico would seem to be inappropriate for isolation periods around 2.0s, as there is no force reduction between short periods and 2.0s. The seismic base isolation in Mexico requires special consideration, and is not further addressed in the present paper.

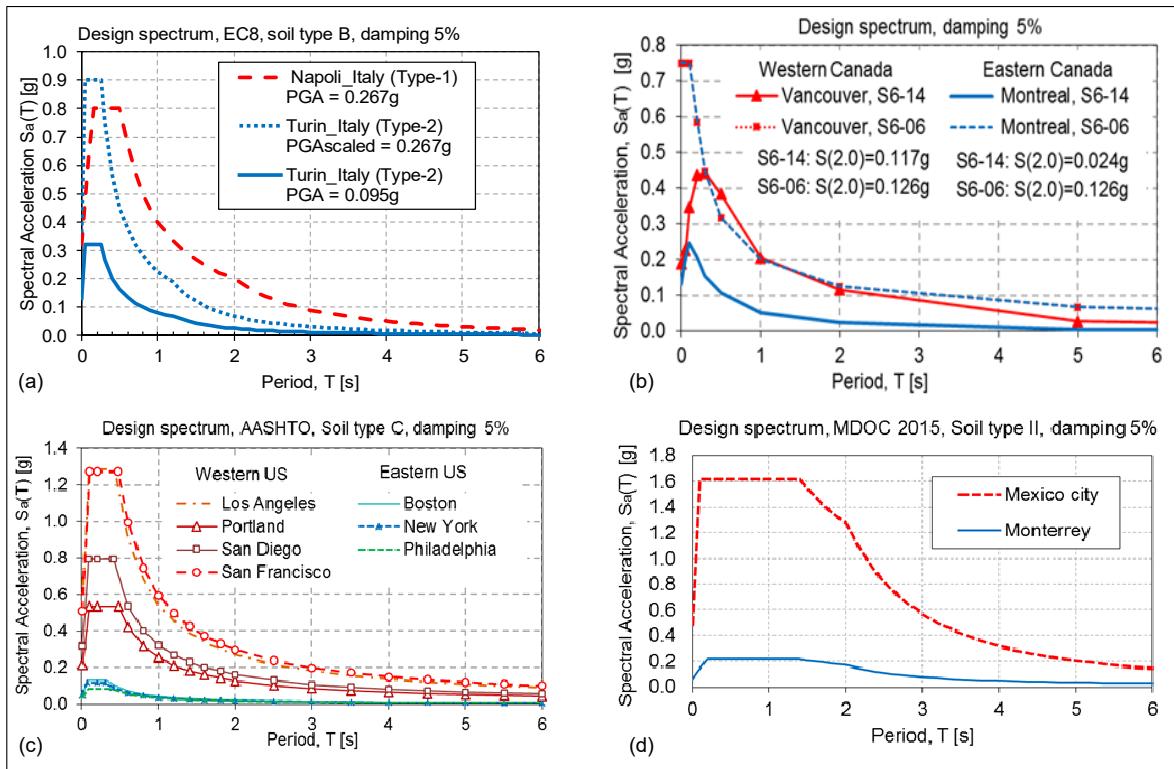


Figure 2.2 Design spectra with a probability of exceedance of 10% in 50 years: (a) Italy (ECS, 2005a); (b) Canada (CSA, 2014); (c) United States (AASHTO, 2017); and (d) Mexico (MDOC, 2015)

The spectral acceleration and displacement ratios at 0.2s and 2.0s [$R_{Sa} = S_a(0.2)/S_a(2.0)$] and [$R_{Sd} = S_d(2.0)/S_d(0.2)$] are used to represent the spectrum shape. These spectral ratios are also

pertinent to force reduction and displacement increase due to period extension by seismic isolation. Tableau 2.2 shows the computed values of these ratios for many locations in Europe and North America, within MSAs and HSAs.

Tableau 2.2 Spectral accelerations and displacement ratios for different locations in MSAs and HSAs

Location			S _a (0.2)	S _a (2.0)	R _{Sa}	S _d (0.2)	S _d (2.0)	R _{Sd}
			(g)	(g)		(mm)	(mm)	
MSA	Northwest EU (Type 2)	Turin (It)	0.317	0.024	13.33	3.15	23.7	7.50
		La Rochelle (Fr)	0.213	0.016	13.33	2.11	15.9	7.50
		Brussels (Be)	0.203	0.015	13.33	2.01	15.1	7.50
	Eastern Canada	Montreal	0.206	0.024	8.58	2.06	24	11.65
		Quebec	0.192	0.026	7.38	1.92	26	13.54
		Ottawa	0.161	0.020	8.05	1.61	20	12.42
		Rivière-du-Loup	0.483	0.043	11.23	4.83	43	8.90
	Eastern US	Boston	0.129	0.021	6.13	1.28	21	16.32
		New York	0.117	0.018	6.50	1.17	18	15.38
		Philadelphia	0.083	0.016	5.28	0.83	15.78	18.93
HSA	South East EU (Type 1)	Napoli (It)	0.801	0.200	4.00	7.96	199	25.00
		Athens (Gr)	0.978	0.245	4.00	9.72	243	25.00
		Istanbul (Tr)	1.338	0.335	4.00	13.30	332	25.00
	Western Canada	Vancouver	0.437	0.117	3.73	4.37	117	26.77
		Victoria	0.691	0.171	4.04	6.91	171	24.75
	Western US	Portland	0.533	0.101	4.21	5.33	158	23.78
		Los Angeles	1.285	0.217	4.73	12.85	339	21.13
		San Diego	0.793	0.128	4.94	7.93	201	20.24
		San Francisco	1.273	0.238	4.28	12.73	372	23.39

As observed, R_{Sa} ratios in the MSAs are much larger (about twice or more) than in the HSAs for all the locations considered in Europe and North America. In other words, the elongation of the vibration period from 0.2s to 2.0s by the seismic base isolation causes a much larger force reduction (about twice or more) in MSAs than in HSAs. Conversely, R_{Sd} ratios in MSAs are much smaller than in HSAs (about half and less), indicating that the relative increase in seismic displacement due to period elongation by the seismic base isolation, is considerably

less significant for locations in MSAs. Figure 2.3 illustrates a histogram chart of the ground motion characteristics discussed above in the locations considered on the background map of GEM's GSHM. Similar trends for the two seismic classes (MSA and HSA) in Europe and North America are obvious: compared to HSAs, earthquakes in MSAs are characterized by a richer high frequency content (represented by a higher PGA/PGV), a larger seismic force reduction due to the period elongation (associated with a higher R_{sa}), and a much lower displacement increase due to period elongation (lower R_{sd}).

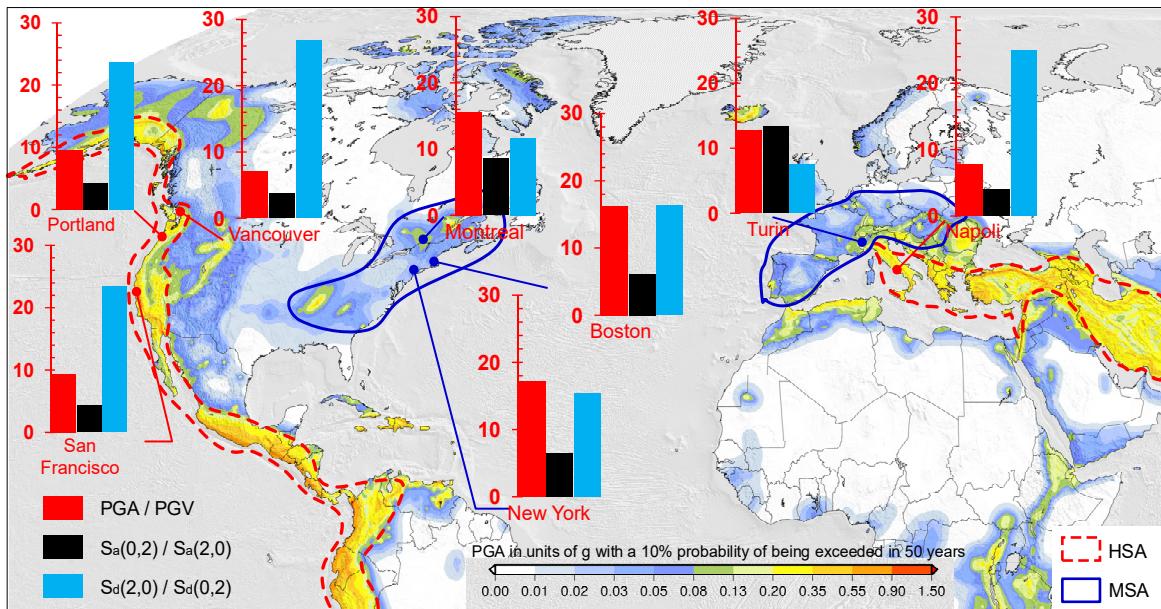


Figure 2.3 Ground motion characteristics in North America and in Europe, background map from GEM
Taken from M. Pagani (2018)

2.6 Parametric study

A parametric study is carried out in order to investigate the effect of earthquake ground motion characteristics on the seismic force and displacement demands as a function of SIS characteristics. MSA and HSA locations, subject to three earthquake design standards AASHTO (AASHTO, 2017), EC8 (ECS, 2005a), and S6-14 (CSA-S6, 2014) are considered. SIS performances are measured through the maximum values of lateral force (F_{max}), displacement (D_{max}), and the residual displacement (D_r) when available.

2.6.1 Studied parameters

Two types of parameters are considered, namely, SIS characteristics and earthquake ground motion characteristics. The characteristic strength, Q_d , and the post-elastic stiffness, K_d , are the principal SIS characteristic parameters considered. The values of Q_d and K_d , obtained through the Q_d/W and K_d/W ratios, are varied to cover the practical range parameters of SIS designs conforming to the current available commercial SIS types (Dicleli et Buddaram, 2006; Naeim et M. Kelly, 1999) and in the applicable codes. The initial stiffness, K_u , which is not considered as a main parameter, is varied within a limited number of possibilities. Tableau 2.3 presents the range of the studied SIS parameter values.

Tableau 2.3 Parameters used to represent various SIS characteristics

SIS parameters	Studied range
Elastic stiffness (K_u/W) (m^{-1})	25
Characteristic strength ratio (Q_d/W)	0.02 to 0.1, step increment: 0.001
Post-elastic stiffness (K_d/W) (m^{-1})	0.75 to 3.75; step increment: 0.025
Post-elastic ratio ($\mu = K_d/K_u$)	0.03 to 0.15

The earthquake characteristics are considered in this parametric study through the use of the design spectra for different MSA and HSA locations. These are broken down as follows: West North America, East North America, Southeast Europe, and Northwest Europe. Boston (MA, US), Turin (Italy, EC8-type 2), and Montreal (QC, Canada) are locations selected to represent MSAs, whereas HSAs are represented by Portland (OR, US), Napoli (Italy, EC8-type 1), and Vancouver (BC, Canada).

2.6.2 Modelling of base-isolated bridges

Typically, seismic isolation is used on bridges with relatively stiff substructures. In such cases, the effects of the bridge substructure stiffness may be ignored or included in the initial SIS stiffness, K_u . Further, the bridge superstructure is considered as a horizontal rigid diaphragm

so that, considering only the longitudinal direction, all the isolation units experience the same displacement, and their properties can therefore be lumped into a single equivalent isolation unit representing the SIS. The bridge can therefore be modeled as a single-degree-of-freedom system (SDOF), as illustrated in Figure 2.4. The substructure mass can be reasonably ignored or taken into account by adjusting the superstructure mass (Leroux, Tremblay et Léger, 2017). The vertical ground motion component has not been taken into account as it does not affect significantly the horizontal response of the bridge, which is of prime importance (Button, Cronin et Mayes, 2002; Tubaldi, Mitoulis et Ahmadi, 2018).

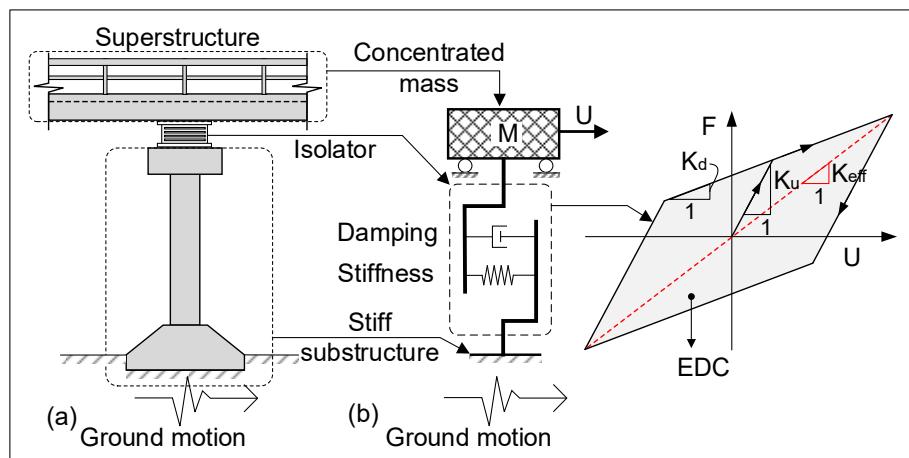


Figure 2.4 Typical seismic-isolated bridge and SDOF model

The hysteretic behavior of most available seismic isolators can be idealized by a bilinear force-displacement relationship (Buckle et al., 2006; CSA-S6, 2014b; Dicleli et Buddaram, 2006). Typically (Figure 2.1), the elastic stiffness, K_u , is so high that the yield displacement D_y is nearly equal to 0, and therefore, it has no practical noticeable effects on the response of isolated bridges (Dicleli et Buddaram, 2006; Makris et Black, 2004a).

2.6.3 Seismic analysis methods

Two analysis methods are used on the SDOF bridge models: 1) spectral analysis through an iterative procedure, on the equivalent visco-elastic SDOF model, herein referred to as single mode spectral analysis (SMSA), and 2) nonlinear time history analysis (NLTHA), on the

SDOF, using the bilinear hysteretic behavior presented in Figure 2.1. In some specifications, NLTHA is also referred as “nonlinear response history analysis - NLRHA” (ASCE-7, 2016; ATC-58, 2018), “nonlinear dynamic analysis - NDA” (NRCC, 2015), or “nonlinear dynamic procedure - NDP” (ASCE/SEI-41-13, 2014).

2.6.3.1 Single Mode Spectral Analysis: SMSA

The SMSA method is mainly used in a parametric study to estimate the optimal characteristics of SISs, as well as to predict the seismic response of isolated bridges in the different seismic areas (MSA, HSA). This method uses an equivalent linear SDOF system with viscous damping calculated at the design displacement, D_{max} , of the nonlinear system. As illustrated in Figure 2.1, the substructure and the isolation system stiffness are represented by the effective stiffness, K_{eff} , and the energy dissipated by the hysteresis loop is represented by an equivalent viscous damper with a damping ratio, β_{eff} (Chopra, 2017).

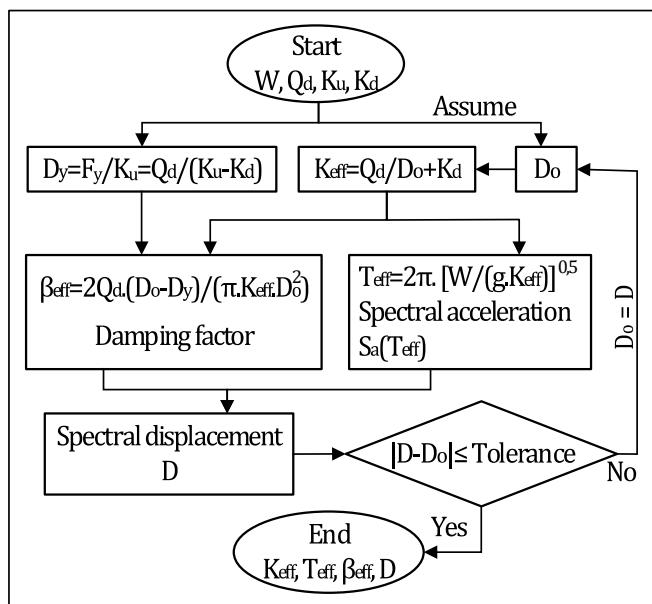


Figure 2.5 SMSA scheme for base-isolated bridges with stiff substructures

The seismic displacement, which must match the design spectrum and the bilinear behavior, is unknown, and an iterative procedure is used to establish it (Buckle et al., 2006; Guizani, 2007; Jara et al., 2012; Koval, Christopoulos et Tremblay, 2016). Figure 2.5 shows the scheme used

for a given bridge weight (W), and SIS properties, Q_d , K_u , and K_d . In total, 1053 base-isolated bridges (SISs) were analyzed for each of the six locations (6318 analyses).

2.6.3.2 Nonlinear Time History Analysis: NLTHA

To prevent significant errors, which could lead to unsafe designs, the codes limit the application of SMSA to a range conforming to certain conditions, notably relating to the equivalent damping, the effective period, and the restoring capacity (AASHTO, 2017; CSA-S6, 2014; ECS, 2005a). Outside the SMSA validity range, NLTHAs are required for computing the seismic demand on base-isolated bridges.

NLTHAs, which are more demanding, are used here in a limited fashion to complement and validate the results of the SMSA. They allow extending the parametric study beyond the range of validity of the SMSA and obtaining additional results, such as the residual displacement.

The Canadian cities of Montreal and Vancouver, representing the two highest seismic risk areas in Canada (Adams et Halchuk, 2004), are chosen to represent the two seismic area classes, MSA and HSA, respectively. For each location, a suite of 48 scaled orthogonal artificial ground motions and six historical orthogonal ground motions were used. The six historical orthogonal ground motions correspond to three pairs of recorded ground motions which have readably transformed into two horizontal orthogonal axes (Penzien et Watabe, 1974) and then scaled to the design spectra (CSA-S6, 2014; Tremblay et al., 2015) for a probability of exceedance of 2% in 50 years, type C soil and 5% damping, with the SeismoMatch software (Seismosoft, 2016).

Historical ground motions, presented in Tableau 2.5, are obtained from Natural Resources Canada (NRCCAN, 2020), and scaled by one scenario in the 0.2s to 6.0s period range. Artificial ground motions are selected from the Atkinson Database (Atkinson, 2009) according to two scenarios, and scaled within the specific scenario range shown in Tableau 2.4. Wide scaling period ranges are used, covering the contribution of the elastic (initial) and inelastic response phases of SISs on the studied base-isolated bridges. It should be noted that the scaling range

(0.1s to 6.0s) covers the entire range of the effective periods of all the studied bridges. Further, the scaled spectra for all ground motion records used do not drop below 10% of the design spectra. Based on these observations, the global average values of the maximum seismic demands are used, as expected demands.

Tableau 2.4 M-R scenarios and the scaling period ranges used for the selected artificial ground motions for Montreal and Vancouver

Location	Scenario	Magnitude	Distance	Scaling period range
Montreal	1	M6.0	R10-R30	0.1 – 2.0 (s)
	2	M7.0	R20-R70	0.5 – 6.0 (s)
Vancouver	1	M6.5	R10-R30	0.1 – 3.0 (s)
	2	M7.5	R25-R100	0.5 – 6.0 (s)

Tableau 2.5 Historical ground motions used for Montreal and Vancouver

Location	Earthquake, station	Mw	R (km)	Component	PGA (g)
Montreal	Nahanni, 23-12- 1985 Bettlement Creek-S3	6.5	24	N 270 ⁰	0.186
				N 360 ⁰	0.194
	Saguenay, 25-11-1988 Chicoutimi-Nord	5.9	43	N 124 ⁰	0.131
				N 214 ⁰	0.106
	Val-des-Bois, 23-06-2010 Ottawa	5.8	60	HHE	0.028
Vancouver	Loma Prieta, 17-9-1989 Sans-Francisco-Presidio	7.0	98	HHN	0.022
				N-S, 0 ⁰	0.199
	Morgan Hill, 24-4-1984 San Ysidro Gilroy #6	6.2	36	E-W, 90 ⁰	0.100
				E-W, 90	0.286
				N-S, 360	0.219
	Northridge, 17-01-1994 Castaic-Old Ridge Rte	6.7	41	E-W, 90	0.568
				N-S, 360	0.514

As shown in Figure 2.6(a) and (b), an excellent match is obtained between the mean spectra of the selected and scaled ground motions and the design spectra for both locations.

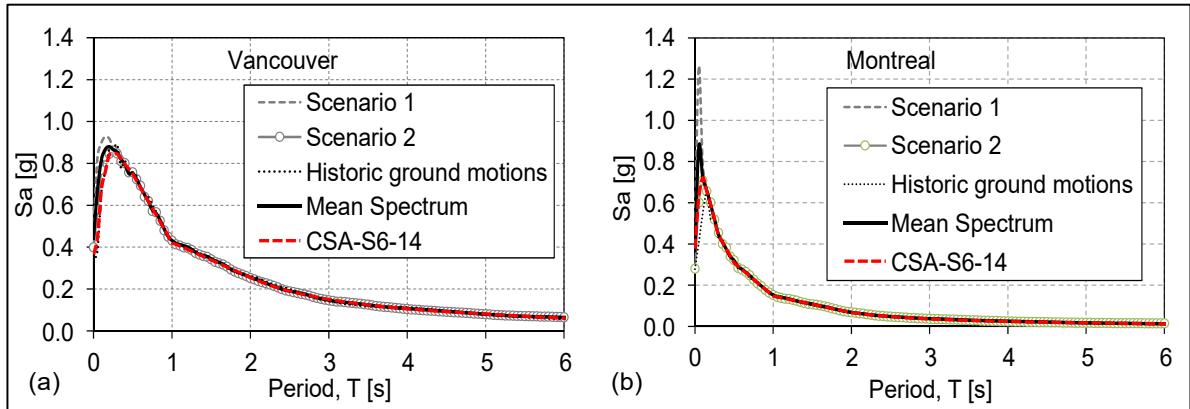


Figure 2.6 Mean spectra of scaled historical ground motions and design spectra:
 (a) Vancouver; (b) Montreal

The NLTHA of the SDOF nonlinear model, shown in Figure 2.4, with a wider range of Q_d/W (from 0.01 to 0.2) and K_d/W (from 0.025m^{-1} to 5m^{-1} , accordingly, $\mu = 0.001$ to 0.2) were conducted to cover all possible SIS types within and outside the specified limits by the design codes for SMSA. An overall total of 38200 SISs were each generated and analyzed under 54 ground motions for each of the two locations, resulting in more than 4×10^6 NLTHA.

2.6.4 Effects of SIS characteristics on the seismic response

Figure 2.7(a) and (b) shows the variation of F_{\max} and D_{\max} , obtained by SMSAs, as a function of Q_d/W for isolated bridges with a constant, K_d ($K_d/W = 2.5\text{m}^{-1}$), at the six considered locations. As shown in Figure 2.7(a), the seismic force demands, for the two seismic areas (HSA and MSA), follow opposite tendencies with increasing Q_d/W . While for HSA sites, F_{\max}/W decreases with increasing Q_d/W , for MSA sites, this tendency is valid only for low values of Q_d/W , and is inverted beyond a certain threshold in the 0.02 to 0.04 range, where F_{\max}/W increases at an almost constant rate with increasing Q_d/W .

Figure 2.7(b) shows that D_{\max} follows the similar general tendency for both seismic areas: D_{\max} decreases with increasing Q_d/W . However, the magnitude of D_{\max} and the rate of its decrease are much lower for MSAs. In fact, for MSAs, beyond a Q_d/W threshold of approximately 0.03 to 0.04, the seismic displacement demand for MSA remains practically constant with increasing Q_d/W .

Combining the results of Figure 2.7(a) and (b) suggests that moderate and relatively small values of Q_d/W , in the 0.02 to 0.04 range, are more efficient for isolated bridges in MSAs as they lead to a minimum F_{max} and maintain D_{max} near a minimum. In contrast, higher values of Q_d/W are recommended for bridge SISs in HSAs, specifically to decrease D_{max} below tight limits.

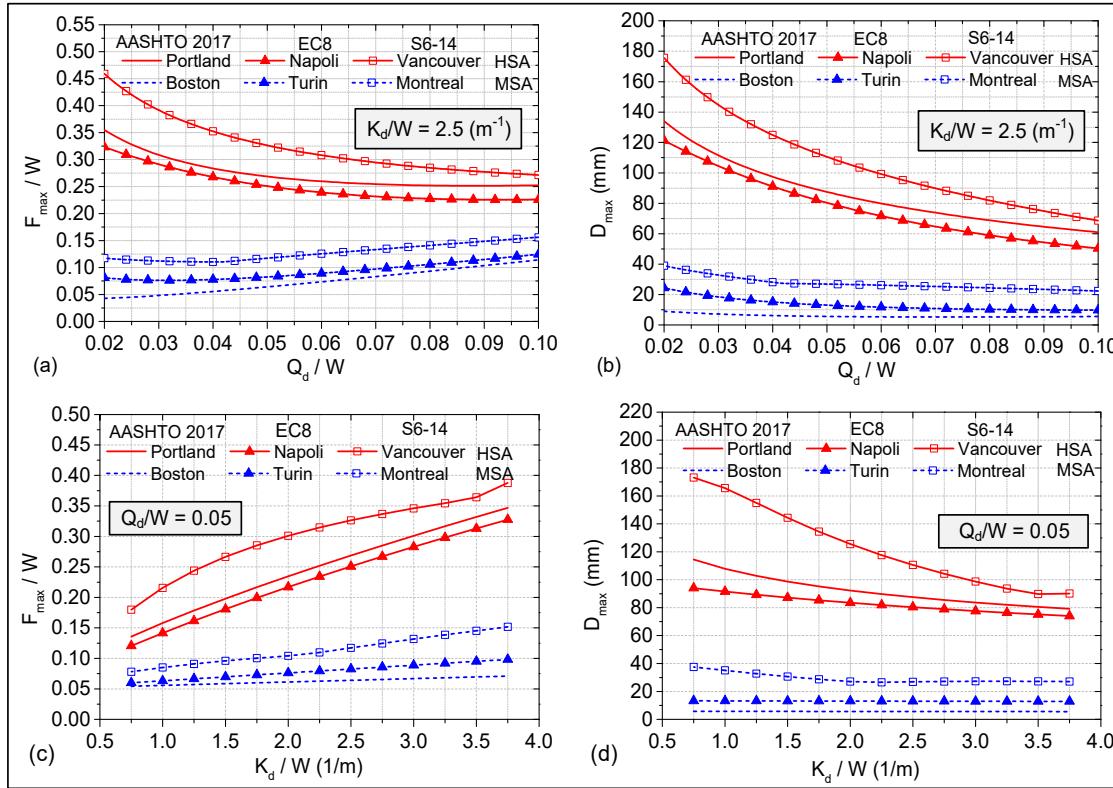


Figure 2.7 Effect of various isolator parameters on F_{max} and D_{max} : (a) Q_d/W on F_{max} with $K_d/W=2.5\text{ m}^{-1}$; (b) Q_d/W on D_{max} with $K_d/W=2.5\text{ m}^{-1}$; (c) K_d/W on F_{max} with $Q_d/W=0.05$; and (d) K_d/W on D_{max} with $Q_d/W=0.05$

Similarly, the effects of the post-elastic stiffness, K_d , on the seismic demand in terms of F_{max} and D_{max} are presented in Figure 2.7(c) and (d). The results of both earthquake regions present a similar tendency: increasing K_d/W results in an increase of F_{max} and a decrease of D_{max} . However, the effects of K_d variation on F_{max} and D_{max} are much less significant for MSAs than for HSAs. For MSAs, with increasing K_d , only a slight increase in force demand is observed, while the displacement demand is practically constant. Furthermore, we clearly observe that

force demands, and particularly displacement demands, for MSAs are significantly lower than for HSAs for all values of K_d . Based on the above, we can note that for MSA locations, the effect of K_d on seismic demand is very minor, and therefore, it is generally preferable to choose a small value of K_d .

For HSA locations, the effect of K_d is significant, and trends in opposite directions for F_{max} and D_{max} . No optimal range is identified, and K_d is chosen on a case-by-case basis, depending on specific case constraints, in order to ensure the best tradeoff between displacement and force optimization. To minimize F_{max} , using high values of Q_d and low values of K_d is more appropriate, while to minimize D_{max} , using high values of Q_d with relatively high values of K_d is recommended.

Nevertheless, for both locations, the choice of K_d has to take into account the residual displacement. Too small values of K_d may cause large displacements and may cause inadequacy of the SMSA results, as discussed later. However, the SMSA method is applied only with its established domain of validity which is defined by certain conditions on the effective period, damping ratio, restoring capability, etc. (CSA-S6, 2014). Furthermore, inside of the limitation, the SMSA often provides a conservative (overestimated) prediction of the seismic demand for design purposes (Koval, Christopoulos et Tremblay, 2016; Mavronicola et Komodromos, 2011). Therefore, the NLTHA shall be performed to validate these findings.

2.6.5 Validation and extension of SMSA results by NLTHA

Figure 2.8 presents seismic force demands and displacement demands, obtained by NTLHAs, as functions of Q_d/W , for different discrete values of K_d/W , for the Vancouver and Montreal sites. Similar trends as those obtained with SMSA (Figure 2.7) are observed. Results confirm that the seismic force demand, F_{max}/W , reaches a minimum value for a Q_d/W ratio in the range of 0.02 to 0.04 for isolated bridges in Montreal (MSA) and 0.08 to 0.12 in Vancouver (HSA).

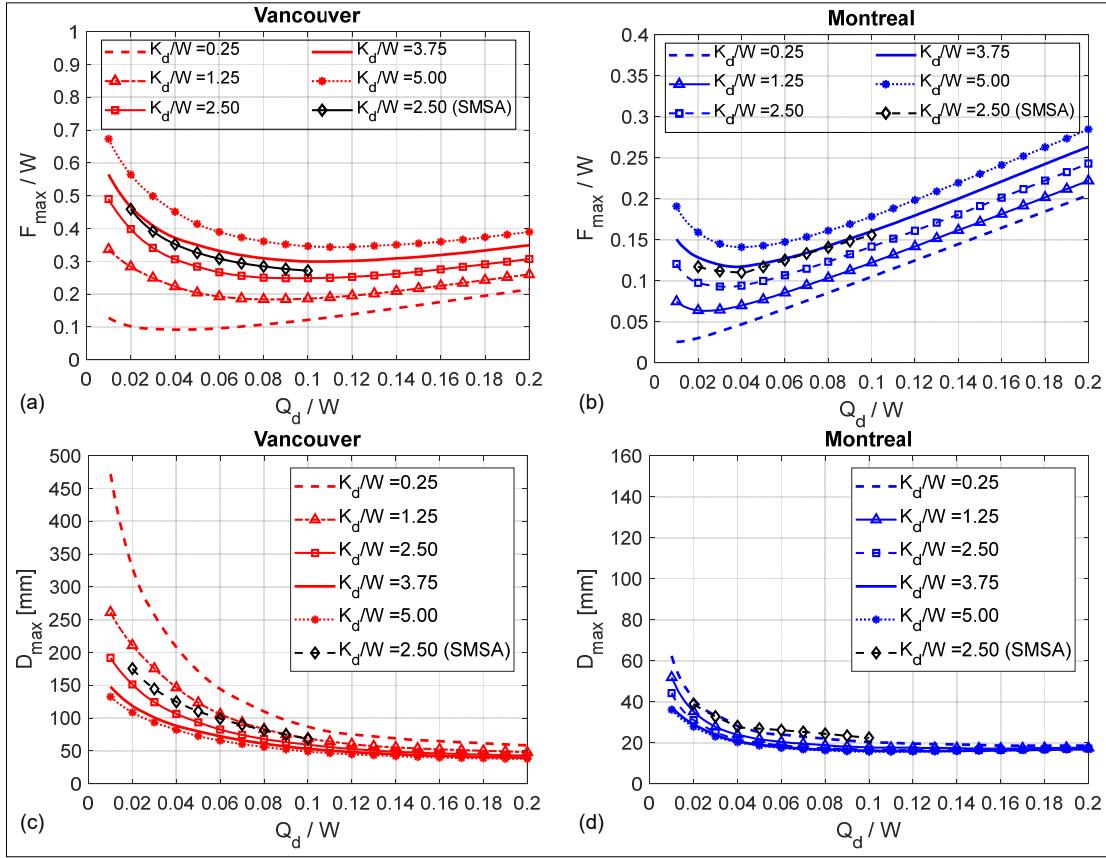


Figure 2.8 Effect of Q_d/W with different K_d/W on F_{\max} and D_{\max} for isolated bridge:
 (a, c) Vancouver; (b, d) Montreal, (K_d/W in m^{-1})

Regarding the seismic displacement demands, D_{\max} (Figure 2.8(c) and (d)), similar trends as those observed from SMSA results are also obtained, with D_{\max} generally decreasing as Q_d/W increases. However, the reduction rates of D_{\max} with increasing Q_d/W are much lower for Montreal than for Vancouver.

It is also observed from Figure 2.8(d) that for isolated bridges in Montreal, when $Q_d/W > 0.06$, D_{\max} is nearly constant, and is not affected by either K_d/W or Q_d/W . Hence, the selection of a high value of Q_d/W is not only less effective in reducing D_{\max} , but also significantly increases F_{\max} , as shown in Figure 2.8(b), and should be discouraged for this location.

As shown in Figure 2.8(c), for bridges in Vancouver, small values of Q_d/W ($Q_d/W \leq 0.04$) seem to be inappropriate as they lead to large seismic force and displacement demands. On the other hand, for Q_d/W higher than 0.12 ($Q_d/W > 0.12$), F_{\max} increases with a Q_d/W increase

(Figure 2.8(a)), while D_{\max} remains almost constant (Figure 2.8(c)). It follows that values of Q_d/W in the range of 0.08 to 0.12 ($0.08 \leq Q_d/W \leq 0.12$) are the most appropriate for the Vancouver site.

Similarly, the effects of K_d/W on F_{\max} and D_{\max} are investigated through the results presented in Figure 2.9 for the studied locations.

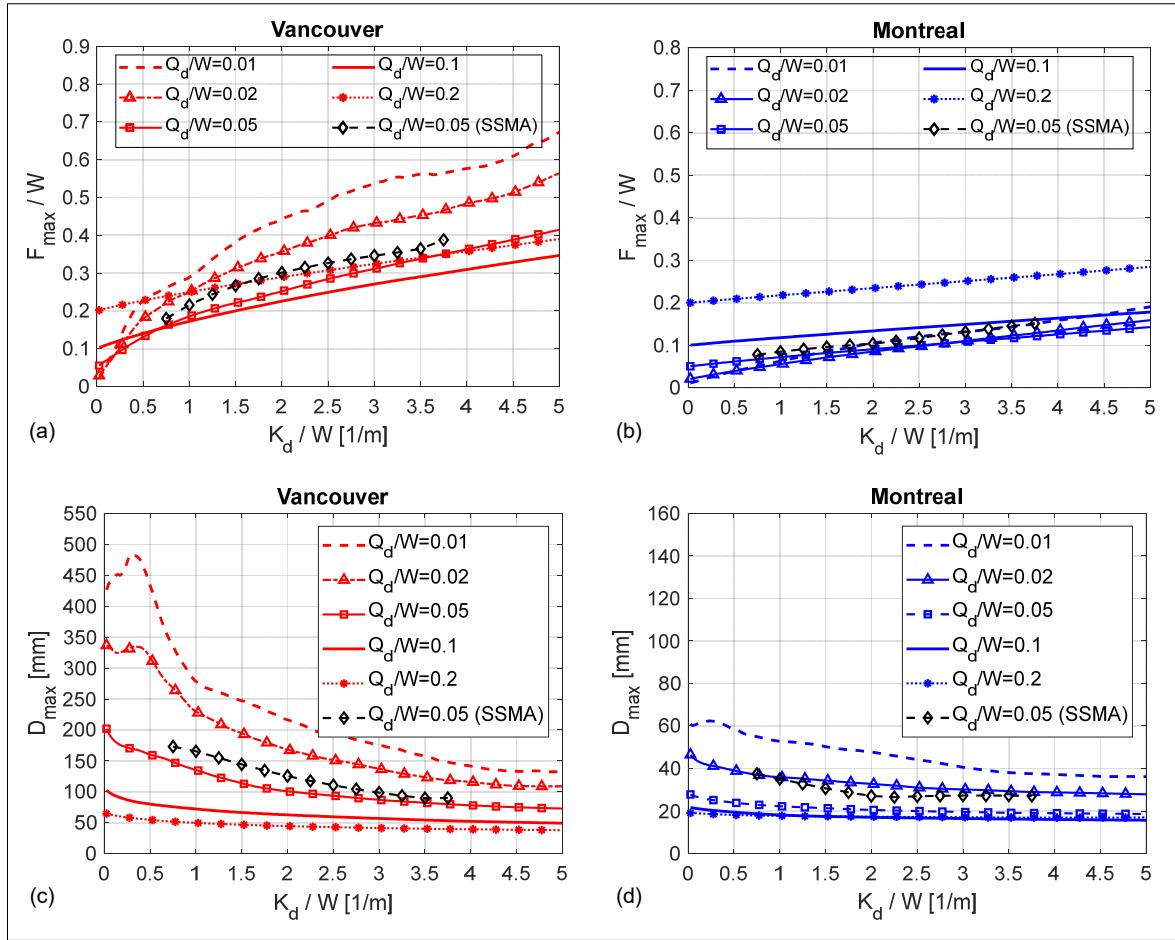


Figure 2.9 Effect of K_d/W with different Q_d/W on F_{\max} and D_{\max} for isolated bridges:
(a, c) Vancouver; (b, d) Montreal

The general trends and results obtained are very similar to those obtained with SMSA. Generally, F_{\max} increases and D_{\max} decreases with increasing K_d/W . However, as observed with SMSA results, seismic demands in Vancouver are much more affected by the K_d/W ratio than in Montreal. High values of K_d/W ($K_d/W > 4\text{m}^{-1}$) are not favorable as they result in an

increase of F_{\max} , with D_{\max} being nearly constant. On the other hand, too small values of K_d/W lead to large displacements, especially with small Q_d/W .

To allow a direct comparison with NLTHA, results obtained with SMSA, for an average specific value of $K_d/W=2.5\text{m}^{-1}$, are included in Figure 2.8 and Figure 2.9. It is observed that despite the similar trends in the results, SMSA predicts higher and conservative seismic force and displacement demands.

The residual displacement (D_r), a permanent shift (offset) of the superstructure and meaningful about functionality and repair costs (reentering the bridge), is investigated in Figure 2.10.

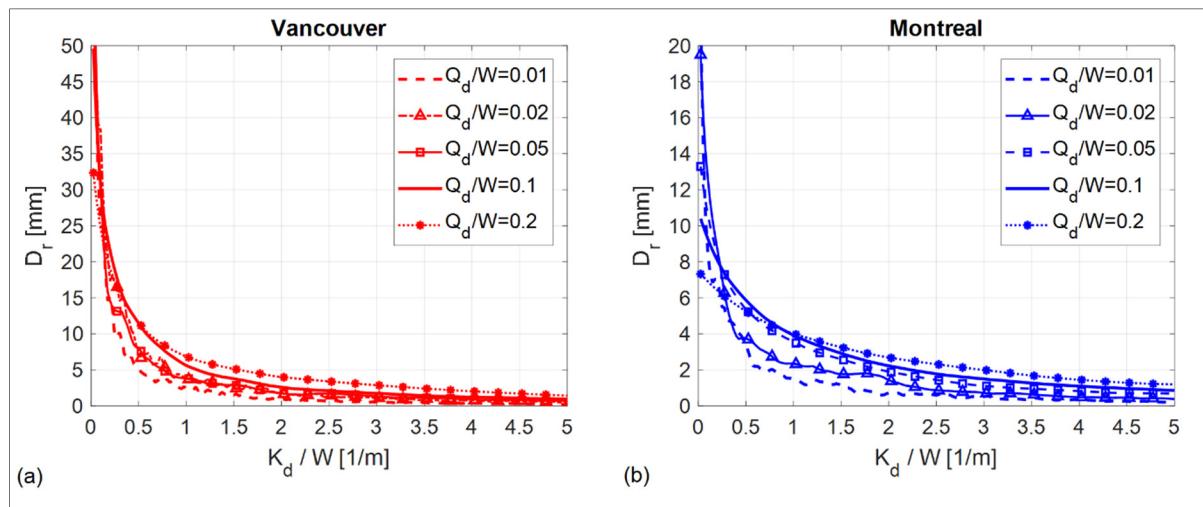


Figure 2.10 Effect of K_d/W with different Q_d/W on D_r for isolated bridge:
 (a) in Vancouver; (b) in Montreal

For both locations, the residual displacement, D_r , decreases significantly as K_d/W increases. SISs with small values of K_d/W lead to very high values of D_r , especially for isolated bridges in Vancouver. The residual displacement increases slightly with increasing Q_d/W . The authors propose a lower value of $K_d/W=0.5\text{m}^{-1}$, to limit the residual displacement to 6mm for Montreal and 15mm for Vancouver.

2.7 Optimal SIS characteristics for main canadian earthquake zones

2.7.1 Optimization of Q_d and K_d based on minimizing F_{max}

Based on the NLTHA results for the Vancouver and Montreal sites, for any value of K_d , the associated optimal value of Q_d minimizing F_{max} is determined. Then, a statistical distribution of the optimal Q_d/W is constructed, covering the studied range of K_d/W . To generalize the results to include relatively stiff substructures without neglecting their flexibility, the results are presented in terms of the elastic period of the structure which is calculated with the elastic stiffness, K_e . The latter is obtained by combining the substructure stiffness, K_{sub} , in series with the initial stiffness of the isolation system, K_u , and is given by:

$$K_e = \frac{K_u K_{sub}}{K_u + K_{sub}} \quad (2.4)$$

To ensure that a larger range is covered, additional values of K_e are considered so that the elastic periods, T_e , are [0.20s; 0.25s; 0.30s; 0.34s; 0.40s; 0.45s]. Then, a parametric study is conducted, where the values of K_d , Q_d and K_e are varied as indicated in Tableau 2.6. For each combination of these parameters, a NLTHA, as described above, is carried out, for both the Montreal and Vancouver locations.

Tableau 2.6 Parameters used to optimize SIS characteristics

Parameter	Value
Elastic stiffness (K_e/W) (m^{-1})	20, 25, 35, 45, 75, 100
Characteristic strength ratio (Q_d/W)	0.01 to 0.2, step increment 0.001
Post-elastic stiffness (K_d/W) (m^{-1})	0.025 to 5, step increment 0.025

In total, just over 9.9×10^6 NLTHAs on the bilinear SDOF shown in Figure 2.4 are undertaken for each location.

Figure 2.11(a) and (b) shows the statistical distributions of optimal values of Q_d/W for Vancouver and Montreal, respectively. The histograms in grey represent all the values of K_d/W while the highlighted ones represent the values of K_d within the range of practical interest: $0.5\text{m}^{-1} \leq K_d/W \leq 4.0\text{m}^{-1}$. Values outside this latter range are either too small, and cause large residual displacements, or too high, and not of practical interest as the isolation period should be lower than 1.0s.

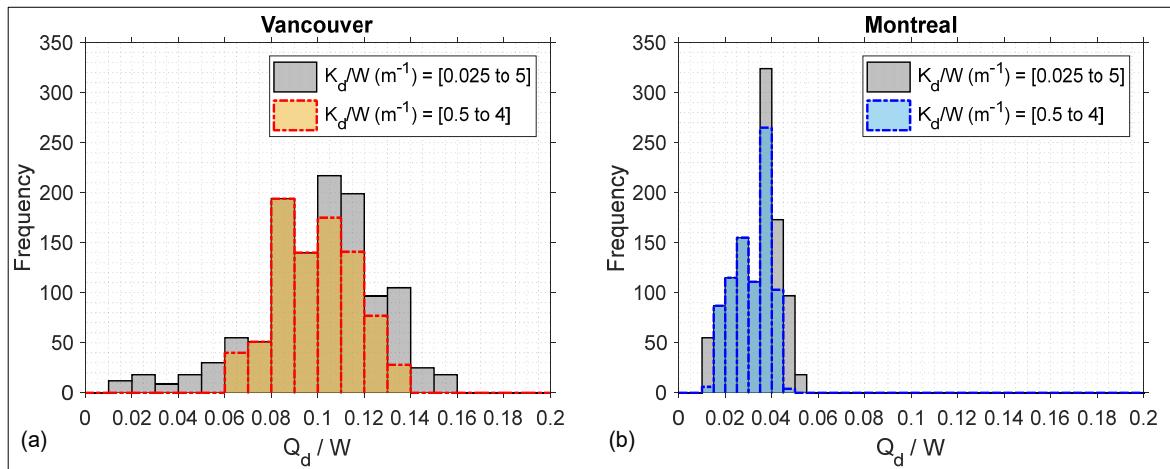


Figure 2.11 Statistical distribution of Q_d/W minimizing F_{\max} for isolated bridges:
(a) in Vancouver (HSA); (b) in Montreal (MSA)

As shown in Figure 2.11(a), for isolated bridges in Vancouver with a practical range, K_d/W , all the minimum values of F_{\max} are obtained for Q_d/W ranging from 0.06 to 0.14, with a concentration in the 0.08 to 0.12 range. Similarly, for isolated bridges in Montreal (Figure 2.11(b)), Q_d/W varies from 0.01 to 0.05, and concentrates primarily in the 0.015 to 0.045 range. These findings are consistent with earlier conclusions.

The graphs of optimal values of Q_d/W for different elastic periods, T_e , are shown in Figure 2.12(a) and (b). These results show a strong correlation between the optimal values of Q_d/W and K_d/W ratios. Optimal values of Q_d/W increase practically in a linear manner with K_d/W . Linear regressions, with very high coefficients of determination (R^2) are fitted to express the optimum Q_d/W as a function K_d/W , for different elastic periods, T_e , for both the Montreal and Vancouver locations (see Figure 2.12).

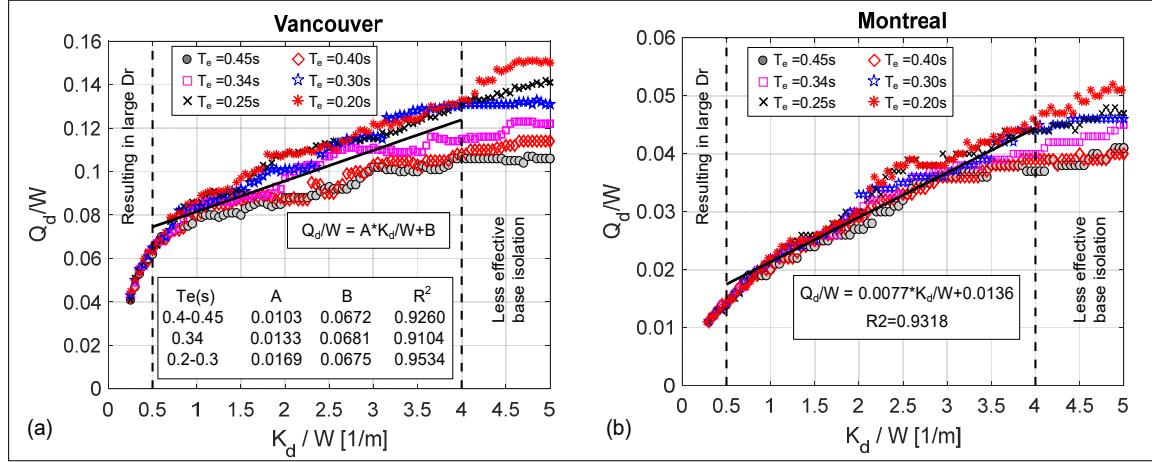


Figure 2.12 Optimal Q_d/W , minimizing F_{\max} , as a function of K_d/W

The overall linear relations for the optimum Q_d/W , minimizing F_{\max} as a function of K_d/W for Vancouver and Montreal are given by Eq.(2.5) and Eq.(2.6), respectively:

$$Q_d/W = 0.0141K_d/W + 0.0675, R^2 = 0.7514 \quad (2.5)$$

$$Q_d/W = 0.0077K_d/W + 0.0136, R^2 = 0.9318 \quad (2.6)$$

It is interesting to note that for Montreal, Eq.(2.6) above has a very high R^2 as the results of Figure 2.12(b) show low scatter of the optimal value of Q_d/W when K_d/W varies. This is explained by the fact that the optimum Q_d/W is barely affected by the elastic period. Therefore, it is believed that a single regression equation is very adequate for all values of T_e within the studied range. Conversely, for Vancouver, a lower R^2 is obtained for the overall Eq.(2.5), because the effect of the elastic stiffness, K_e , on the optimal Q_d/W is more significant. Consequently, using the regressions of Figure 2.12(a) for specific elastic periods, T_e , is considered more appropriate ($R^2 \geq 0.91$).

2.7.2 Optimal equivalent viscous damping ratios

In this section, the optimal values of Q_d/W are expressed in terms of equivalent linear viscous damping ratio, β_{eff} .

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{EDC}{2\pi K_{\text{eff}} D_{\text{max}}^2} = \frac{4Q_d(D_{\text{max}} - D_y)}{2\pi(Q_d + K_d D_{\text{max}}) D_{\text{max}}} \quad (2.7)$$

Neglecting the displacement at yield, D_y (K_e infinite), the following relation is obtained:

$$\beta_{\text{eff}} \approx \frac{4Q_d}{2\pi(Q_d + K_d D_{\text{max}})} \quad (2.8)$$

Figure 2.13(a) shows a few relations obtained for both locations.

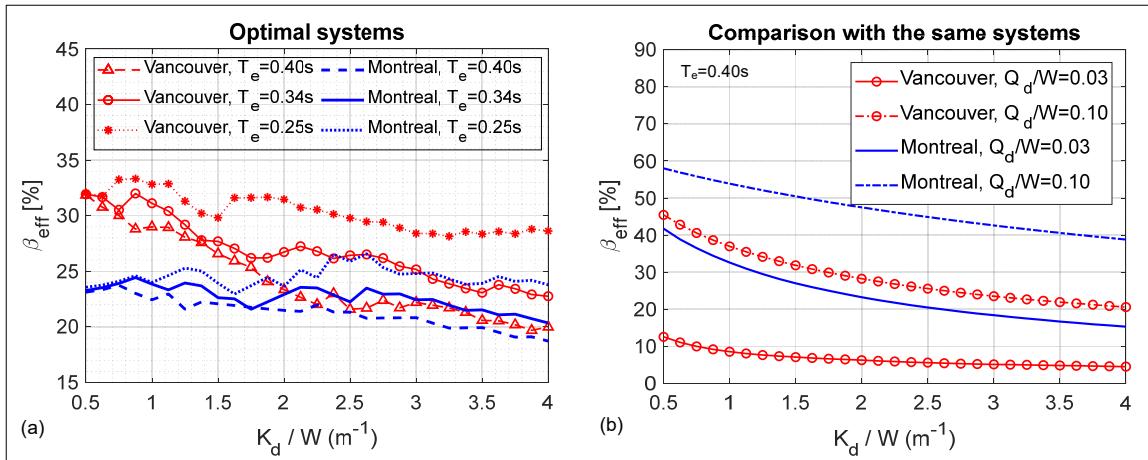


Figure 2.13 Equivalent viscous damping ratios for Vancouver and Montreal: (a) optimal ratios calculated at associated design displacement; (b) damping ratios for optimal solutions variation with locality

From Figure 2.13(a), the optimal damping ratios for Vancouver are typically in the 25% to 35% range, and depend on K_d and T_e . For Montreal, the optimal viscous damping ratios are lower, and range generally from 20% to 25%, with a lower dependency on K_d and T_e .

Nevertheless, notwithstanding the fact that optimal damping ratios for Montreal are lower than those for Vancouver, the results of Figure 2.13(a) are not very indicative of the real damping capacities of optimal SISs for both locations. This is because the damping ratios presented are not calculated for the same maximum seismic displacement, D_{max} . As indicated by Eq.(2.8), for the same SIS (Q_d and K_d), when D_{max} decreases, the equivalent damping ratio increases. Consequently, because the D_{max} values are much lower for Montreal than for Vancouver,

optimal damping ratios obtained for both locations are relatively close. However, in reality, optimal SISs associated with Vancouver have much greater damping capacities than those associated with Montreal. To illustrate this difference, the damping ratios with the midrange optimal values of Q_d/W for both locations are calculated and compared at the same location, as shown in Figure 2.13(b).

Results clearly indicate that typical optimal SIS calculated for the same location show much lower damping ratios for Montreal than for Vancouver, and vice-versa. For example, an SIS with $Q_d/W=0.03$, optimal for Montreal, shows a very low damping ratio ranging from 5% to 12% when used in Vancouver, despite its calculated damping ratio ranging from 17% to 40% when used in Montreal. Comparatively, an SIS with $Q_d/W=0.1$, which is typically optimal for Vancouver, shows a damping ratio ranging from 20% to 45%. Calculated for the same displacement, optimal SISs for Montreal dissipate about 3 times less energy than those for Vancouver.

2.8 Conclusions and recommendations

In this research, the common earthquake characteristics of MSAs and HSAs are studied through amplitude and spectral parameters. Classifications of earthquake regions for North America and Europe are conducted based on the background map from GEM (M. Pagani, 2018). The effects of earthquake characteristics on SIS performances are investigated through SMSAs and validated through NLTHAs. Additionally, the optimum characteristic strength, Q_d , and post-elastic stiffness, K_d , are evaluated for isolated bridges in MSA and HSA in general, and Montreal and Vancouver, Canada, more specifically. The following conclusions are drawn:

1. PGA/PGV ratios for locations in MSAs are approximately twice as large as those in HSAs.
2. The design spectra shapes for MSAs vanish more rapidly with period elongation, making the seismic base isolation more effective in MSAs than in HSAs.

3. For isolated bridges in MSAs, increasing the characteristic strength, Q_d , beyond a certain threshold results in an increase of the seismic force demand, F_{max} . Consequently, small to moderate values (0.02 to 0.04) of Q_d/W are the most appropriate.
4. For isolated bridges in HSAs, F_{max} decreases with increasing Q_d , up to an upper limit of approximately $0.12W$ to $0.14W$, beyond which the seismic force increases with increasing Q_d . With respect to seismic force demand, the optimum values of Q_d range from $0.08W$ to $0.12W$.
5. The post-elastic stiffness, K_d , influences D_{max} and F_{max} in opposite ways. Generally, F_{max} increases and D_{max} decreases with increasing K_d . However, these effects are more accentuated for isolated bridges in HSAs, while they are practically negligible for bridges in MSAs. Nevertheless, too small values of K_d lead to large values of D_{max} and D_r , while too high values of K_d result in less effective SISs as the F_{max} increases, with only a negligible reduction in D_{max} .
6. Based on extensive NLTHA results, the optimal characteristics of SISs for Montreal and Vancouver are identified: Q_d/W in the range of 0.015 to 0.045 for Montreal and 0.08 to 0.12 for Vancouver. Regression expressions are proposed for a more accurate estimate of optimal Q_d/W as a function of K_d/W .
7. Optimal values of K_d/W in the range of $0.5m^{-1}$ to $4m^{-1}$ for both locations are recommended. Values at the lower limit are preferred, especially for Vancouver, in order to restrain the seismic force demand, F_{max} .
8. Values of K_d/W higher than 0.5 ensure controlling the residual displacement under 6mm for Montreal and 15mm for Vancouver.
9. Optimal viscous damping ratios for both locations range typically from 20% to 25% in Montreal and 25% to 35% in Vancouver. However, because these ratios depend on the design displacement, D_{max} , which is much higher for Vancouver (twice or more), they are not very representative of the real energy dissipation capacities of optimal systems in both

regions. Values of Q_d/W are more indicative in this regard. Typical optimal SISs for Montreal, with Q_d/W around 0.03, have only 5% to 12% damping ratios when calculated for Vancouver.

CHAPITRE 3

ON THE APPLICATION LIMITS AND PERFORMANCE OF THE SINGLE-MODE SPECTRAL ANALYSIS FOR SEISMIC ANALYSIS OF ISOLATED BRIDGES IN NORTH AMERICA

Xuan-Dai Nguyen^{1,2}, and Lotfi Guizani¹

¹Department of Construction Engineering, Ecole de technologie supérieure,
1100 Notre-Dame St W, Montréal, Québec H3C 1K3, Canada

²Institute of Techniques for Special Engineering,
Le Quy Don Technical University, Hanoi, Vietnam

Cet article a été soumis dans "Canadian Journal of Civil Engineering",
22 Novembre 2020, ID cjce-2020-0749

3.1 Résumé

L'analyse spectrale unimodale (single-mode spectral analysis - SMSA) est une procédure simple utilisée efficacement pour évaluer les demandes sismiques des ponts isolés à la base, en particulier pour les ponts simples ou la conception préliminaire de ponts complexes. Cet article évalue les performances de la SMSA et ses limites d'application telles que spécifiées dans les codes actuels, à travers les résultats d'une étude paramétrique. Les propriétés hystéritiques des systèmes d'isolation sismique et la rigidité des unités de fondation d'un pont isolé générique sont variées. Les demandes sismiques prédites par la SMSA et celles des analyses temporelles non-linéaires (nonlinear time-history analysis - NLTHA) sont ensuite comparées, y compris à l'intérieur et à l'extérieur de la plage des limites d'application spécifiées dans les codes actuels. Les résultats montrent que les conditions les plus efficaces sont celles liées aux limites d'amortissement visqueux équivalent et à la force de rappel. Les limites supérieures sur la période effective et sur la période post-élastique peuvent être ignorées. De plus, pour compléter la SMSA, une relation est proposée pour estimer le déplacement résiduel attendu en fonction du système de recentrage. Des relations de régression permettant d'estimer

la moyenne attendue et l'intervalle de confiance de l'écart de déplacement prédit par la SMSA sur la base des prédictions de la NLTHA sont également proposées.

Mots-clés: Isolation sismique à la base, ponts, analyse spectrale unimodale, modèle linéaire équivalent, déplacement résiduel, erreur attendue.

3.2 Abstract

Single-mode spectral analysis (SMSA) is a simple procedure efficiently used to evaluate the seismic demands of base-isolated bridges, particularly for simple bridges or complex bridge preliminary design. This paper evaluates the performance of SMSA and its limits of application as specified in the current codes, through the results of a parametric study. The hysteretic properties of seismic isolation systems and the stiffness of bridge substructures are varied. Seismic demands predicted by SMSA and nonlinear time-history analyses (NLTHA) are then compared, both inside and outside the current specified limits range. Results show that the most effective conditions are those related to the limits on equivalent viscous damping and on restoring force. The upper limits of the effective period and of the post-elastic period can be ignored. Further, to complement SMSA, a relation is proposed to estimate the expected residual displacement as a function of the restoring system. Regression relations allowing estimating the expected mean and confidence interval of the displacement deviation predicted by SMSA based on NLTHA predictions are proposed.

Keywords: Seismic base isolation, bridges, single-mode spectral analysis, equivalent linear model, residual displacement, expected error.

3.3 Introduction

Seismic base isolation (SBI) is commonly used to protect bridge structures in areas prone to moderate and high seismic activity. By shifting the fundamental frequency of the structure from the dominant frequency range of earthquakes, SBI allows preventing the major part of the kinetic energy of earthquakes from being transferred into structural components, thereby

reducing seismic forces. The use of incorporated or in-parallel damping is another fundamental SBI feature allowing the control of seismic displacements within an acceptable range.

Previous studies on the seismic response of base-isolated bridges were conducted based on three main analysis methods, with increasing refinement and computation effort, namely: single-mode spectral analysis (SMSA), multi-mode spectral analysis (MMSA), and nonlinear time-history analysis (NLTHA), all defined in the current seismic design codes (AASHTO, 2017; CSA-S6, 2019; ECS, 2005b). The NLTHA provides the complete nonlinear response history of structures under earthquake ground motions, and as a result, is considered the most accurate of the three methods. Both SMSA and MMSA offer a more rapid alternative when the peak seismic displacement and force are pursued for design purposes. They are based on using an equivalent effective linear model of the seismic isolation system (SIS) at the expected maximum seismic displacement. The appropriate accuracy and elaboration level of the analysis method depend on the analysis objectives, the characteristics of bridge structures, the SIS properties, the bridge importance, the hazard level, etc.

Generally, NLTHA is required when analyzing complex bridge structures, when validating and/or adjusting preliminary analysis results for the final design, and when evaluating response parameters that are otherwise unavailable, such as residual displacements (AASHTO, 2017; CSA-S6, 2019; ECS, 2005b). The MMSA method is a classical spectral method that estimates the peak expected seismic demand through combining the peak seismic demands of the multiple modes of the structures. Notwithstanding its limitation to linear structures, it is widely used for the design of nonlinear structures under earthquake loads, taking advantage of the principle of equal displacements of a linear and nonlinear structure (Chopra, 2017). The main source of inaccuracy with this method is related to the approximation of the maximum structure response by combining the maximum seismic responses of the non-synchro vibration modes. For isolated structures, this method is commonly used with a modified spectrum combining two levels of damping: 1) a high level of damping for isolated modes, and 2) the usual low damping level for non-isolated modes. This approach can be a problem as some non-isolated modes may fall within the range of isolated modes. The SMSA method is a simplified form of MMSA, based on the first isolated mode only, and is particularly useful for the preliminary

design and sizing of simple base-isolated bridges. The main advantage of this method is its simplicity and the low computation effort required, and under good conditions, it provides reasonably accurate and conservative results.

The SMSA method (simplified method), is recognized as a valid method for the design of base-isolated bridges, under certain conditions set by current bridge design codes (AASHTO, 2014; CSA-S6, 2019; ECS, 2005b). In some publications, this method is also referred to as displacement-based analysis, modified uniform load method, or fundamental mode spectrum analysis (Buckle et al., 2006; ECS, 2005b). It consists in a spectral analysis of an equivalent SDOF linear system, representing the nonlinear isolated bridge structure, characterized by an effective stiffness (K_{eff}) and an equivalent viscous damping (β_{eff}), calculated at the peak displacement.

However, the accuracy of the method is not well-established. In addition, it does not provide an estimate of the residual displacement (D_r), which is an important response feature affecting the performance of the bridge. The inherent hysteresis damping of the isolation system is replaced by equivalent viscous damping, which may lead to an erroneous estimate of the peak response. Therefore, this approach applies only to simple and regular structures, and predicts the peak values of displacement (D_{max}) and force (F_{max}) of the seismic response. Typically, SMSA results are complemented and verified by a more accurate method, such as MMSA or NLTHA, for the final design.

This simplified method was introduced by Jacobsen (1930), after which it was extensively applied by Hudson (1965). The original idea involved an approximation of the effects of nonlinearities by an equivalent viscous damping model of an SDOF under a sinusoidal disturbing force (Jacobsen, 1930) or an earthquake-like excitation (Hudson, 1965). In this approach, the energy dissipated per cycle of hysteresis is set equal to the energy of an equivalent viscous damper for the same cycle amplitude. Kryloff et Bogoliuboff (1943) proposed a more clearly physical approach on the approximation of nonlinear systems by an equivalent viscoelastic model, including an equivalent constant stiffness spring, in parallel with an equivalent viscous damper. This model was further examined by Ergin (1954) for random

excitations, by Caughey (1960) for sinusoidal excitations, and by Jacobsen (1960) for a composite structure subjected to the “load distortion curve”. The method was also applied to analyze the seismic response of nonlinear soils (Hejazi, 1963; Idriss et Seed, 1968). Linearization criteria have been more fully established by Beucke et Kelly (1985) for a good approximation of the exact solution and the method has been adopted and used extensively for the seismic analysis and design of base-isolated structures.

Previous studies have been carried out to improve the equivalent linear analysis methods, including SMSA, for isolated bridge structures. However, most of them focused on studying the properties of the equivalent linear system, including how to determine the effective parameters (K_{eff} , β_{eff} and/or the damping coefficient B) (Giaralis et Spanos, 2010; Hwang et Sheng, 1993; Jara et al., 2012; Koval, Tremblay et Christopoulos, 2012; Kwan et Billington, 2003; Lin et Miranda, 2009; Liu et al., 2014). Accordingly, the effective linear properties of SIS are determined at the expected peak displacement, D_{max} . In the current bridge design codes, the application of the SMSA method is restricted by certain specific limits, notably on the equivalent viscous damping (β_{eff}), the effective period (T_{eff}) and on the restoring capacity of the isolation system (AASHTO, 2014; CSA-S6, 2019; ECS, 2005b). Outside the range delimited by such conditions, it is implicitly understood that the SMSA method leads to inadequate predictions of the seismic demand (F_{max} , D_{max}), and consequently, to an inappropriate and/or unsafe design.

The rationales for each specified application condition limit, the target acceptable error within the range of applicability, and the kind of error expected inside and outside such a range are however unclear and/or not fully documented. Furthermore, many additional conditions have recently been added in some codes (AASHTO, 2014; CSA-S6, 2019; ECS, 2005b), and some of them seem to be either superfluous, because are already indirectly included in other conditions, or in conflict with practical objectives. Also, some of the conditions seem to be derived from the ground motion characteristics associated with high seismic area (HSA) ground motions and may not be well-adapted to moderate seismic area (MSA) ground motions with distinct characteristics (Nguyen et Guizani, 2020). In MSAs, the seismic displacement demand is much lower, and as a result, some conditions, particularly those associated with the

restoring capacity, are difficult to satisfy, and may pose an obstacle to the choice of the most optimal SBI designs.

Recently, Koval, Christopoulos et Tremblay (2016) provided some specific additional limits in order to produce good conservative displacement estimates for isolated bridges in Canada. However, these limits on D_{max} and T_{eff} are specified without any distinction related to the ground motion characteristics of earthquake regions. In this context, Nguyen et Guizani (2020) recently showed that ground motion characteristics for HSA (West Canada and USA) and MSA (East Canada and USA) follow distinct typical trends, associated with the frequency content, for each region. Because of these differences, the performance of a given SIS and the seismic demands in terms of force and displacement vary with the class of the seismic area where the isolated bridge is located.

On the other hand, the evaluation of the residual displacement, D_r , for isolated bridges subjected to earthquake motions cannot be predicted by SMSA. Meanwhile, the relative assessment between D_r and D_{max} , although mentioned in Eurocode 8 (ECS, 2005b), needs to be revisited as D_{max} in HSAs is found to be relatively much larger than in MSAs. Furthermore, performance-based design requires the evaluation of D_r to validate the performance and post-earthquake serviceability of the bridge (CSA-S6, 2019). It is therefore necessary to revisit the applicability conditions of SMSA, understand the ins and outs of each one, provide guidance on expected error margins associated with violating and/or respecting them, and propose an estimation mean of the non-available responses, notably D_r . These aspects are of high interest for both design and research contexts, and should help make it easier to use more adapted and efficient SBI solutions.

The main objective of this study is to evaluate the performance of the SMSA method and the pertinence of the application limits specified in the current bridge design codes in North America. Also, the study aims to revisit SMSA application limits and to complement SMSA by formulating relations used to estimate its expected deviation and the residual displacement.

The SMSA used in current bridge design codes, including the North American codes (AASHTO, 2014; CSA-S6, 2019) and extension of the Eurocode 8 (ECS, 2005b), is first

outlined with the specified limits of its application. Then, to achieve the objectives laid out above, a parametric study is carried out on a typical generic base-isolated bridge, where the SIS properties (Q_d, K_d), the flexibility of the substructure and the ground motion characteristics are varied to cover a range extending beyond the current limits of application of SMSA. The SMSA and NTLHA methods are used to establish the seismic demand (D_{max}, F_{max}) of the isolated bridge variants generated by the parametric study. A comparison of the results obtained by these two methods is performed to evaluate the performance of SMSA within and outside its range of the application limits specified by the codes. The two Canadian cities of Vancouver and Montreal, known as the two highest seismic risk cities in Canada (Adams et al. and Halchuk, 2004), are selected as representative of locations in the two main seismic areas in North America [Western North America (WNA) and Eastern North America (ENA)], and more widely, as representative of other cities in the USA and Europe, respectively located in HSAs [e.g., Portland (OR, USA), Napoli (Italy), etc.] and in MSAs (Boston (MA, US), Turin (Italy), etc], where the SBI of bridges is of interest (Nguyen et al. and Guizani, 2020).

3.4 Overview of the SMSA method

3.4.1 SMSA principles and application to base-isolated bridges

The SMSA method carries out a spectral analysis of a Single Degree Of Freedom (SDOF) representing the base-isolated bridge structure, as shown in Figure 3.1 (AASHTO, 2014; CSA-S6, 2019; Dicleli et al. and Buddaram, 2007; ECS, 2005b; Guizani, 2007; Jara et al., 2012; Koval, Christopoulos et al. and Tremblay, 2016). A lumped mass represents the mass of the superstructure plus a portion of the substructure. The SIS is modeled by an equivalent viscoelastic element with properties evaluated at the expected peak displacement models the SIS. It includes an elastic spring with an effective stiffness (K_{Isol}), in parallel with a damper having an equivalent viscous damping ratio ξ_{Isol} . The flexibility (K_{Sub}) and damping (ξ_0) originating from the substructure and/or superstructure may be taken into account by a second viscoelastic element, mounted in series with that representing the SIS. The peak displacement is the spectral displacement, obtained from the design spectrum, associated with the global system effective period (T_{eff}) and damping ratio (β_{eff}).

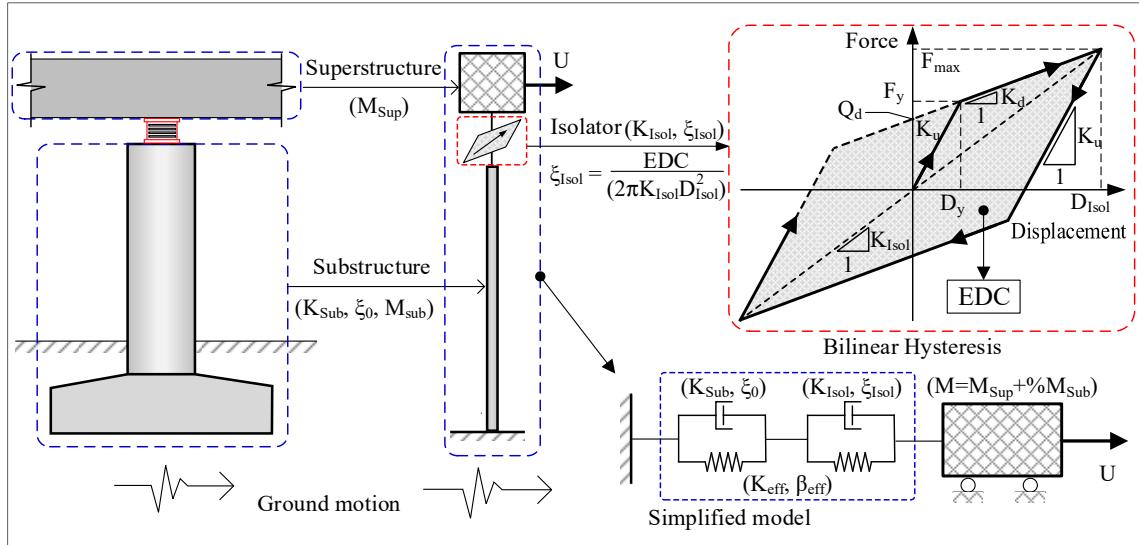


Figure 3.1 SDOF model of a seismic base-isolated bridge segment

One basic major assumption in the SMSA method is the replacement of the hysteretic damping by an equivalent viscous damping. Another important assumption is the lumping of the superstructure mass with a fraction of the substructure mass into a single mass. The latter relies on the assumption that the bridge superstructure is relatively rigid, when compared to the SIS, and behaves as a rigid body. All the isolation units are hence essentially subjected to the same lateral displacement, and can therefore be lumped into a unique equivalent SIS where the effective lateral stiffness of the equivalent system is the sum of all the substructure units-SIS effective stiffnesses. Other simplifications and assumptions related to the modeling of the base-isolated bridge are mainly related to the simplification of the hysteretic behavior, the approximation of a substructure damping by a viscous damping, the neglecting of higher modes, and the neglecting of any coupling of the SIS hysteresis in the horizontal directions and vertical direction. In addition, the method suffers from the classical limitations inherent to the spectral analysis method (Buckle et al., 2006; Naeim et M. Kelly, 1999; Wei et Buckle, 2012). All these assumptions and simplifications may be causes of any errors and deviations from the exact solution and, combined with the deemed acceptable error, should explain any appropriate limitations on the application range of the SMSA method.

Many experimental studies on different base isolation systems have shown various behaviours with complex interactions and generally smooth hysteresis curves (Becker et Mahin, 2012; Buckle et al., 2006; Constantinou et al., 1999; Fenz et Constantinou, 2006; Naeim et M. Kelly, 1999). However, the simple bilinear model shown in Figure 3.1 is generally used to idealize the SIS force-displacement hysteretic relation with sufficient accuracy (Eröz et DesRoches, 2008). It provides a slightly more conservative (overestimated) seismic demand for isolated structures (Mavronicola et Komodromos, 2014). However, the property modification factors of isolators used in practice allow ignoring this difference (Buckle et al., 2006). The bilinear model is therefore deemed appropriate and sufficiently accurate for this study.

The main hysteretic features of the bilinear hysteresis governing the seismic response of base-isolated bridges are the post-elastic stiffness, K_d , and the characteristic strength, Q_d . The SIS initial stiffness, K_u , is generally less important (AASHTO, 2014; Buckle et al., 2006; CSA-S6.1, 2019; Dicleli et Buddaram, 2006; Dicleli et Karalar, 2011; Naeim et M. Kelly, 1999). The characteristics of the bilinear SIS model and the equivalent linear SDOF, representing a base-isolated bridge, can be derived by the following equations, with reference to the terms defined in Figure 3.1:

The SIS yield displacement, D_y , is calculated by:

$$D_y = \frac{F_y}{K_u} = \frac{Q_d}{K_u - K_d} \quad (3.1)$$

The SIS equivalent effective stiffness, at the design displacement, is obtained by:

$$K_{Isol} = \frac{F_{max}}{D_{Isol}} = \frac{Q_d}{D_{Isol}} + K_d \quad (3.2)$$

The SIS equivalent viscous damping ratio is determined from the energy dissipated per cycle (EDC) within the SIS, as follows:

$$\xi_{Isol} = \frac{EDC}{2\pi K_{Isol} D_{Isol}^2} = \frac{4Q_d (D_{Isol} - D_y)}{2\pi K_{Isol} D_{Isol}^2} \quad (3.3)$$

For a flexible substructure, the SDOF base-isolated bridge model effective stiffness, at the design displacement, is given by:

$$K_{eff} = \frac{K_{Sub} K_{Isol}}{K_{Sub} + K_{Isol}} \quad (3.4)$$

The SDOF bridge model effective period, at the design displacement, is therefore:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \quad (3.5)$$

The SDOF effective viscous damping ratio β_{eff} , representing damping from the SIS in series with damping from the substructure, can be calculated by:

$$\beta_{eff} = \frac{\xi_{Sub} \xi_{Isol} \sqrt{K_{Sub} + K_{Isol}}}{\xi_{Sub} \sqrt{K_{Sub}} + \xi_{Isol} \sqrt{K_{Isol}}} \quad (3.6)$$

The Canadian code (CSA-S6, 2019) proposes a damping-dependent coefficient, B , used to obtain the spectral response for the effective damping, β_{eff} , from the standard 5% spectrum as follows:

$$B = \left(\frac{\beta_{eff}}{0.05} \right)^n, \quad \begin{cases} n = 0.2 \text{ if } S_a(0.2s)/S_a(2.0s) \geq 8 \\ n = 0.3 \text{ if } S_a(0.2s)/S_a(2.0s) < 8 \end{cases} \quad (3.7)$$

The design (maximum) displacement is determined from the design spectral displacement, $S_d(T_{eff})$ (mm) and/or $S_a(T_{eff})$ (g) by:

$$D_{max} = \frac{S_d(T_{eff})}{B} = \frac{250S_a(T_{eff})T_{eff}^2}{B} \quad (mm) \quad (3.8)$$

The maximum lateral force is derived as follows:

$$F_{\max} = K_{\text{eff}} D_{\max} = K_{\text{Sub}} D_{\text{Sub}} = K_{\text{Isol}} D_{\text{Isol}} \quad (3.9)$$

The uniform hazard design spectrum (UHS) used in Canada lists the spectral accelerations values, S_a , at selected periods, and linear interpolation is used to obtain intermediate values. However, for intermediate periods longer than 2s, the spectral acceleration should be determined from the spectral displacement, $S_d(T)$ (mm), as $S_a = S_d(T)/(250T^2)$ (g) to avoid excessive conservative estimation (CSA-S6, 2019).

As the system's properties depend on the displacement, and vice-versa, an iterative procedure ensures convergence to the final solution, as illustrated in Figure 3.2, for a given tributary weight, W , SIS hysteretic features (Q_d , K_d , and K_u) and substructure properties (K_{Sub} and ξ_0).

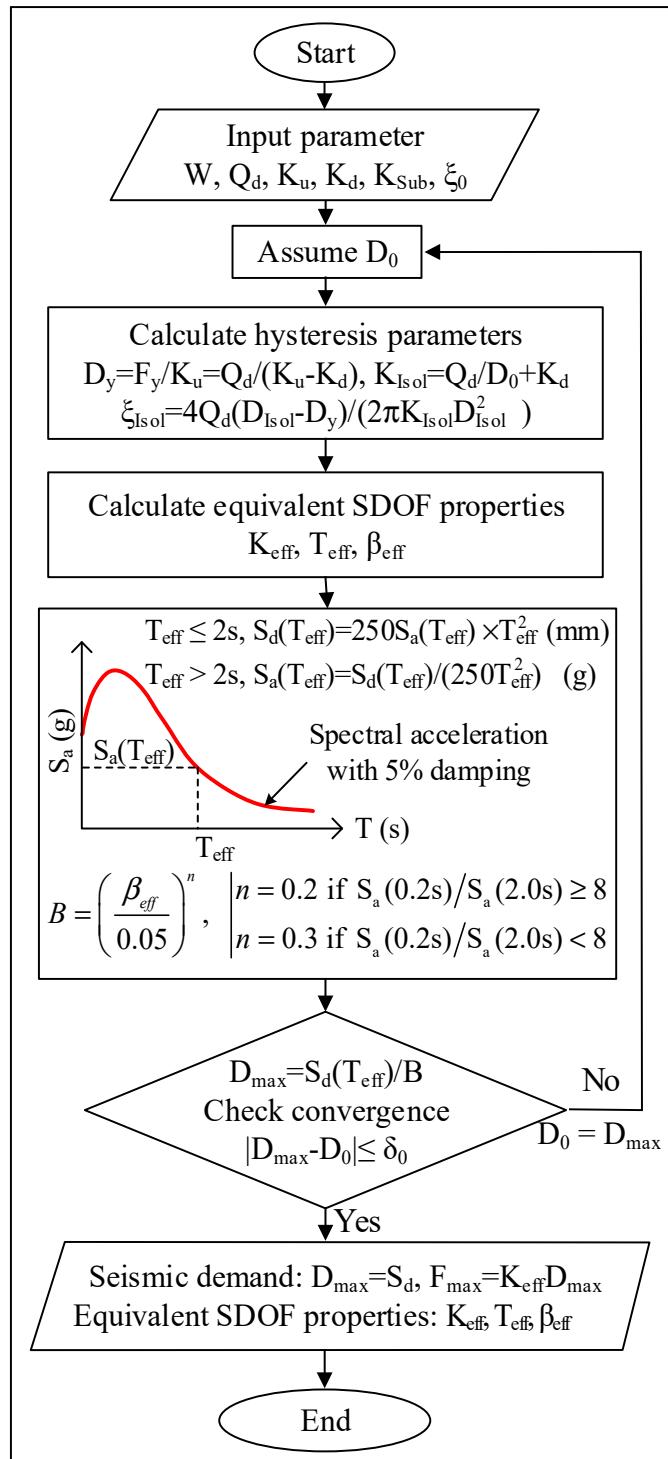


Figure 3.2 Iterative scheme of SMSA method for base-isolated bridges

3.4.2 Specified limits on SMSA application in main bridge design codes

3.4.2.1 Code limits on the SMSA method

In order to prevent an inappropriate and/or unsafe estimation of the seismic demand, the AASHTO (USA), the CSA-S6 (Canada) and the ECS (Europe) specify conditions defining the limits for the applicability of the SMSA method as summarized below:

Limits on the equivalent damping ratio (β_{eff})

In all the three above-mentioned codes, the equivalent viscous damping ratio is limited to 30% ($\beta_{eff} \leq 30\%$), with the exception of the CSA-S6 (2019), which allows increasing the limit up to 40% ($\beta_{eff} \leq 40\%$) when $S_a(0.2)/S_a(2) \geq 8$. This extension of the limit on β_{eff} in CSA-S6 (2019) follows the results of Koval, Christopoulos et Tremblay (2016), and applies for most eastern locations, typical for MSAs (Nguyen et Guizani, 2020), where the acceleration spectra vanish rapidly with the elongation of the structure period.

Limits on the isolation period

Bridge design specifications in North America limit the effective period, $T_{eff} \leq 3.0$ s. Recently, Koval, Christopoulos et Tremblay (2016) provided a lower limit on T_{eff} to prevent underestimating the displacement demand:

$$T_{eff} \geq T_e \alpha^{-0.25} \quad (3.10)$$

where T_e is the initial elastic period and α is the post-elastic ratio (i.e., $\alpha = K_d / K_e$). In Europe, ECS (2005b) does not provide any specific limits on T_{eff} .

Limits on the lateral restoring capacity

Codes require a minimum restoring capacity to ensure a reliable estimate of the seismic demand, notably by the SMSA method, and to prevent important residual displacement. To this end, both AASHTO (2014) and CSA-S6 (2019) specify the following condition, for SIS with a displacement-dependent lateral restoring force:

$$\Delta F = F(D_{max}) - F(D_{max}/2) \geq 0.0125W \quad (3.11)$$

where $F(D_{max})$ and $F(D_{max}/2)$ are the lateral forces at 1.0 and 0.5 times the maximum displacement, D_{max} , respectively. For a bilinear behaviour, Eq.(3.11) yields to:

$$\Delta F = K_d D_{max}/2 = F_{resto}/2 \quad (3.12)$$

where F_{resto} is the restoring force of SIS.

Furthermore, an upper limit on the post-elastic period (related to the post-elastic stiffness), T_d , is also specified in North American codes (AASHTO, 2014; CSA-S6, 2019), as follows:

$$T_d = 2\pi\sqrt{W/(K_d g)} \leq 6(s) \quad (3.13)$$

According to CSA-S6 (2019) and the AASHTO (2014), long periods T_d may result in a significant residual displacement, leading to an overestimation of the dissipated energy per cycle and of the equivalent damping ratio, as evaluated by SMSA.

For systems not meeting the minimum force restoration condition given by Eq.(3.11), the Canadian code allows using SMSA, which has been found to give a good estimate of displacement demand when the following condition is met (Koval, Christopoulos et Tremblay, 2016):

$$D_{max}/S_d(T_e) \geq 1.5 \quad (3.14)$$

where $S_d(T_e)$ is the spectral displacement corresponding to the initial elastic period T_e of the isolated bridge structure.

ECS (2005b) specifies similar restrictions as those of Eq.(3.11) on the system's restoring capacity, but in direct relation to the residual displacement, D_r , as follows:

$$\begin{cases} \Delta F = F(D_{max}) - F(D_{max}/2) = F_{resto}/2 \geq \delta_m W D_r / D_{max} \\ D_r \leq D_{max} - \delta_d D_{isol} \end{cases} \quad (3.15)$$

where D_{Isol} is the maximum design displacement of the isolator, and δ_m and δ_d are coefficients expressing appropriate fractions of W and D_{Isol} , respectively. The recommended values in ECS (2005b) are: $\delta_m = 0.015$ and $\delta_d = 0.5$, which lead to:

$$\Delta F = F(D_{max}) - F(D_{max}/2) \geq 0.0075W \quad (3.16)$$

Tableau 3.1 summarizes the limits on SMSA specified by different standards, and discussed above.

Tableau 3.1 Summary of SMSA application limits according to the USA, Europe and Canada bridge design codes

Nº	Limitation condition	ECS 2005b	AASHTO 2014	CSA-S6:19
1	Equivalent viscous damping ratio	$\beta_{eff} \leq 30\%$	$\beta_{eff} \leq 30\%$	If $S_a(0.2)/S_a(2) < 8$: $\beta_{eff} \leq 30\%$ If $S_a(0.2)/S_a(2) \geq 8$: $\beta_{eff} \leq 40\%$
2	Effective period of isolated bridge	-	$T_{eff} \leq 3.0$ s	$T_{eff} \leq 3.0$ s and $T_{eff} \geq T_e \alpha^{-0.25}$
3	Maximum displacement	-	-	$D_{max}/S_d(T_e) \geq 1.5$ or condition 5
4	Post-elastic period	-	$T_d \leq 6.0$ s	$T_d \leq 6.0$ s*
5	Restoring capacity $\Delta F = F(D_{max}) - F(\frac{D_{max}}{2})$ (Bilinear: $F_{resto} = K_d D_{max}$)	$\Delta F \geq \frac{\delta_m W D_r}{D_{max}}$ ($F_{resto} \geq 0.015W$)	$\Delta F \geq 0.0125W$ ($F_{resto} \geq 0.025W$)	$\Delta F \geq 0.0125W$ ($F_{resto} \geq 0.025W$) or condition 3
6*	Residual displacement	$D_r \leq D_{max} - \delta_d D_{a,max}$ ($\delta_d = 0.5$)*	-	-

*: Recommendation regarding the design, not a limitation on SMSA

3.4.2.2 Discussion of limits imposed by the codes on the validity of SMSA

The pertinence of replacing the hysteretic damping by an equivalent viscous damping and the treatment of this damping through a constant factor B are in direct relation with the accuracy of SMSA, and are closely dependent on the properties of the hysteresis loop and the level of displacement. In other words, the validity limits of this approximation, actually set to 30% or 40% in design codes, can change with the varied hysteretic properties and other conditions, such as ground motion characteristics and the bridge substructure flexibility. Therefore, the effect of β_{eff} on the accuracy of the SMSA results should be revisited.

The origin of the upper limit on T_{eff} ($T_{eff} \leq 3.0$ s) is unclear. Iwan (1980) found that the peak seismic response of a bilinear SDOF can be well approximated by the spectral response of the linear equivalent SDOF for effective periods in the 0.4s to 4.0s range and ductility ratios in the 2 to 8 range. Ramirez et al. (2002) found that SMSA produces velocity estimates within 25% of the correct values for an equivalent linear system with $1.0s \leq T_{eff} \leq 3.0s$ and $0\% \leq \beta_{eff} \leq 40\%$. However, outside these ranges, only good estimates of the peak displacement and acceleration were obtained, while the peak velocity was misestimated. Therefore, the authors recommended applying correction factors to ensure the accuracy of the velocity results.

On the other hand, the upper limit on $T_{eff} \leq 3.0s$ seems to be too tight, especially in HSAs where an extension of T_{eff} beyond 3.0s is often necessary to obtain an optimal design, as shown in the results reported by Nguyen et Guizani (2020). The applicability of this limit and its effects on the accuracy of the SMSA method shall therefore be revisited. Under such conditions, this specification is very restrictive for HSAs, and it is worth investigating if it can be relaxed while keeping results reasonably accurate. The lower limit on T_{eff} ($T_{eff} \geq T_e \alpha^{-0.25}$), proposed by Koval, Christopoulos et Tremblay (2016), is based on the properties of the bilinear hysteresis model for which the equivalent damping β_{eff} reaches its maximum value at $T_{eff} = T_e \alpha^{-0.25}$. The purpose of this condition is to obtain the responses for β_{eff} in the interval where the damping decreases with increasing T_{eff} to achieve a conservative displacement estimate. However, this study did not clearly establish that inaccurate and/or non-conservative results are obtained when such a condition is not observed.

Considering a bilinear response, the requirement for T_d in Eq.(3.13) is equivalent to $K_d \geq 0.112W$, while Eq.(3.11) leads to $K_d D_{max} \geq 0.025W$. Substituting Eq.(3.11) in Eq.(3.13), the result shows that the T_d requirement is automatically met for MSA, where D_{max} is found practically at moderate levels, typically under 70 mm (Nguyen et Guizani, 2020). Accordingly, the limit on the restoring force [see Eq.(3.11)] is only satisfied with $T_d < 3.5s$, leading to eliminate the use of isolators with more flexible post-elastic stiffnesses in these regions and making the condition of Eq.(3.13) on T_d superfluous. On the other hand, for HSA, this limit on T_d also seems redundant because it is already covered by the limit of the restoring force where D_{max} is found to be mostly less than 223mm. In the rare cases where values of D_{max} higher than 223mm are expected, the pertinence of the limit on T_d may be checked.

From the requirement of Eq.(3.14), considering that the fundamental structural vibration period of the non-isolated bridge typically ranges from 0.2s to 1.0s, this requirement leads to the imposition of a seismic displacement $D_{max} \geq 9$ mm to 55 mm respectively for isolated bridges in MSA, and $D_{max} \geq 13$ mm to 158 mm for isolated bridges in HSA. In the case of a more flexible structure, this condition may require a very large value of D_{max} that may not be achievable, especially for MSA.

The Eurocode 8 (ECS, 2005b) required minimal restoring capacity, given in Eq.(3.16), is equal to 60% of the minimal restoring capacity specified by North American codes (AASHTO, 2014; CSA-S6, 2019). Furthermore, it should be noted that the ECS (2005b) seems to implicitly accept D_r up to half of the D_{max} . In the opinion of the authors, for HSA regions, this requirement is not stringent enough as a large D_r may arise, harming the functionality of the bridge and requiring post-earthquake intervention to recenter the bridge. Comparatively, the CSA-S6-19 specifies limited service performance and a repairable damage level for lifeline bridges under the 2475-year return period earthquake. In this situation, residual displacements are permitted as long as the isolators maintain their load-deformation response and their half displacement capacity.

3.5 Parametric study

A parametric study is carried out to compare the results obtained by SMSA and NLTHA for base-isolated bridges, where the main hysteretic features of SIS and the substructure stiffness are varied.

3.5.1 Studied parameters

The superstructure is considered as a rigid body with a lateral tributary weight (W). The studied parameters and results are expressed as a ratio of this parameter, such that they can be generalized to any weight value. The characteristic strength (Q_d) and the post-elastic stiffness (K_d), obtained indirectly through the Q_d/W and K_d/W ratios, are used as the main studied parameters of SIS. The range of varied values of Q_d/W and K_d/W covers the practical range of SIS designs conforming to current codes, and covers the range of limit conditions of the SMSA method specified by the codes. The stiffness of the bridge substructure, K_{Sub} , is taken into account within limited specific values. It is combined with the initial stiffness of the SIS, K_u , into the initial elastic period T_e . Finally, the studied range of the post-elastic ratio, K_d/K_u , practically covers all types of commercially available SISs (Dicleli et Buddaram, 2006; Naeim et M. Kelly, 1999).

To simplify the model, the inherent damping of the structure, ξ_0 , can reasonably be ignored with minor effect on the accuracy of results. Tableau 3.2 presents the model parameters and their studied ranges.

Tableau 3.2 Parameters used to represent various characteristics of SIS

Model parameter	Values
Initial elastic period: T_e (s)	0.2, 0.3, 0.5, 0.7, 0.8
Characteristic strength ratio: Montreal: Q_d/W (19 steps) Vancouver: Q_d/W (29 steps)	From 0.01 to 0.10 by 0.005 increment From 0.01 to 0.15 by 0.005 increment
Post-elastic period, T_d , (s)	From 1.42s to 14.19s (17 increments)
Post-elastic ratio: $\alpha = K_d/K_e$	From 0.0002 to 0.3, increment via T_d and T_e

3.5.2 Seismic analysis methods

Two analysis methods are conducted on the simplified models of the isolated bridge variants: 1) the SMSA method on the equivalent viscous-elastic SDOF model, and 2) nonlinear time-history analyses (NLTHA) on the SDOF, using the bilinear hysteretic behavior presented in Figure 3.1.

SMS Analyses

SMSA, as illustrated in Figure 3.2, is performed for a given bridge weight (W) and given substructure properties (K_{Sub} , ξ_0) and SIS hysteresis properties (Q_d , K_d , K_u). The uniform hazard spectra for a probability of exceedance of 2% in 50 years and 5% damping for the two locations of Vancouver and Montreal, shown in Figure 3.3, are used.

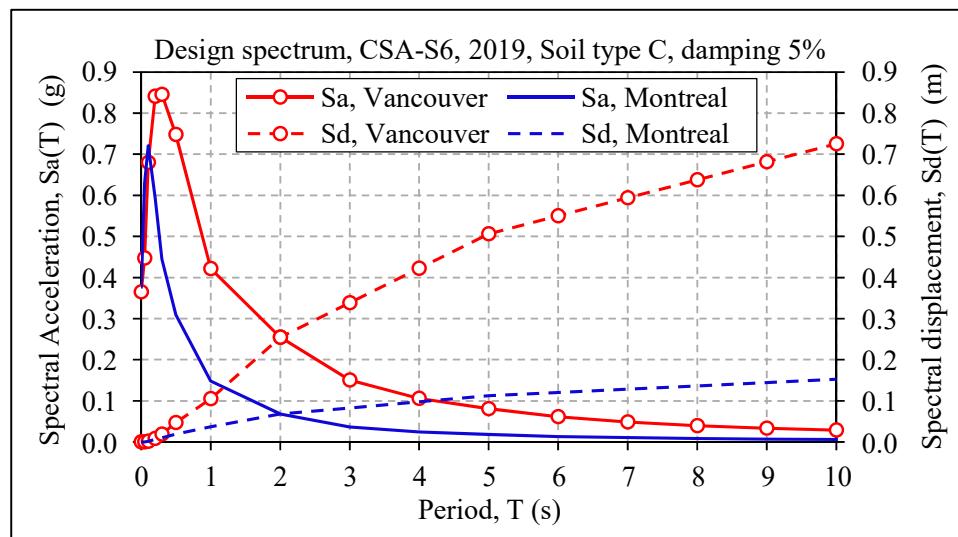


Figure 3.3 Design spectra for Vancouver and Montreal, Canada, for a probability of exceedance of 2% in 50 years and 5% damping

In this research, a total of 1800 and 2700 SMS analyses resulted from the above parametric study, for Montreal and Vancouver, respectively.

NLTH Analyses

NLTHA is employed in this study to evaluate the accuracy of the SMSA method and to predict the residual displacements of isolated bridges. For each Montreal and Vancouver location, a suite of 48 scaled artificial ground motions obtained from the Atkinson Database (Atkinson, 2009) and 6 historic ground motions obtained from Natural Resources Canada (NRCAN, 2020) are selected. These ground motions are statistically independent and are scaled to match the target spectrum of the Canadian bridge design code for each location.

Tableau 3.3 Historic ground motions used for Montreal and Vancouver locations

Location	Earthquake, station, scenario	Mw	R (km)	Component	PGA (g)
Montreal	Scenario 1 (E6C1, E6C2 - artificial records)	6.0	10-30	24 records	-
	Scenario 2, (E7C1, E7C2 - artificial records)	7.0	20-70	24 records	-
	Nahanni, 23-12-1985 Bettlement Creek-S3	6.5	24	N 270°	0.186
				N 360°	0.194
	Saguenay, 25-11-1988 Chicoutimi-Nord	5.9	43	N 124°	0.131
				N 214°	0.106
	Val-des-Bois, 23-6-2010 Ottawa	5.8	60	HHE	0.028
				HHN	0.022
Vancouver	Scenario 1, (W6C1, W6C2 - artificial records)	6.5	10-30	24 records	-
	Scenario 2, (W7C1, W7C2 - artificial records)	7.5	25-100	24 records	-
	Loma Prieta, 17-9-1989 Sans-Francisco-Presidio	7.0	98	N-S, 0°	0.199
				E-W, 90°	0.100
	Morgan Hill, 24-4-1984 San Ysidro Gilroy #6	6.2	36	E-W, 90°	0.286
				N-S, 360°	0.219
	Northridge, 17-01-1994 Castaic-Old Ridge Rte	6.7	41	E-W, 90°	0.568
				N-S, 360°	0.514

The mean spectra of the selected and scaled ground motions for Vancouver and Montreal are illustrated in Figure 3.4(a) and (b), respectively, and show an excellent matching with the target spectra.

For each of the 1800 or 2700 isolated bridge variants generated, the seismic demands are established as the average values of the maximum seismic responses (F_{max} , D_{max} , D_r) obtained with the 54 records, resulting in a total of 97,200 and 145,800 NLTH analyses for Montreal and Vancouver, respectively.

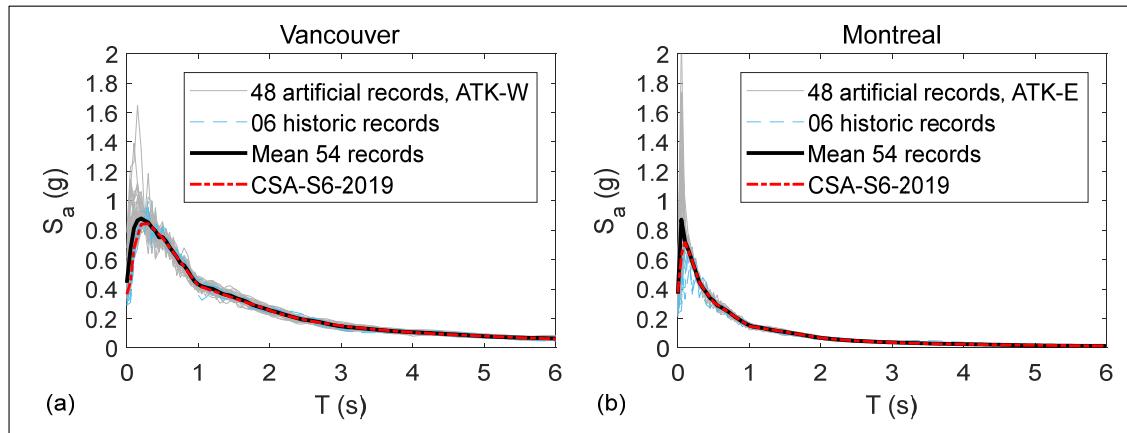


Figure 3.4 Mean spectra of scaled ground motions and CSA-S6-19 design spectra (for 2% in 50 years, 5% damping): (a) Vancouver; (b) Montreal

3.6 Evaluation of the limits on SMSA method

3.6.1 Comparison of SMSA and NLTHA Results

SMSA and NLTHA results are compared, in terms of peak displacement, D_{max} , and force, F_{max} , in Figure 3.5 for three values of the initial period, T_e . As shown, in general, SMSA leads to a higher and more conservative seismic demand than NLTHA. SMSA shows good predictions of D_{max} and F_{max} , for Vancouver, while for Montreal, it considerably overestimates the displacement demand. Moreover, the accuracy depends on the initial period and the value of the displacement. Underestimated displacement and force values are obtained only for the case

of the most flexible substructure ($T_e = 0.7$ s). The underestimation is very moderate for displacement demand, but more significant for force demand when the latter exceeds $0.3W$ for Vancouver and $0.15W$ for Montreal. However, the overestimation for the Montreal displacement demand is relatively high (up to 2 times) and leads to oversized SIS.

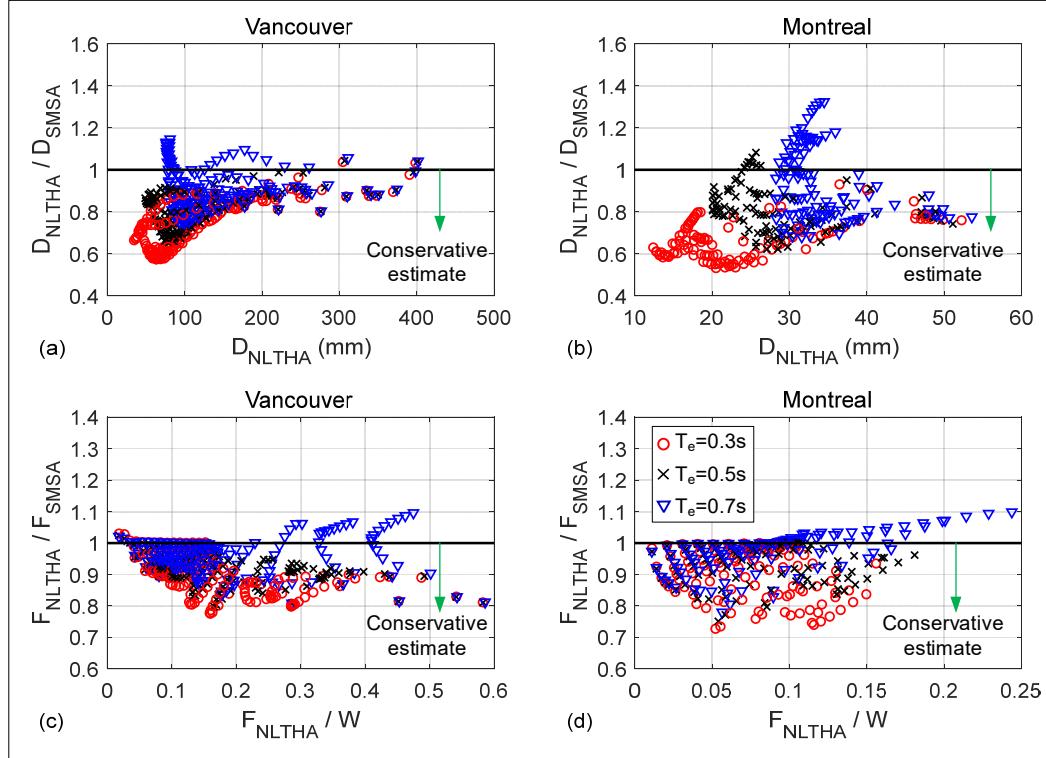


Figure 3.5 Comparison of seismic demands obtained by SMSA and NLTHA: (a) D_{max} in Vancouver; (b) D_{max} in Montreal; (c) F_{max} in Vancouver; (d) F_{max} in Montreal

Based on the above observations, it is necessary to more accurately evaluate the conditions related to the code limits under which the SMSA results are non-conservative or too conservative and to estimate such deviations.

3.6.2 Verification of current code limits on SMSA

3.6.2.1 Relative difference in predicted displacement demand by SMSA and NLTHA

The pertinence of the limits provided in current codes is verified in this section by comparing the results of the NLTHA method to those of SMSA, within and outside the range of application of the latter, as per different specifications. The condition of application is valid and justified when SMSA results are conservative and accurate within the limit of application, but deviate significantly from NLTHA results outside such limits.

It is reasonable to assume that an underestimation of the peak seismic demand by SMSA is acceptable, and we therefore set the limit of acceptance of SMSA results to a 5% underestimation.

Accordingly, the relative differences on D_{max} between the two methods, in combination with five conditions (from 1 to 5) mentioned in Tableau 3.1, are illustrated in Figure 3.6 for three of the five T_e values studied.

As shown, when all the specified conditions are met (blue full squares), SMSA gives relatively good displacement estimates and non-conservative estimates are discarded. The flexibility of the substructure has a slight effect on the consistency of the conditions considered. It is found that an increase of β_{eff} leads to an increase in the deviation (more than 20% and up to 80%) of the estimated peak displacement by SMSA, especially for isolated bridges in Montreal. General trend lines, obtained by linear regression for the results when all the conditions are met, and corresponding to 95% confidence intervals, are obtained and shown in Figure 3.6 with their expressions. They express an increase in the underestimation of the peak response with an increase in the equivalent viscous damping.

Furthermore, the limit on β_{eff} seems to enhance the accuracy of the SMSA method for bridges with stiffer substructures, but for the more flexible substructures, this limit does not provide any obvious effects, especially in Vancouver. It can be noted that for Vancouver, with a flexible substructure ($T_e \geq 0.5$ s) present, and if an underestimation of up to 60% is acceptable, the limit

on β_{eff} can be increased by up to 40% (Figure 3.6(c), (e)). Further, for isolated bridges with more flexible substructures ($T_e \geq 0.5$ s) in Montreal, the difference between the two methods may be out of the width prediction intervals with a 95% confidence level, but the deviation does not exceed 60% (Figure 3.6(d), (f)).

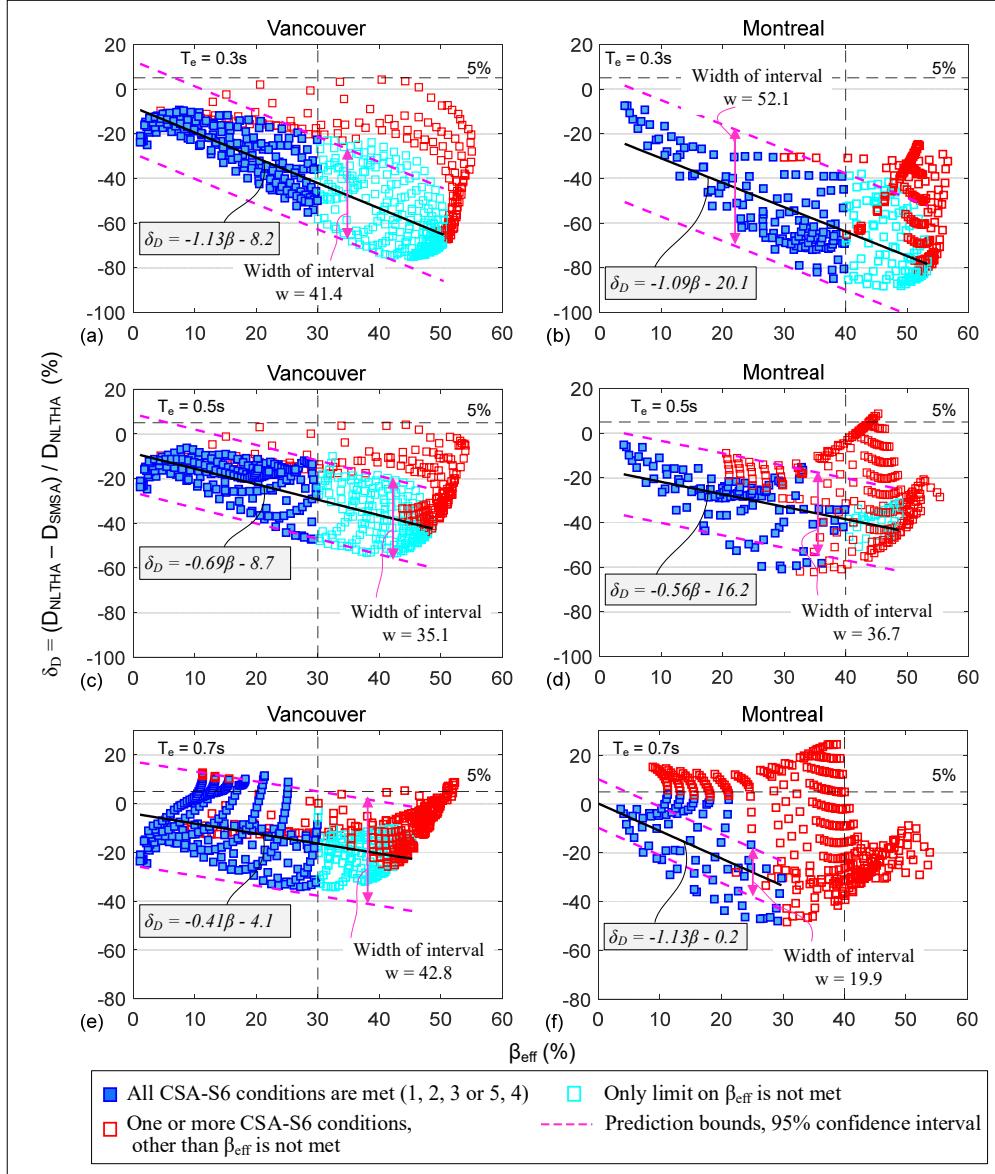


Figure 3.6 Comparison of D_{max} obtained by SMSA and NLTHA for isolated bridges at Vancouver and Montreal location for: (a) $T_e=0.3$ s in Vancouver; (b) $T_e=0.3$ s in Montreal; (c) $T_e=0.5$ s in Vancouver; (d) $T_e=0.5$ s in Montreal; (e) $T_e=0.7$ s in Vancouver; (f) $T_e=0.7$ s in Montreal

Similarly, Figure 3.7 shows the differences in the peak force demand, F_{max} , between the two methods, in combination with the five above conditions. Roughly similar global trends as those obtained in D_{max} are observed.

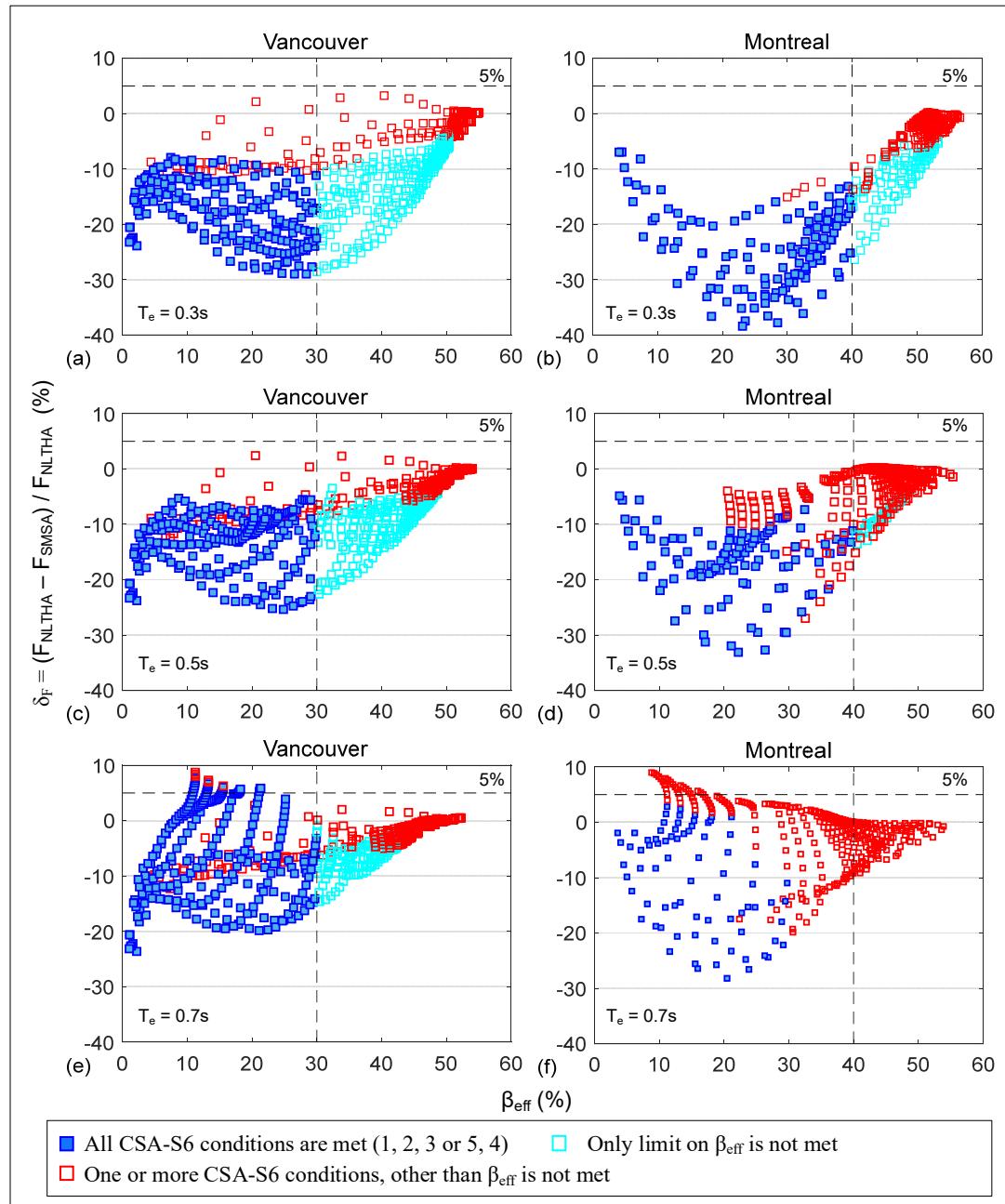


Figure 3.7 Comparison F_{max} between SMSA and NLTHA for isolated bridges with current code limits: (a) $T_e=0.3$ s in Vancouver; (b) $T_e=0.3$ s in Montreal; (c) $T_e=0.5$ s in Vancouver; (d) $T_e=0.5$ s in Montreal; (e) $T_e=0.7$ s in Vancouver; (f) $T_e=0.7$ s in Montreal

However, results of Figure 3.7 show lower relative differences in the estimated peak forces as compared to displacements. On the other hand, F_{max} is related to the D_{max} according to a bilinear relation, and consequently, deviations of D_{max} are related to those of F_{max} . Therefore, in the following, the accuracy of SMSA is evaluated in terms of the prediction of the peak displacement, and findings extend naturally to force prediction.

The accuracy of the SMSA-predicted D_{max} as a function of T_{eff} is shown in Figure 3.8, for both sites and three typical elastic periods. Results do not show any obvious tendency. However, the lower limit on T_{eff} ($T_{eff} \geq T_e \alpha^{-0.25}$) allows eliminating non-conservative estimates of D_{max} by SMSA for isolated bridges with flexible substructures, especially in Montreal (MSA) (Figure 3.8). Further, all the results where the SMSA prediction is non-conservative are obtained when the lower limit on T_{eff} is not met, e.g., when T_{eff} is between 0.7s and 1.3s and $T_e \geq 0.5$ s. Consequently, the lower limit on T_{eff} can be discarded when $T_{eff} > 1.3$ s or $T_e < 0.5$ s. As shown in Figure 3.8, non-conservative predictions by SMSA may occur only when the lower limit on T_{eff} is not met with T_{eff} being less than 1.3s and T_e being higher than 0.5s.

Results in Figure 3.8 show that there is a large number of possibilities with $T_{eff} > 3.0$ s. It is interesting to observe an inversion of the general tendency of the SMSA error (δ_D) occurring at T_{eff} around 3.0s for Vancouver and 2.0s for Montreal. Contrary to expectations, the error shows a tendency to decrease for T_{eff} beyond 3.0s, and is comparable to the error observed for the 2.0s to 3.0s range. Therefore, given the large number of possibilities generated with T_{eff} higher than 3.0s, especially for Vancouver, where optimal effective periods are often between 3.0s and 4.0s (Nguyen et Guizani (2020)), the upper limit on T_{eff} can be discarded without harming the SMSA accuracy while making it easier to apply the latter to optimal designs in HSAs.

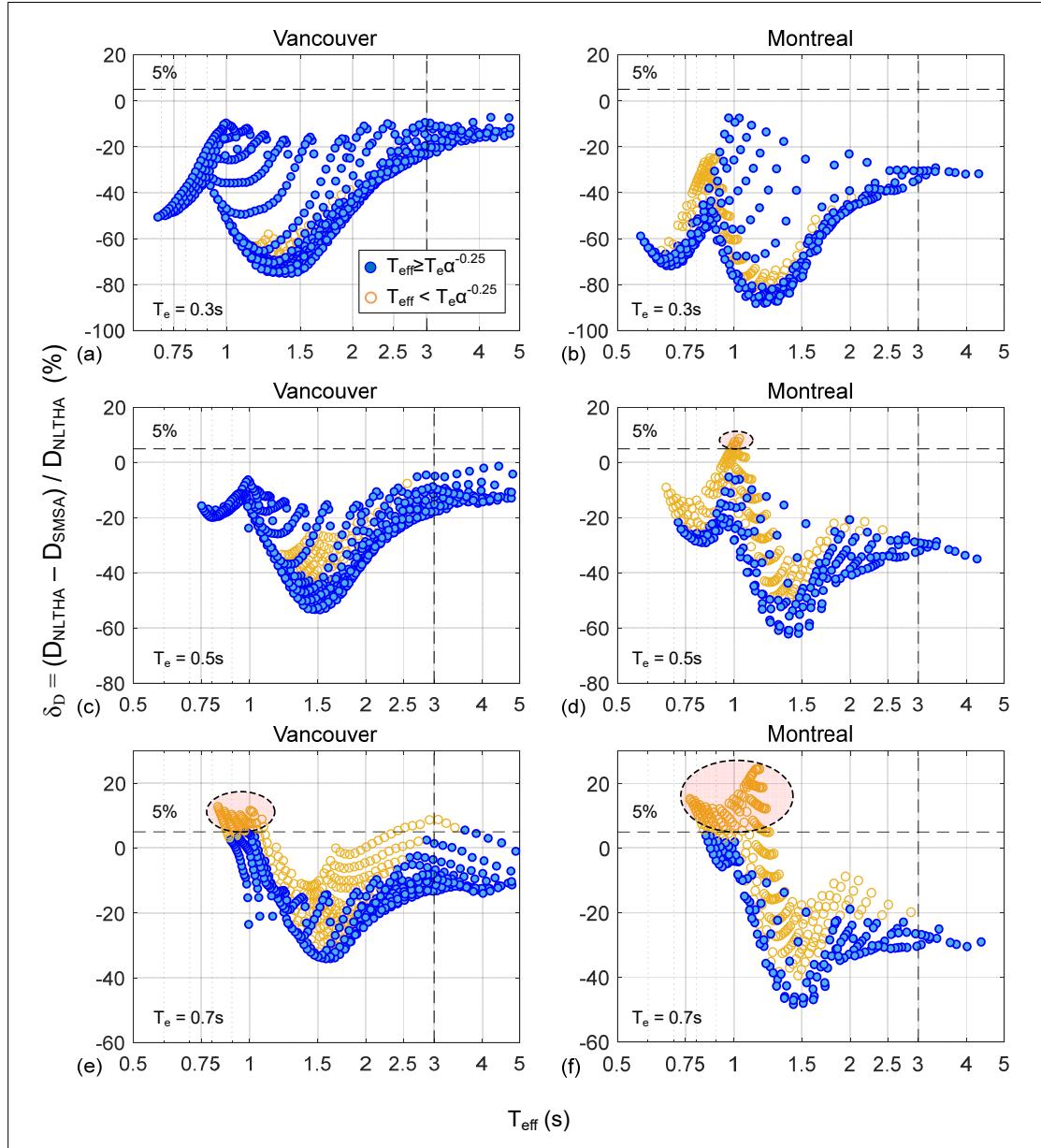


Figure 3.8 Relative error in the SMSA-predicted peak displacement as a function of the isolated bridge effective period for: (a) $T_e=0.3s$ in Vancouver; (b) $T_e=0.3s$ in Montreal; (c) $T_e=0.5s$ in Vancouver; (d) $T_e=0.5s$ in Montreal; (e) $T_e=0.7s$ in Vancouver; (f) $T_e=0.7s$ in Montreal

Figure 3.9 presents the relative difference in displacement predictions, δ_D , of the two methods as a function of the restoring system capacity, the lower limit on D_{max} , and the upper limit on T_d .

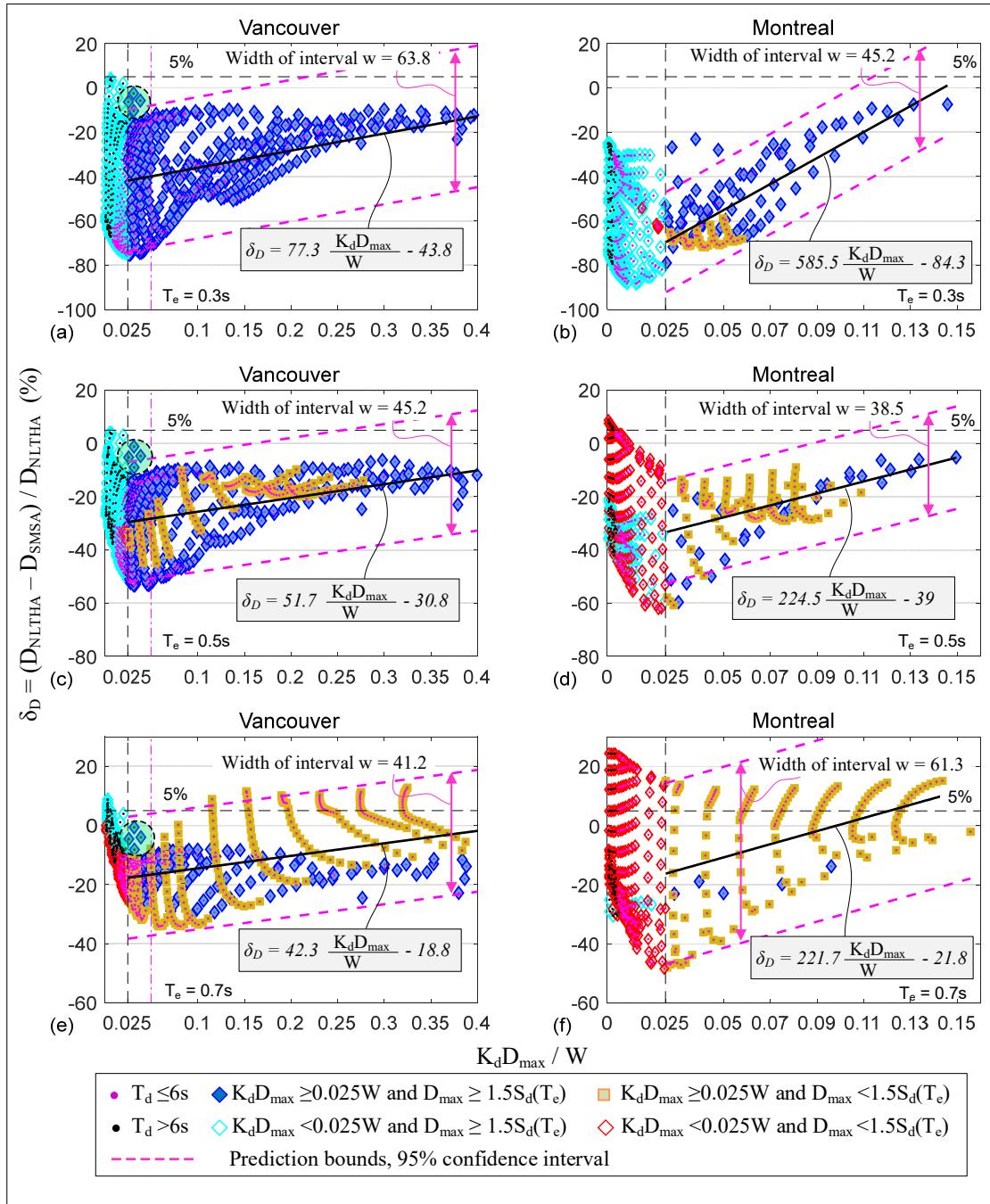


Figure 3.9 Relative error in the SMSA-predicted peak displacement as a function of the SIS restoring force for: (a) $T_e = 0.3s$ in Vancouver; (b) $T_e = 0.3s$ in Montreal; (c) $T_e = 0.5s$ in Vancouver; (d) $T_e = 0.5s$ in Montreal; (e) $T_e = 0.7s$ in Vancouver; (f) $T_e = 0.7s$ in Montreal

The limit on $D_{max}/S_d(T_e) \geq 1.5$ is mentioned in the Canadian code (CSA-S6, 2019) for the purpose of generating good displacement estimates for the SMSA method. As shown by the

Figure 3.9 results, this condition does not have any obvious effect on the accuracy of the SMSA method. Moreover, for bridges with stiff substructures, this condition is automatically met for western sites (Figure 3.9(a)), and only few cases are observed for eastern sites, where this condition is not met (Figure 3.9(b)). However, for flexible substructures ($T_e = 0.7s$), it is observed that when this condition is not met, SMSA can underestimate the displacement by up to 15% (Figure 3.9(e), (f)). In other words, this condition is superfluous for stiff substructures and does not improve the precision of the method, but is deemed necessary to prevent an underestimation of the peak displacement for flexible substructures, especially in eastern sites. However, keeping this condition eliminates too many SMSA candidates, where this method correctly predicts the peak response. Consequently, this condition shall be revisited and/or refined to filter cases in which underestimations of the response by SMSA can be obtained. Actually, if an underestimation of up to 15% by SMSA is acceptable, the limit on the D_{max} could be ignored in order to increase the possibility of using SMSA in practice.

On the other hand, the limit on the restoring capacity of SIS prevents obtaining large underestimations of displacement demands by the SMSA method. Figure 3.9 shows that beyond the minimum code-specified limit of $0.025W$, the restoring force ($F_{resto} = K_d D_{max}$) has a favorable important effect on the accuracy of the SMSA method, such that its increase leads to an increase in the SMSA-predicted D_{max} accuracy. When the limit of F_{resto} is met, trend lines obtained by linear regressions with 95% confidence intervals are shown in Figure 3.9, with their corresponding expressions.

Results in Figure 3.9 show that for Montreal, no cases with $T_d > 6s$ (black dots) can be generated when the current code lower limit on the restoring force is satisfied ($K_d D_{max}/W \geq 0.025$). This is consistent with our previous finding, in section 3.4.2.2, for SMSAs that the upper limit on T_d is superfluous and automatically covered by the lower limit on restoring force. Moreover, only few cases with $T_d > 6s$ were generated for Vancouver (HSA) when the lower limit on the restoring force is met. As discussed above, these cases are associated with a peak displacement higher than 223mm. A closer look (enclosed within a dashed circle in Figure 3.9) indicates that D_{max} is accurately predicted by SMSA for these cases, with an error within the 0% to -10% range. Consequently, based on these results and the

discussion above, the upper limit on T_d currently specified by the codes (Eq.(3.13)) can be discarded as long as the current lower limit on the restoring force is maintained.

3.6.2.2 Evaluation of the SMSA method within the optimal SIS hysteretic features ranges

Earlier studies have shown that the optimal key hysteretic features of SIS (Q_d , K_d), governing the seismic response of bridges, depend on the ground motion characteristics (AASHTO, 2014; CSA-S6.1, 2019; Dicleli et Karalar, 2011; Nguyen et Guizani, 2020). Recently, Nguyen et Guizani (2020) have shown that for MSA locations (i.e., Montreal), high values of Q_d are not desirable as they result in an increase in force demand with a marginal displacement demand reduction. The optimal range of $Q_d/W = [0.02 \text{ to } 0.04]$ was proposed to minimize the force demand while keeping the displacement demand near its minimum. For HSA (Vancouver), higher values are desirable in order to maintain displacement demand near the minimum and within the range $Q_d/W = [0.08 \text{ to } 0.12]$. The proposed optimal range of $K_d/W (\text{m}^{-1})$ is [0.5 to 4] for both locations.

In this section, the authors investigate the accuracy of the SMSA method with regard to the variation of Q_d/W and K_d/W to evaluate its adequacy within the mentioned optimal ranges proposed by Nguyen et Guizani (2020). Accordingly, Figure 3.10 presents a comparison of D_{max} by SMSA and NLTHA as a function of $K_d D_{max}/W$ for both locations (Montreal and Vancouver) with the optimal parameters of SIS.

For isolated bridges in Vancouver, the obtained results are automatically satisfied with the current limit of F_{resto} , with a deviation from the NLTHA method being less than 80%. Further, the accuracy of the SMSA method can be increased by stricter re-conditioning of F_{resto} . Non-conservative estimates by the SMSA method occur with a flexible substructure ($T_e = 0.7\text{s}$), but at acceptable levels (less than 10%). This result suggests that within the optimal parameter ranges of SBI, the SMSA method may be appropriately used for isolated bridges in Vancouver with reasonable accuracy.

For isolated bridges in Montreal, the displacement predicted by SMSA is conservative, with up to a 70% deviation from the NLTHA method, considering the lower limit on F_{resto} . Larger deviations are found outside of the limit on F_{resto} , and logically, are therefore rejected.

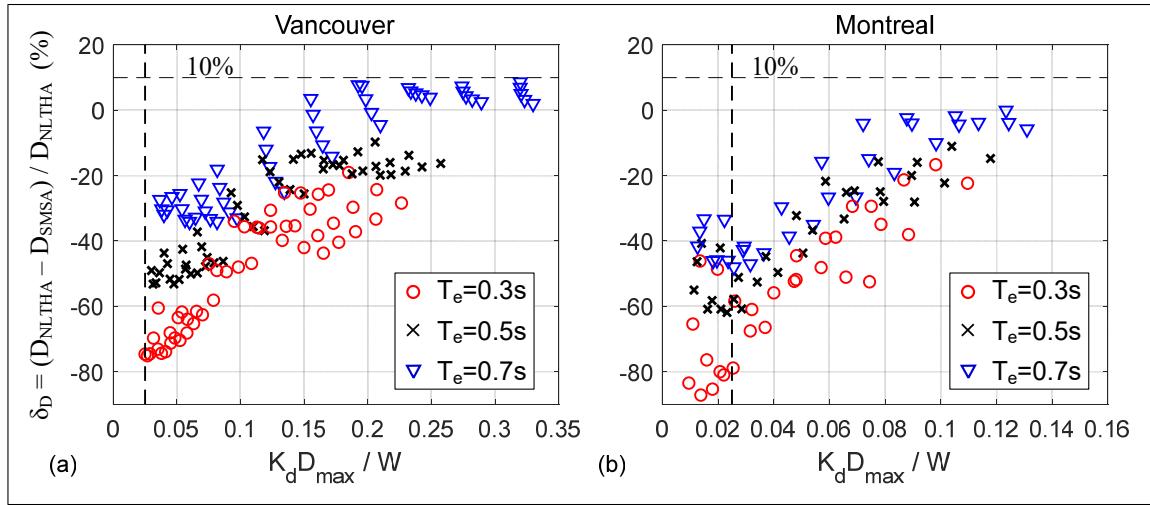


Figure 3.10 Comparison between SMSA and NLTHA with optimal parameters of SBI: (a) Vancouver; (b) Montreal

3.6.2.3 Evaluation of residual displacement

Some practical applications, notably in rehabilitation projects use devices (e.g., mobile pot bearings) with no restoring capacity, $K_d \approx 0$ and/or high initial stiffness, $K_u \rightarrow \infty$ (rigid plastic model). Such devices are not permitted by the Canadian standard, and the use of SMSA may lead to significant errors, as shown from previous results, and as reported in the literature (AASHTO, 2014; Eröz et DesRoches, 2008). The SMSA method still gives good displacement estimates, although the obtained residual displacements are significantly large, which may affect the bridge functionality.

Figure 3.11(a) and (c) show examples of displacement time histories obtained using NLTHA and a linear time history analysis with the equivalent linear model, for isolated bridges using SIS with very limited or no restoring capacity ($T_d = 50s$) in Vancouver and Montreal, respectively. As shown, the obtained peak displacement is practically the same D_{max} for the two models. However, the nonlinear systems present considerable residual displacements (D_r),

up to 60% of D_{max} , for both locations, shown in Figure 3.11(b), (d). In the authors' opinion, this drift level is too high, and has major effects on the maintenance, inspection, and validation of the structures after earthquakes, especially in Vancouver, and a minimum restoring capacity is required if large residual displacement cannot be tolerated.

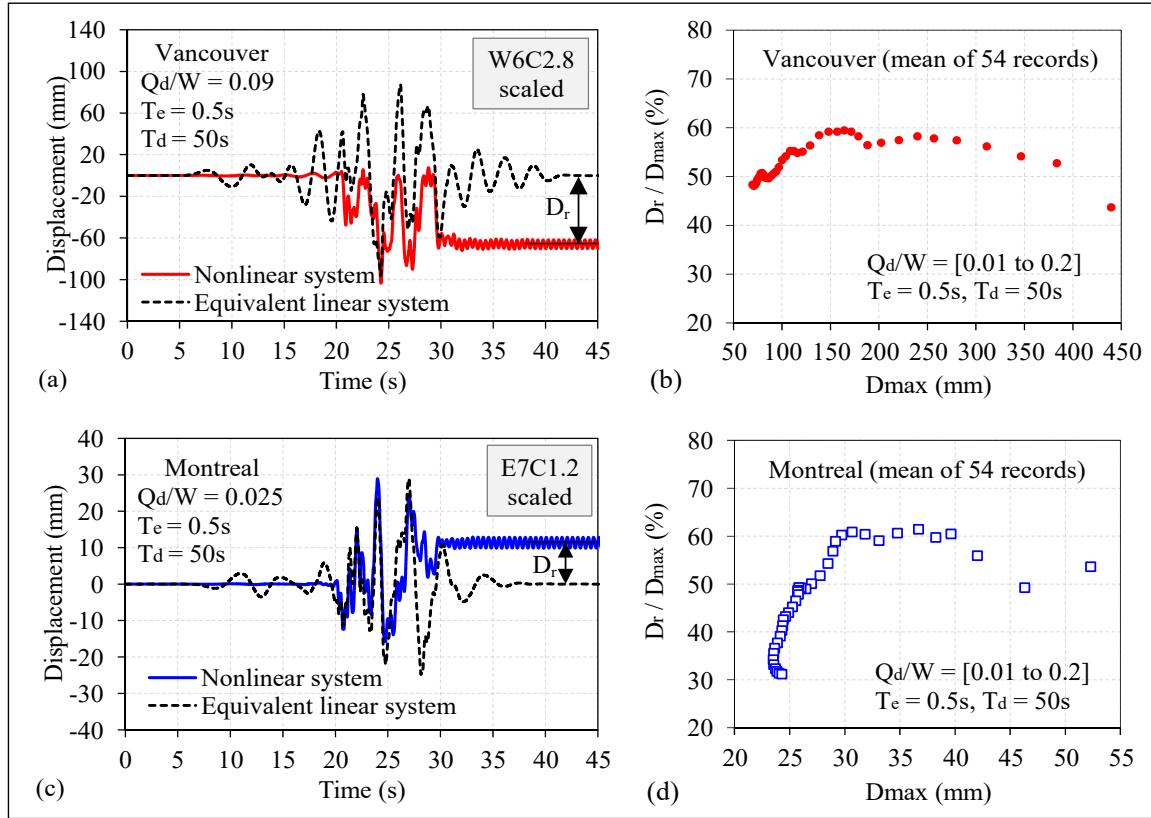


Figure 3.11 Comparison between SMSA and NLTHA: (a) time history of displacement response in Vancouver; (b) D_r/D_{max} and D_{max} in Vancouver; (c) time history of displacement response in Montreal; (d) D_r/D_{max} and D_{max} in Montreal

For the reasons presented above, it is highly desirable to complement the SMSA method with a means of estimating the residual displacement. As indicated by earlier observations, and clearly demonstrated by results of Figure 3.12, the restoring capacity coefficient, $K_d D_{max}/W$, is a key parameter controlling the residual displacement.

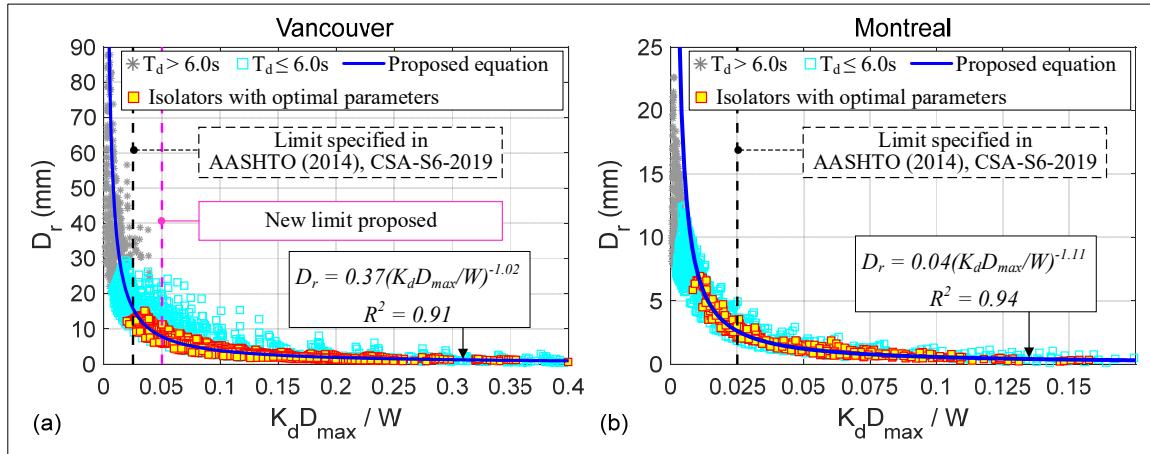


Figure 3.12 Effect of SIS restoring capacity on the residual displacement for:
 (a) Vancouver; (b) Montreal

A similar trend is observed for both locations, with D_r decreasing with an increase in $K_d D_{max}/W$. Isolators with a low restoring capacity ($T_d < 6.0s$) result in significant D_r (gray asterisks) – up to 90mm for Vancouver and 25mm for Montreal. According to the limits of F_{resto} specified by the (AASHTO, 2014) and CSA-S6 (2019), D_r is found less than 5 mm for isolated bridges in Montreal (MSA), while D_r is up to 40mm for isolated bridges in Vancouver (HSA). In the authors' opinion, the HSA drift level is too high, and should be reduced to minimize post-earthquake intervention. In the framework of this study, the authors propose to limit the residual displacement to a maximum of 25mm in HSA, which would possibly require minor related intervention. To this end, a new limit on the restoring force for the isolated bridge in HSA (Vancouver) is proposed as follows:

$$\Delta F = F(D_{max}) - F(D_{max}/2) \geq 0.025W \quad (3.17)$$

In addition, the residual displacement is investigated for SIS designed to match the optimal characteristics, as proposed by Nguyen et Guizani (2020). As shown in the figures (red squares, yellow fill), D_r is found less than 4mm for Montreal and less than 16mm for Vancouver.

Based on a nonlinear regression, the following relations expressing D_r as a function of the restoring force ratio are proposed for SIS with optimal characteristics, for both locations. For such cases, the residual displacement is predicted within a 50% error. The proposed equations

still allow good estimations of the residual displacement outside the optimal range, although higher residual displacements – up to twice the predicted values – are possible:

For isolated bridges in Vancouver:

$$D_r = 0.37(K_d D_{\max} / W)^{-1.02}; \quad R^2 = 0.91 \quad (3.18)$$

For isolated bridges in Montreal:

$$D_r = 0.04(K_d D_{\max} / W)^{-1.11}; \quad R^2 = 0.94 \quad (3.19)$$

3.7 Conclusion

In this research, the single-mode spectral analysis (SMSA) method, within and outside the applicable limits specified by current bridge design codes in North America and Europe, is evaluated through a comparison of its predictions with those of NLTHA. The benefits of these limits and their effects on the accuracy of the SMSA method are also investigated and clarified. The summary of the main findings related to the code-specified limits of SMSA application are summarized in Tableau 3.4.

Furthermore, within the scope of this study, it is found that SMSA provides a good estimate of the peak seismic response for SIS with hysteretic main characteristics within the range of optimal values proposed by Nguyen et Guizani (2020).

Tableau 3.4 Verification the SMSA code-specified limits

Nº	Condition	Comment
1	$\beta_{eff} \leq 30\%$ (Vancouver), $\beta_{eff} \leq 40\%$ (Montreal)	<ul style="list-style-type: none"> - A key parameter affecting the accuracy of SMSA, which decreases with β_{eff}. Error estimation equations and bounding limits are proposed. - More effective for bridges with stiff substructures located in HSA. - The limit on β_{eff} can be extended to 40% for both locations in MSA and HSA, independently of the spectrum characteristics/shape.
2	$T_{eff} \geq T_e \alpha^{-0.25}$ $T_{eff} \leq 3$ s	<ul style="list-style-type: none"> - The lower limit on $T_{eff} \geq T_e \alpha^{-0.25}$ is effective only with flexible substructures and T_{eff} is in the 0.7s to 1.3s range. Therefore, it can be ignored. - The upper limit is not only ineffective but also counterproductive, especially for HSAs. To be ignored or extended up to 5.0s without any effect on the accuracy of SMSA.
3	$D_{max}/S_d(T_e) \geq 1.5$	<ul style="list-style-type: none"> - Is efficient only with flexible substructures to prevent underestimated seismic demands by SMSA, but it is superfluous for stiff substructures. - Can be ignored if underestimation by SMSA is deemed acceptable up to 15%.
4	$T_d \leq 6$ s	<ul style="list-style-type: none"> Does not provide any obvious effect on the accuracy of SMSA. - Generally covered by the lower limit on the restoring force and can be ignored if the latter is maintained.
5	$F_{resto} \geq 0.025W$	<ul style="list-style-type: none"> - Effective notably for increasing the accuracy of SMSA in presence of stiff substructures and for controlling residual displacement. - Residual displacement is highly correlated to the restoring force, F_{resto}, and predictive equations are proposed to estimate it. - The current limit can result in large residual displacements in HSAs (WNA) and it is proposed to double the minimum required restoring force to limit the residual displacement to 25mm. The new proposed limit for Vancouver (West Coast regions - N.A., HSAs) is: $F_{resto} \geq 0.05W$.

CHAPITRE 4

ANALYTICAL AND NUMERICAL INVESTIGATION OF NATURAL RUBBER BEARINGS INCORPORATING U-SHAPED DAMPERS BEHAVIOUR FOR SEISMIC ISOLATION

Xuan-Dai Nguyen^{1,2}, and Lotfi Guizani^{1,*}

¹Department of Construction Engineering, École de technologie supérieure,
1100 Notre-Dame St W, Montreal, Quebec H3C 1K3, Canada;

²Institute of Techniques for Special Engineering,
Le Quy Don Technical University, Hanoi, Vietnam

*Corresponding author: Lotfi Guizani, Lotfi.Guizani@etsmtl.ca

Cet article a été publié dans "Engineering Structures" - Elsevier,
Vol 243, 15 Septembre 2021, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112647>

4.1 Résumé

Bien que des appuis en caoutchouc naturel (NRB) constituent un système d'appui conventionnel fiable et rentable, ils sont rarement utilisés pour l'isolation sismique à cause de leur faible amortissement. Il existe différents systèmes d'isolation sismique basés sur le NRB, mais la plupart présentent de nombreux inconvénients (leur coût, leur capacité, les effets sur environnement, etc.). L'amortisseur en forme de U (UD) est un dispositif de dissipation d'énergie efficace utilisé dans la conception parasismique. Cependant, la disponibilité de directives et/ou de procédures analytiques et numériques pour comprendre son comportement ou pour l'aiguiller pour fins de conception fait défaut et limite son application. Cet article présente une étude analytique et numérique du comportement cyclique du système NRB combiné avec des UD qui permettent d'augmenter leur capacité d'amortissement et leurs performances sismiques. Une étude analytique sur le système d'amortisseur UD est réalisée pour prédire ses paramètres élastiques initiaux, puis des modèles numériques sont développés pour étudier le comportement non linéaire des NRB-UD combinés sous des cycles de grandes amplitudes. Plusieurs UD et NRBs soumis à des charges cycliques sont ensuite étudiés pour

évaluer leurs comportements et l'effet des différents paramètres géométriques, de chargement et de conception. Les résultats montrent que l'UD dissipe considérablement l'énergie induite par chargement cyclique via de grandes déformations inélastiques et atteint des performances comparables et prévisibles pour les deux directions de chargement dans le plan et hors du plan. Son comportement cyclique dépend des paramètres géométriques et de la limite d'élasticité du matériau. Les formules analytiques développées, validées sur la base d'expériences d'autres chercheurs, fournissent une estimation fiable des paramètres élastiques initiaux de l'UD, ce qui est essentiel pour la sélection et le dimensionnement des conceptions préliminaires des dispositifs. Les systèmes NRB-UDs présentent une capacité de dissipation d'énergie élevée avec des comportements d'hystérésis stables dans toutes les directions. De plus, les performances de ces dispositifs peuvent être facilement ajustées en faisant varier la géométrie, le nombre des éléments et la section transversale des UD, ce qui en fait une solution efficace pour répondre à un large éventail d'exigences de conception d'isolation sismique dans les zones à forte sismicité et à sismicité modérée.

Mots-clés: Isolateur en caoutchouc naturel, amortisseur en forme de U, amortisseur métallique, capacité de dissipation d'énergie, appui fretté amélioré.

4.2 Abstract

Although Natural Rubber Bearings (NRBs) constitute a reliable and cost-effective conventional bearing system, they are rarely used for seismic isolation because of their low damping. There are various seismic isolation systems based on NRB, but they mostly have multiple drawbacks (cost, capacity, environmental, etc.). The U-shaped damper (UD) is an efficient energy dissipating device used in seismic-resistant design. However, no guidelines or procedures are available to understand its behaviour nor for design purposes. This paper presents an analytical and numerical investigation of the cyclic behaviour of the NRB system combined with UD that allow to increase the systems' damping capacity and seismic performance. An analytical study of the UD is performed to predict its initial elastic parameters and numerical models are developed to study the nonlinear behaviour of the NRB-UDs, under large cyclic loadings. A set of UD and NRBs subjected to cyclic loadings are then studied to

investigate their behaviour and the effect of different geometric, loading and design parameters. Results show that the UD significantly dissipates vibration energy based on its large plastic deformations and achieves comparable and predictable performances corresponding to the in-plane and out-of-plane loading directions. Its cyclic behaviour depends on geometrical parameters and material yield stress. The developed analytical formulas provide a reliable estimation of initial elastic parameters of UD, which is essential for the selection and sizing of preliminary designs of the devices. The NRB-UDs systems show a high energy dissipation capacity with stable hysteresis behaviours in any direction. Further, the performance of these devices can be easily adjusted by varying the geometry, number and cross-section of UD, making them an effective solution that meets a wide range of seismic isolation design requirements in high and moderate seismic areas.

Keywords: Natural rubber bearing, U-shaped damper, yielding metallic damper, energy dissipation capacity, improved NRB seismic isolation.

4.3 Introduction

Seismic base isolation (SBI) is one of the most common advanced techniques used today in seismic-resistant design, especially for bridge structures (Buckle et al., 2006; Makris, 2019; Morgan, 2007; Naeim et M. Kelly, 1999). The technique relies on the use of special bearings; called seismic isolators. These bearings provide high vertical stiffness and the capacity needed to support gravity loads and high initial lateral stiffness with sufficient capacity to support lateral non-seismic loads. Under seismic loads, such bearings show large lateral flexibility to shift the fundamental periods and reduce seismic forces transmitted to the structure. Energy dissipating features, which are added or incorporated, are typically used to enhance damping, and thereby control seismic displacement increases resulting from period extension.

Earlier studies have shown that the optimal hysteretic characteristics of the seismic isolation system (SIS) are function of the ground motion characteristics, notably the frequency content (Dicleli et Buddaram, 2006; Dicleli et Karalar, 2011). Recently, Nguyen et Guizani (2020) showed that seismic areas of interest for seismic isolation techniques can be classified into two

classes, having common ground motions characteristics: 1) High seismic areas (HSAs), such as Western North America (WNA) and southeast of Europe, characterised by a rich content at low frequencies and; 2) Moderate seismic areas (MSAs), such as Eastern North America (ENA) and northwest of Europe, characterised by a rich content at high frequencies. They showed that each of these seismic area classes is associated with distinct optimal SIS features: SISs with high damping capacities are required for HSAs to control large displacements and forces, while SISs with moderate damping capacities are the most optimal when it comes to MSAs obtaining minimal seismic force and displacement demands (Nguyen et Guizani, 2020).

Laminated natural rubber bearings (NRBs), which have been in use worldwide for about seventy years, can easily accommodate a lateral flexibility and a vertical bearing capacity, while being produced at high quality and at low cost, making them a very efficient and reliable competitive choice as a bearing system. However, NRBs provide low damping ratios, varying between 3% to 7% (Ashkezari, Aghakouchak et Kokabi, 2008; Busson, 2015; Kumar, Whittaker et Constantinou, 2014), which explains their limited use as SISs. The lead plug laminated rubber bearing (LRB) and high damping rubber bearing (HDRB) are improved variants developed based on the NRB, with enhanced damping capacities, and are widely used for seismic isolation (Al-Anany et Tait, 2017; Ashkezari, Aghakouchak et Kokabi, 2008; Fuller, Ahmadi et Coveney, 1991; Naeim et M. Kelly, 1999; Robinson et Tucker, 1981; Van Engelen, 2019). The practically perfect elastoplastic behaviour of lead and its low yield strength at ambient temperature allow the LRB to accommodate a high energy dissipation capacity with an equivalent viscous damping ratio of up to 30% (Buckle et al., 2006; Choun, Park et Choi, 2014; Robinson, 1982). This system, however, has certain limitations, such as high manufacturing costs and adverse environmental effects due to the presence of lead. The HDRB presents a non-linear behaviour with an equivalent viscous damping ratio varying between 10% to 20% (Abe, Yoshida et Fujino, 2004; Dall'Asta et Ragni, 2006; Naeim et M. Kelly, 1999), optimally meeting the SIS design requirements for structures located in MSAs (Nguyen et Guizani, 2020). Nevertheless, the problems inherent in its material, such as high sensitivity to cold temperatures and the scragging phenomenon, remain major concerns and limitations with this system, when compared to the low damping rubber bearing (natural rubber

bearing) and lead rubber bearing, especially for bridges in cold regions (Buckle et al., 2006; Constantinou et al., 1999; Gu et Itoh, 2010).

Given its low energy dissipation capacity, the NRB is not suitable for HSAs, and does not optimally meet MSA requirements on SISs. Meanwhile, HDRB and LRB devices still have the above-mentioned inherent limitations with a high sensitivity to cold temperatures. Therefore, adding a versatile, reliable, not sensitive to temperature, and cost-effective energy dissipation component to NRB devices which can cover seismic isolation demands for MSAs, HSAs, for new and existing structures is of high interest.

Many solutions have been investigated and/or applied to supplement NRBs with damping for seismic isolation purposes, notably, the use of hydraulic dampers (HDs), shape memory alloys (SMAs), and hysteretic dampers. Each of these solutions has its specific advantages, shortcomings and ease of implementation in real projects. For example, HDs have the advantage of generating damping forces which are not in phase with elastic forces, but rather, are dependent on the vibration velocity, which can lead to an increase in the global structure stiffness during high frequency excitations (Aiken et Kelly, 1996; Constantinou et Symans, 1992). Furthermore, these devices require a complex process to avoid oil leakage, and typically generate relatively high manufacturing, maintenance, and repair costs. SMAs are smart functional materials with very promising potential for increasing damping and reducing residual displacement, while ensuring low sensitivity to environmental effects, long-term durability and ease of maintenance (DesRoches et Smith, 2004; Dezfuli et al., 2017; Habieb, Valente et Milani, 2019; Hamid, Ibrahim et Adnan, 2019; Lagoudas, 2008; Li et al., 2018; Otsuka et Wayman, 1999; Song, Ma et Li, 2006). It can be combined with such commonly available seismic isolation bearings such as NRB (Habieb, Valente et Milani, 2019), LRB (Dezfuli et al., 2017; Li et al., 2018), and friction sliding pendulum (De Domenico, Gandelli et Quaglini, 2020), and provides high seismic performance. However, their high production cost, lower performance at low temperatures (Laplanche et al., 2017; Piedboeuf, Gauvin et Thomas, 1998; Zhang, Camilleri et Zhu, 2007), and their very limited fields of application still represent major obstacles for their larger-scale use.

Metallic hysteretic dampers provide many advantages over other damper types, such as a low fabrication cost, a stable hysteretic behaviour, long-term reliability, high and modulable energy dissipation capacity, and ease of maintenance, which has led to them being extensively studied and widely used over the past few decades (Aghlara et Tahir, 2018; Javanmardi et al., 2020; Kelly, Skinner et Heine, 1972; Skinner, Kelly et Heine, 1974; Tsai et al., 1993; Tyler, 1978; Whittaker et al., 1989; Zhang et al., 2015). These dampers, each with a specific shape (J, X, ring, shear panel, triangular plate) to ensure their plastic deformation capacity, can be used independently or in combination with other devices (e.g., rubber bearings) (Chan, Albermani et Kitipornchai, 2013; Kato et al., 2005; Sheikhi et Fathi, 2020; Suzuki, Watanabe et Saeki, 2005; Xiang, Alam et Li, 2019; Zhou et Han, 2012). Most of these devices have limitations such as a unidirectional behaviour, small displacement capacity and a low design freedom.

The U-shaped damper, which was introduced by Nippon Steel Corporation (Nippon-Steel, 2020; Suzuki, Watanabe et Saeki, 2005), offers great adaptability as it is used either independently or in combination with elastomeric bearings for seismically isolated structures. This device is a U-shaped plate, with constant or varying cross section, manufactured from low carbon steels with high ductility. Its characteristic shape allows to provide a low lateral elastic stiffness without a significant contribution on the flexibility of seismic isolation bearing. The shape and cross section can be tuned so that the plastic deformation spreads over a large portion, if not almost the entirety, of the device length which allows large energy dissipation and post-elastic deformation capacities. In addition to their low cost relative to their durability and energy dissipation capacity and low sensitivity to aging and environmental aspects (temperature), these dampers feature stable hysteresis, large displacement capacity, easy tuning to meet various multi-directional target properties, and notably easy installation, inspection and replacement (Ene et al., 2016; Jiao et al., 2015; Suzuki, Watanabe et Saeki, 2005). When incorporated in bearings, UDs are often installed independently around the bearing, in which case the behaviour of the integrated system can therefore be easily controlled by varying the number and configuration of the UDs. They can provide various levels of energy dissipation capacity, with an effective damping ratio of up to 60%, and the design can easily be adjusted to meet the optimal SIS properties (Taiyari, Mazzolani et Bagheri, 2019). The NRB and UD (NRB-UD) combination system therefore appears to represent a significant improvement of

the NRB, and provides great potential to meet various optimal design requirements of isolated structures in MSAs and HSAs. Furthermore, with these systems, it should be possible to adjust the initial stiffness and resistance of UD devices to ensure a good performance (stiff and elastic) under lateral non-seismic loads (e.g., wind and braking), with a low post-elastic stiffness for strong seismic ground motions. Furthermore, for the combined NRB-UD system, the majority of the energy is dissipated by UD component which is insensitive to low ambient temperatures. As a result, the sensitivity of the NRB-UD energy dissipation capacity (damping) to temperature and other conditions (i.e. scragging, internal heating, etc.) is largely mitigated which features this system more stable and reliable hysteretic properties than the HDRB, LRB, or the NRB alone.

The geometrical parameters and operating directions of UDs are the primary parameters governing its hysteresis behaviour (Jiao et al., 2015; Khatibinia, Jalali et Gharehbaghi, 2019; Stiemer et Barwig, 1985; Suzuki, Watanabe et Saeki, 2005; Taiyari, Mazzolani et Bagheri, 2019). Recent experimental studies have demonstrated the high effectiveness of the UD in dissipating energy and its application in seismic isolation (Deng et al., 2015; Ene et al., 2016; Jiao et al., 2015; Oh et al., 2013; Stiemer et Barwig, 1985; Suzuki, Watanabe et Saeki, 2005). However, these studies were performed on independent devices, not combined with NRB, and focusing on the optimal geometry (Deng et al., 2015; Khatibinia, Jalali et Gharehbaghi, 2019) and the fatigue life of the device (Jiao et al., 2015; Konishi et al., 2012). The incorporated NRB and U-shaped damper system has undergone very limited seismic performance evaluation, and in some cases, this evaluation has not been published at all due to the manufacturer's copyright. Furthermore, no detailed analytical formulation of the main hysteretic features of the UD as a function of its geometric and material properties is available. This formulation is essential for its extended use in combination with NRB or other bearing types, and is crucial for its preliminary selection and sizing.

This paper aims to carry out an analytical formulation and numerical evaluation of the behaviour of the laminated rubber bearing and U-shaped damper (NRB-UD) combination system under cyclic loadings and to investigate its hysteretic features as a function of the geometrical and material properties of the components.

To this end, an analytical formulation of the initial elastic behaviour of the UD is first proposed. Analytical expressions are derived to estimate the initial stiffness and yield strength of the UD. Then, nonlinear, large-displacement, finite element (FE) models of the NRB and UD are separately developed and validated with experimental results from the literature. The analytical expressions proposed for the initial UD properties are then validated with numerical and available experimental results. Furthermore, a parametric study of the UDs is carried out to investigate the effect of geometrical parameters and the loading direction on their behaviour under large displacement cycles. Based on a combination of the numerical models of the NRB and UDs, sets of different NRB-UD combinations and configurations are analysed under large cyclic loadings. The contributions of the UDs are evaluated by comparing the effective parameters of the NRB-UD and the original NRB, such as effective stiffness (K_{eff}), equivalent viscous damping ratio (β_{eff}), and the energy dissipated per cycle (EDC). Finally, an equivalent bilinear model of the hysteresis behaviour of the NRB-UD is formulated based on the analytical and numerical results.

4.4 Analytical formulation of NRB and UD

4.4.1 Natural rubber bearing

Figure 4.1 presents typical replaceable NRB devices. It consists of two steel sealing plates vulcanized on the top and bottom of the laminated rubber bearing and attached to the top and bottom anchoring/loading plates. The laminated rubber bearing is composed of multilayers of rubber (typ. 10-20mm) vulcanized to thin reinforcing steel plates (typ. 3mm) arranged in alternation in a cylindrical or a rectangular cuboid shape and covered by an outer rubber film (typ. 3-6mm).

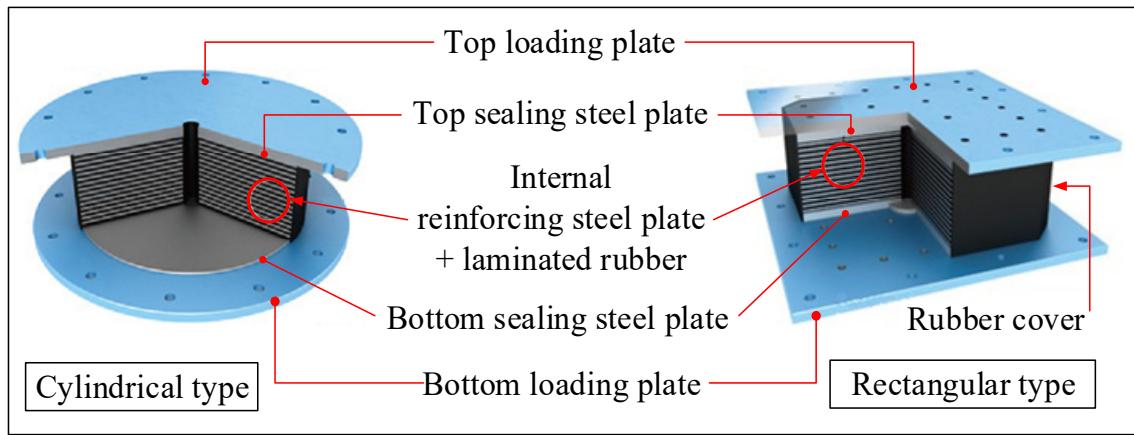


Figure 4.1 Laminated natural rubber bearing
Taken from OILES (2020)

The performance of NRB depends primarily on the mechanical properties of rubber, the effective cross-sectional area, and the thickness of the rubber layers.

The main feature of the cyclic behaviour of NRB is its horizontal stiffness, K_{h_NRB} , given by:

$$K_{h_NRB} = \frac{GA}{t_r} \quad (4.1)$$

where G is the shear modulus of rubber, A is the effective cross-section area of the bearing, and t_r is the total thickness of rubber layers (Naeim et M. Kelly, 1999).

4.4.2 Analytical formulation of the U-shaped damper

Some previous analytical studies have been carried out on the U-shaped damper or similar (Baird et al., 2014; Deng, Pan et Wang, 2013; Jamkhaneh, Ebrahimi et Amiri, 2019). Jamkhaneh, Ebrahimi et Amiri (2019) and Baird et al. (2014) presented a study of the U-shaped damper for steel moment resisting frame and structural walls, where the initial elastic stiffness of the device is formulated only for the semi-circle part. Deng, Pan et Wang (2013) studied the crawler steel damper for bridge, which is composed of U elements with constant section operating in-plane. However, these studies only consider the device operating in-plane loading case, with different constraints, and did not consider the out-of-plane loading case. This

constitutes a major limitation, especially for bidirectional isolation. Furthermore, these studies did not consider axial load on the yield strength of U-shaped damper. Also, some have the assumption that the material ultimate stress is equal to 1.5 its yield stress, and that the stress distribution across the section remains linear (Bernoulli-Euler assumption) up to such level. This is an approximation that limits generalization of the results. In this section, the detailed solutions of the U-shaped damper that operates under a general bidirectional loading, involving in-plane load and out-of-plane load, is provided.

A typical geometrical configuration of the general UD is illustrated in Figure 4.2(a). It includes two straight parts (lower and upper), of length L , connected by a semi-circle part. It has a rectangular cross-section with a constant thickness t and a width varying linearly from w_0 at the extremity to w_2 at the transition to the circular part. The latter is characterized by a radius R and a constant rectangular cross-section ($t \times w_2$).

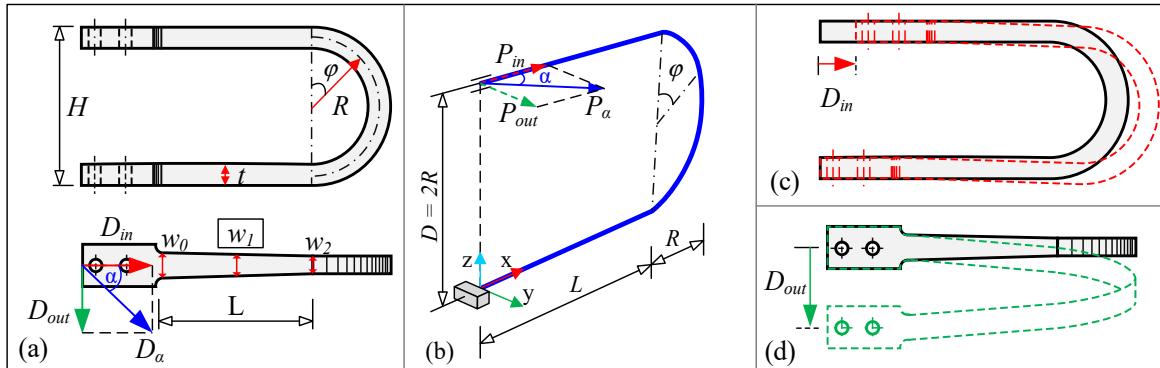


Figure 4.2 U-shaped damper: Geometrical parameters and orthogonal lateral deformation modes

In practical applications, the UD is bolted to the top and bottom loading steel plates of the seismic isolation bearings and can be oriented in any lateral direction. For bridge applications, the deformations of the UD are caused by relatively horizontal movements between the superstructure and the substructure. Therefore, the damper can be modelled as a curved beam clamped (fixed) at the two ends subjected to a general lateral force, P_α , at the upper end, as shown in Figure 4.2(b). Figure 4.2(c) and (d) present principles and deformed shapes of the device under two orthogonal loading directions of 0° (in-plane) and 90° (out-of-plane),

respectively. Displacements in any direction α (Figure 4.2(a)), D_α , are expressed in terms of in-plane and out-of-plane displacements, D_{in} and D_{out} , respectively, as follows:

$$D_{in} = D_\alpha \cos \alpha, \quad D_{out} = D_\alpha \sin \alpha \quad (4.2)$$

The force P_α can be similarly divided into two orthogonal components following Eq.(4.2), and the general bidirectional behaviour is therefore obtained by combining the responses in the two orthogonal, in-plane and out-of-plane responses.

The main assumption of the analytical study of the U-shaped damper is that the material is homogeneous and isotropic; shear deformations are negligible and the plane section before deformation remain plane after deformation; deformations are small and second order effects negligible. Given practical dimensions, the contributions of the normal and shear forces to the elastic strain energy stored in the device are relatively negligible when compared with those associated with the bending and torsional moments. The material steel used is assumed to show a plastic plateau and the section is compact (no local buckling) so that the section can develop a fully plastic moment with a uniform stress equal to the yield stress. Therefore, the elastic strain energy stored in the device, U , is determined as follows (Bayoumi, 2018):

$$U = \int_{L_T} \frac{M_{by}^2(s)}{2EI_y(s)} ds + \int_{L_T} \frac{M_{bz}^2(s)}{2EI_z(s)} ds + \int_{L_T} \frac{M_{tx}^2(s)}{2GJ_{tx}(s)} ds \quad (4.3)$$

where M_{by} , M_{bz} , EI_y , EI_z are the bending moments and bending stiffness about the Oy and Oz axes, respectively; M_{tx} and GJ_{tx} are the torsional moment and torsional stiffness about the x-axis, and L_T is the total length of the device (see Figure 4.2 and Figure 4.3). Figure 4.3 illustrates two mechanical models of the U-shaped device subjected to two orthogonal directions of loading: 0^0 loading case (in-plane) and 90^0 loading case (out-of-plane). In order to simplify the calculation of the above integrals, it is assumed that the cross-section of the straight parts is constant, as determined by the cross-section at its middle, characterized by w_1 and t , where $w_1 = 0.5(w_0 + w_2)$ (see Figure 4.2(a)).

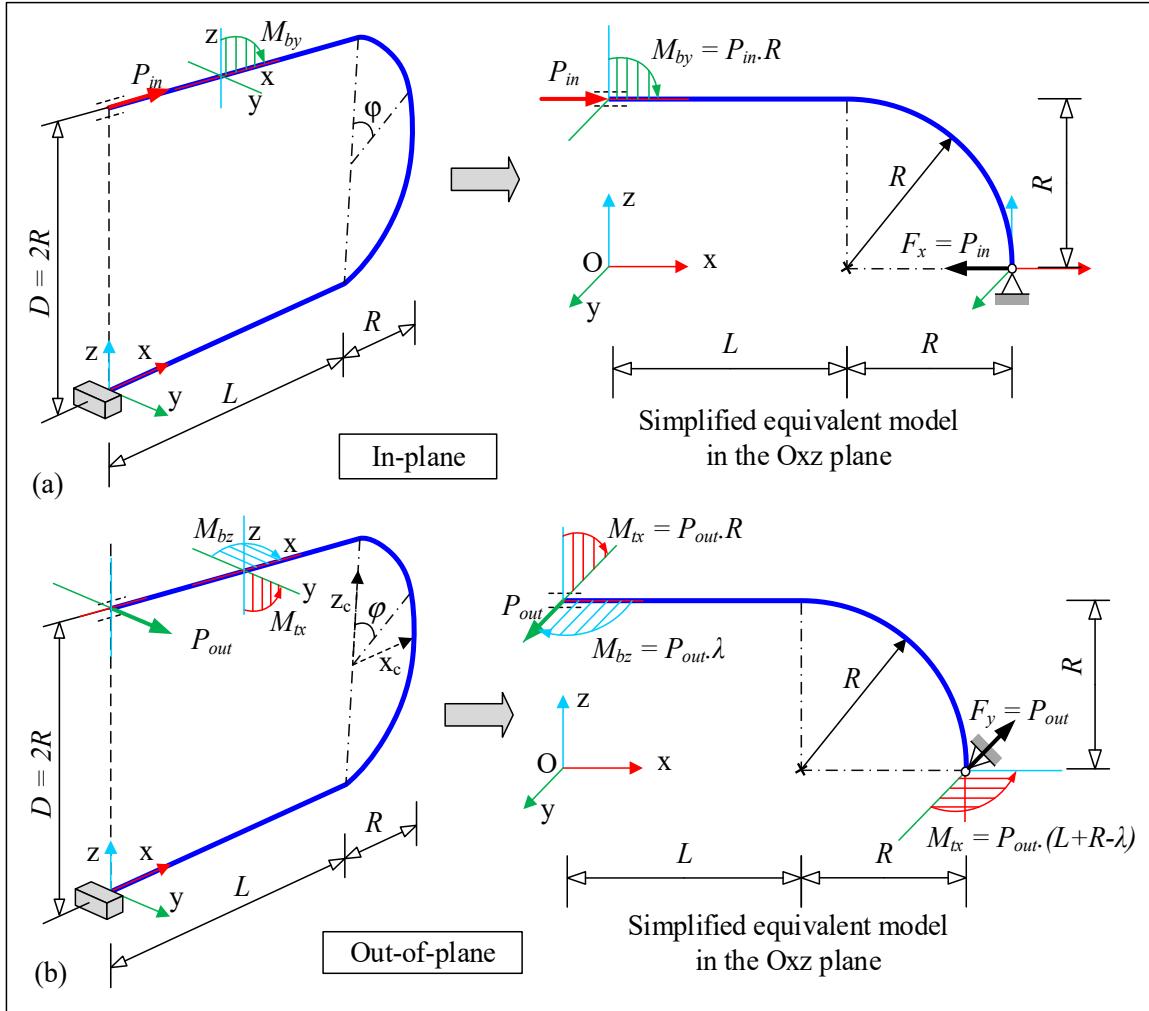


Figure 4.3 Structural models of U-shaped damper subjected to in-plane and out-of-plane loading

Internal bending and torsional moments along the device can be easily derived using the symmetric configuration of the device subjected to antisymmetric loading conditions P_{in} or P_{out} , which implies the structural models shown in Figure 4.3. Consequently, for the in-plane loading case shown in Figure 4.3(a), the stored strain energy is therefore:

$$U_{in} = \int_{L_T} \frac{M_{by}^2(s)}{2EI_y(s)} ds = 2 \int_0^L \frac{(P_{in} \cdot R)^2}{2EI_{y1}} dx + \int_{-\pi/2}^{\pi/2} \frac{(P_{in} \cdot R \cdot \cos \varphi)^2}{2EI_{y2}} R d\varphi \quad (4.4)$$

where $EI_{y1} = w_1 t^3/12$, $EI_{y2} = w_2 t^3/12$.

The horizontal displacement, D_{in} , can be determined by Castigliano's second theorem as follows:

$$D_{in} = \frac{\partial U_{in}}{\partial P_{in}} = P_{in} \cdot \left(\frac{2L.R^2}{EI_{y1}} + \frac{\pi.R^3}{2EI_{y2}} \right) \quad (4.5)$$

The initial elastic stiffness of the device, K_u , that is, the ratio of force (P_α) divided by the displacement (D_α), is obtained as follows:

$$K_u^\alpha = \frac{P_\alpha}{D_\alpha} = \frac{P_\alpha}{\partial U / \partial P_\alpha} \quad (4.6)$$

The in-plane initial stiffness of the device is therefore:

$$K_u^0 = \frac{P_{in}}{D_{in}} = \frac{1}{\left(\frac{2L.R^2}{EI_{y1}} + \frac{\pi.R^3}{2EI_{y2}} \right)} \quad (4.7)$$

The bending moment is constant along the upper and lower straight segments of the U-damper and given the studied geometry of Figure 4.2, the critical section is located at the transition between the straight part and the curved part. This section is assumed to be a compact section which fully plasticizes under the effects of the yield strength, P_y^0 . As long as the overall buckling is not governing, combining bending and axial internal forces, the in-plane yield strength is obtained:

$$P_y^0 = \sigma_y \cdot \left(-2.R.w_2 + w_2 \cdot \sqrt{t^2 + 4R^2} \right) \quad (4.8)$$

Similarly, the initial parameters (initial stiffness and yield strength) for the out-of-plane loading case can be determined from the model as shown in Figure 4.3(b). This loading case is governed by out-of-plane bending and torsion. The following cross-section properties (moment of inertia ($I_{z,i}$), torsion moment of inertia (J_{xi})) are used for the straight parts and the

curved part of the device (assuming the width, w_i , is equal or larger than the thickness, t , at any section, otherwise, they will be displaced in the formulas of J_{xi}):

Straight part: $I_{z1} = t \cdot w_1^3 / 12; J_{x1} = \alpha_t \cdot w_1 \cdot t^3$

Curved part: $I_{z2} = t \cdot w_2^3 / 12; J_{x2} = \alpha_t \cdot w_2 \cdot t^3$

where α_t is the Saint-Venant torsional constant of the cross-section, determined based on dimensional cross-section properties (Bayoumi, 2018; Shigley, 2011). For the rectangular cross-section, these factors are detailed in Tableau 4.1.

Tableau 4.1 Saint-Venant torsional constants for rectangular cross-sections

w/t^*	1	1.5	2	2.5	3	4	5	6	10	∞
α_t	0.141	0.196	0.229	0.249	0.263	0.281	0.291	0.299	0.312	0.333

* assuming that $w \geq t$

The strain energy for this case is calculated by the following equations (Bayoumi, 2018):

$$U_{out} = \int_{L_T} \frac{M_{bz}^2(s)}{2EI_z(s)} ds + \int_{L_T} \frac{M_{tx}^2(s)}{2GJ_{tx}(s)} ds \quad (4.9)$$

where:

$$\begin{aligned} \int_{L_T} \frac{M_{bz}^2(s)}{2EI_z(s)} ds &= \int_L \frac{P_{out}^2(x-\lambda)^2}{2EI_{z1}} dx + \int_L \frac{P_{out}^2(x-L+\lambda)^2}{2EI_{z1}} dx \\ &+ \int_{-\pi/2}^{\pi/2} \frac{P_{out}^2 R(L-\lambda)^2}{2EI_{z2}} \cos^2 \varphi d\varphi \end{aligned} \quad (4.10)$$

$$\int_{L_T} \frac{M_{tx}^2(s)}{2GJ_{tx}(s)} ds = 2 \int_L \frac{P_{out}^2 R^2}{2GJ_{x1}} dx + \int_{-\pi/2}^{\pi/2} \frac{P_{out}^2 R(R+L \sin \varphi - \lambda \sin \varphi)^2}{2GJ_{x2}} d\varphi \quad (4.11)$$

with:

$$\lambda = \frac{4R^2 + \pi L \cdot R}{\pi R + GJ_{x2} (4L/EI_{z1} + \pi R/EI_{z2})} + \frac{2L^2/EI_{z1} + \pi L \cdot R/EI_{z2}}{\pi R/GJ_{x2} + 4L/EI_{z1} + \pi R/EI_{z2}} \quad (4.12)$$

Similarly, the displacement D_{out} can be determined as follows:

$$D_{out} = \frac{\partial U_{out}}{\partial P_{out}} = \frac{2P_{out}L(L^2 - 3L\lambda + 3\lambda^2)}{3EI_{z1}} + \frac{P_{out}R\pi(L - \lambda)^2}{2EI_{z2}} + \frac{2P_{out}LR^2}{GJ_{x1}} + \frac{P_{out}R\{\pi[(L - \lambda)^2 + 2R^2] + 8R(L - \lambda)\}}{2GJ_{x2}} \quad (4.13)$$

The initial stiffness of the device is obtained as follows:

$$\frac{1}{K_u^{90}} = \frac{D_{out}}{P_{out}} = \frac{2LR^2}{GJ_{x1}} + \frac{R\{\pi[(L - \lambda)^2 + 2R^2] + 8R(L - \lambda)\}}{2GJ_{x2}} + \frac{2L(L^2 - 3L\lambda + 3\lambda^2)}{3EI_{z1}} + \frac{R\pi(L - \lambda)^2}{2EI_{z2}} \quad (4.14)$$

The device's yield strength under out-of-plane loading can be determined from the full plastic condition at three specific cross-sections comprising the end section of the straight part ($P_{y,0}^{90}$), the transition position of the straight part and the curved part ($P_{y,2}^{90}$), and the middle of the curved part ($P_{y,3}^{90}$), as follows:

$$P_{y,0}^{90} = \sigma_y \frac{t \cdot w_0^2}{4\lambda}; \quad P_{y,2}^{90} = \sigma_y \frac{t \cdot w_2^2}{4(L - \lambda)}; \quad P_{y,3}^{90} = \sigma_y \cdot \frac{t^2 (12w_2 - 5t)}{24\sqrt{3}(L + R - \lambda)} \quad (4.15)$$

The device's yield strength is determined when any section reaches the fully plastic state, therefore:

$$P_y^{90} = \min(P_{y,0}^{90}, P_{y,2}^{90}, P_{y,3}^{90}) \quad (4.16)$$

Practically, the initial parameters related to the elastic operating state of the device (K_u, P_y) can be estimated through the above approximate formulas. However, the device's post-elastic stiffness (K_d) is difficult to estimate analytically because of the strong nonlinearity of the UD. Numerical modelling and simulation are, therefore, more appropriate and are often recommended for investigating the post-elastic state behaviour through parametric studies.

4.4.3 Combination of natural rubber bearing and U-shaped damper (NRB-UD)

In the incorporated system with NRB, UD can be assembled around the bearing, in many configurations, including as individual U-elements distributed in a symmetrical form by 2-4-6-8 units and joined to the top and bottom plates of the bearing. Figure 4.4 illustrates several common types of combination NRB round type with UD (Nippon-Steel, 2020). Accordingly, N-types are used for normal location, L-types for corner columns, and T-types are applied to perimeter columns in buildings.

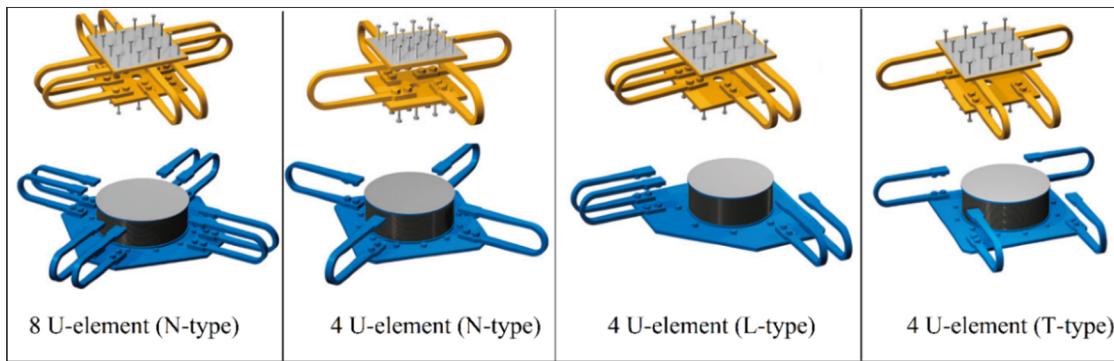


Figure 4.4 Line-up of U-shaped damper device with NRB
Adapted from Nippon-Steel (2020)

As shown in the figures, each UD-element is installed independently of each other. Therefore, the contribution of these elements to the base isolation performance is a simple sum, with respect to their directions, of the contribution of devices. The stiffness and the energy dissipation capacity of the combination system can be simply controlled by the number of U-elements in each principal direction.

4.5 Numerical models

In this section, 3D finite element models of the UD, NRB, and NRB-UDs devices are developed and nonlinear static analyses with large deformations are performed by the Abaqus software (Abaqus, 2014).

4.5.1 NRB Model

Many numerical studies have been performed on the mechanical behaviour of natural rubber to model the NRB device. Most of them propose the hyper-elastic model for response simulation of the natural rubber, with the stress-strain relationship deriving from a strain energy density function (Khajehsaeid, Arghavani et Naghdabadi, 2013; Kim et al., 2012; Leng et al., 2019; Marckmann et Verron, 2006; Tayeb et al., 2020). Accordingly, the three models of Neo-Hookean (Rivlin, 1948), Mooney-Rivlin (Mooney, 1940; Rivlin, 1948), and Ogden (Ogden, 1997) have been widely used to model hyperplastic materials. In this research, the Ogden model, which was found to have a better agreement with the test data than others, and which is commonly used for modelling large deformations in hyper-elastic materials, is preferred for modelling the natural rubber to study the seismic performance of NRB (Busson, 2015; Kim et al., 2012; Ohsaki et al., 2015).

Accordingly, the strain energy function is expressed as follows:

$$U = \sum_{i=1}^3 \frac{2\mu_i}{\alpha_i^2} (\bar{\lambda}_1^{\alpha_i} + \bar{\lambda}_2^{\alpha_i} + \bar{\lambda}_3^{\alpha_i} - 3) + \sum_{i=1}^3 \frac{1}{D_i} (J^{el} - 1)^{2i} \quad (4.17)$$

where U is the strain energy per unit of reference volume, for $i=1-3$, $\bar{\lambda}_i = J^{-1/3} \lambda_i$ are the deviatoric principal stretches; λ_i are the principal stretches; μ_i (unit in pressure) and α_i (dimensionless) are material parameters related to the model, and D_i are parameters related to the compressibility of the material, and are used to indicate volume change. $J^{el} = J/(1+\varepsilon^{th})^3$ is the elastic volume ratio, where J is the total volume ratio and ε^{th} is the linear thermal expansion strain equal to zero due to the effect of temperature being not considered in our study.

The initial shear modulus, G , and bulk modulus, K (unit pressure), are given by Abaqus (2014):

$$G = \sum_{i=1}^3 \mu_i; \quad K = 2 / D_i \quad (4.18)$$

The Poisson's ratio (ν) is calculated from the initial shear modulus and initial bulk modulus as:

$$\nu = \frac{3K / G - 2}{6K / G + 2} \quad (4.19)$$

A specific NRB specimen which has been tested by Saidou (Busson, 2015; Gauron et al., 2018) is selected and modelled, as shown in Figure 4.5(a). Accordingly, the natural rubber used for the specimen has a hardness 55 Shore A, a shear modulus $G = 0.695$ MPa, a buckle modulus $K = 2000$ MPa, and a Poisson's ratio $\nu = 0.4998$. The results of uniaxial tension and pure-shear tests by Busson (2015), which were used to calibrate the Abaqus numerical model, are shown in Figure 4.5(b) and (c), respectively. However, the hyper-elastic model does not provide any dissipation capacity. This leads to inconsistency with the experimental results, in which the damping effects are often produced in the form of a hysteresis loop, as illustrated in Figure 4.6(b). In such a context, Abaqus provides two models for use in incorporating the hysteresis of the rubber in parallel with a hyper-elastic model: 1) the Mullins effect model and; 2) the creep model (Abaqus, 2014). The creep model is preferred in this study because of the Mullins effect is not at play, nor are parameters specific to the tested material, or the experimental unloading-reloading data. To do so, the creep parameters, including the stress scaling factor (S), the creep parameter (A), the effective stress exponent (m), and the creep strain exponent (C), are used to define the hysteresis and damping properties of the rubber material model (Abaqus, 2014). As recommended by Abaqus, this study adopts the values proposed by Bergström et Boyce (1998), based on experimental results for common elastomers, for these parameters: $S = 1.6$, $A = 0.56$ (MPa) $^{-5}s^{-1}$, $m = 5$, and $C = -1$. The steel plates are assumed to have an elastic-perfect plastic behaviour, $E = 200$ GPa, $\sigma_y = 300$ MPa, and $\nu = 0.3$.

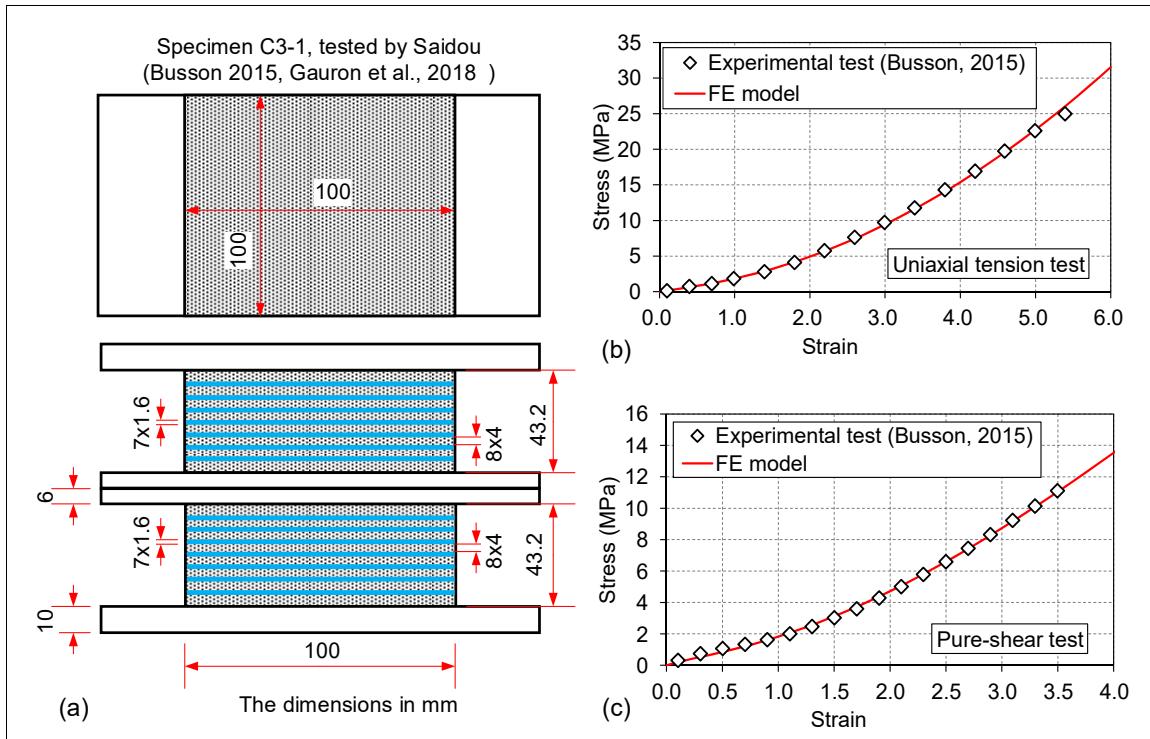


Figure 4.5 Natural rubber bearing model: (a) Dimension of specimen; (b, c) Material behaviour for modelling on Abaqus

The NRB load-displacement relationship is determined numerically using a FE model and non-linear analysis, and is compared with experimental results to validate the numerical and material model of rubber. The standard eight-node linear brick elements, C3D8, and a hybrid version adapted for hyper-elastic materials, C3D8H, are selected for modelling the steel plates and rubber, respectively (Abaqus, 2014).

The numerical simulation reproduces the experimental test by Saidou (Busson, 2015; Gauron et al., 2018), where the NRB is subjected to a series of three cycles of horizontal displacements, at increasing shear strain amplitudes of 10%, 25%, 50%, 75%, 100%, 125%, and 150%. Figure 4.6 shows a comparison of the numerical analysis results with the experimental results; specifically, it shows the deformed shape at the maximum deformation (150%; 48 mm) and a juxtaposition of the hysteresis loops. It can be seen that there is very good agreement, notably for the hysteresis reproduction by the model. Slight differences between the two hysteresis curves are observed and are deemed acceptable. A mesh with the largest size limited to 20 mm is chosen. A finer mesh, with 5 mm as maximum size, has been also performed to investigate

the sensitivity of the response to the mesh size. The obtained results show a deviation of 1% in the stored energy while the finer mesh provides smoother hysteresis loops, especially in the transition zone between elastic-plastic states, without altering the response.

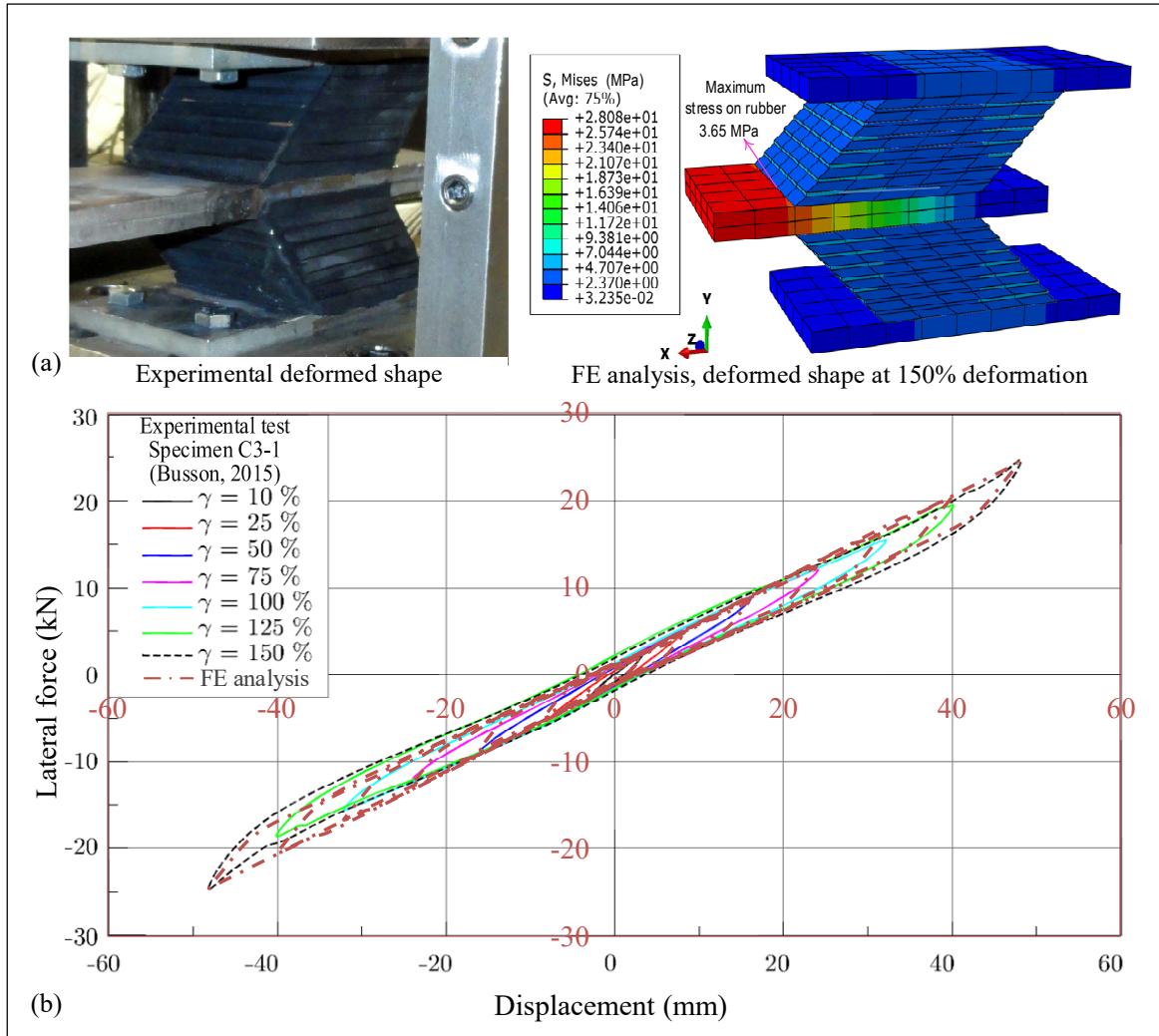


Figure 4.6 Experimental test and numerical analysis of NRB: (a) Deformed shapes of the device; (b) Comparison of hysteresis loops between experimental test and FE analysis

Based on the obtained hysteretic response, the effective properties of the linear equivalent system, namely, the effective stiffness (K_{eff}) and the equivalent viscous damping ratio (β_{eff}) of NRB, can be determined as follows (AASHTO, 2014; Buckle et al., 2006; CSA-S6, 2019; Naeim et M. Kelly, 1999):

$$K_{\text{eff}} = \frac{|F_{\max}| + |F_{\min}|}{|D_{\max}| + |D_{\min}|}; \quad \beta_{\text{eff}} = \frac{EDC}{2\pi K_{\text{eff}} D_{\max}^2} \quad (4.20)$$

where F_{\max} and F_{\min} correspond, for a given level of deformation, to the maximum and minimum values of the lateral force within the cycle; D_{\max} and D_{\min} are the maximum and minimum displacements, and EDC is the energy dissipated during the cycle, measured by the area of the hysteresis loop corresponding to the considered cycle. The resulting properties obtained from the numerical and experimental results are compared in Figure 4.7.

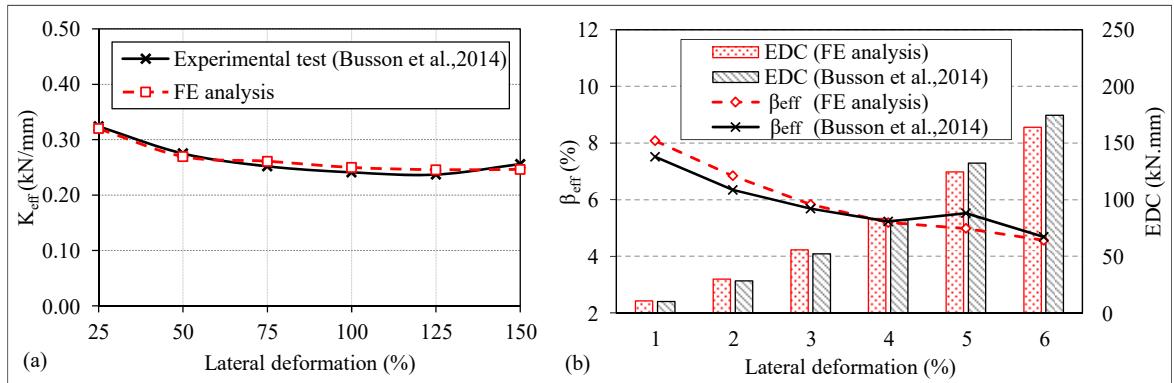


Figure 4.7 Experimental and numerical results of NRB: (a) Effective stiffness, K_{eff} ; (b) EDC and Equivalent damping ratio, β_{eff}

As shown in the figures, there is good agreement between the numerical analysis and experimental results, confirming the suitability of the material parameters used in the numerical analysis.

4.5.2 U-shaped damper model

The finite element model of a specific UD device (specimen UD40) made of the Japanese structural low-carbon steel SN490B, is analysed and compared with results of experimental studies conducted by Jiao et al. (2015) to calibrate the UD numerical modelling. The geometrical parameters and the material behaviour under monotonic loading (primary curve) of the specimen are shown in Figure 4.8(a) and (b).

The combination nonlinear isotropic-kinematic hardening model is preferred for numerical analyses as it provides the closest approximation explaining the hysteresis behaviour of structural steel subjected to cyclic loading and large strains (Abaqus, 2014).

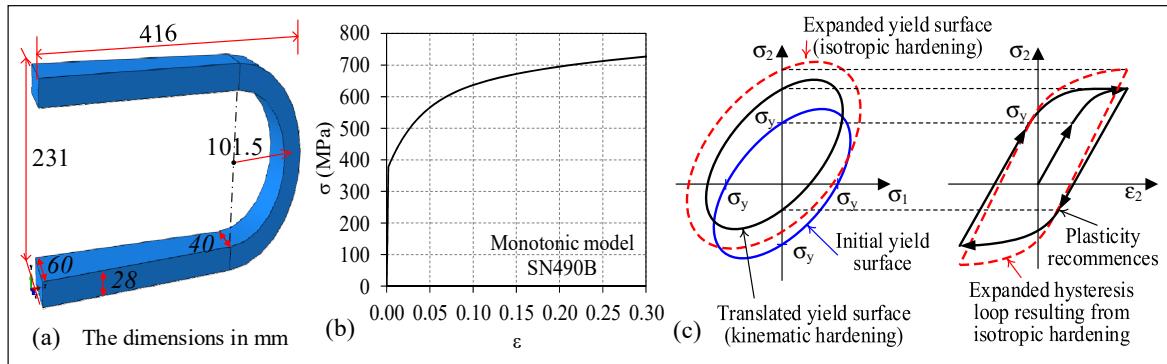


Figure 4.8 (a) Shape parameters of UD40 device; (b) Material behaviour of Japanese low carbon steel (SN490B) for modelling; (c) Combined isotropic-kinematic hardening behaviour
Taken from Dunne et Petrinic (2005)

Accordingly, the isotropic hardening component is defined as follows:

$$\sigma^0 = \sigma_0 + Q_\infty \left(1 - e^{-b\epsilon^{pl}}\right) \quad (4.21)$$

The kinematic hardening component is defined as:

$$\alpha = \sum_{k=1}^n \frac{C_k}{\gamma_k} \left(1 - e^{-\gamma_k \epsilon^{pl}}\right) \quad (4.22)$$

where σ_0 is the initial yield stress at zero plastic strain.

Q_∞ , b , C , γ are the material parameters that must be calibrated from cyclic test data, and n is the number of back-stresses.

The material cyclic hardening parameters of the U-shaped steel (SN490B) used are derived from experimental measurements results (Jiao et al., 2015; Myers, 2009), as shown in Tableau 4.2 (for $n = 1$). The schematic of the yield surface and stress-strain curve of the isotropic-kinematic hardening model is shown in Figure 4.8(c). The 8-node brick element

C3D8R, a reduced integration points version of the standard brick element C3D8, is used with a specified fine mesh (maximum size: 7.5mm thickness and 15mm for the other dimensions) for modelling the device (Abaqus, 2014). Several analyses with smaller mesh sizes have been performed and the obtained results show a negligible effect on the analysis results, except for smoother hysteresis loops at the from the elastic to the post-elastic stage.

Tableau 4.2 Material properties of UD40 (SN490B)

Steel	E	ρ	ν	C	γ	σ_o	Q	b
	MPa	kg/m ³	-	MPa	-	MPa	MPa	-
SN490B	200000	7850	0.3	5792	28	378	207	4

The sinusoidal displacement protocol applied to the device corresponding to the two separate orthogonal directions (0^0 and 90^0) is as follows:

$$D(t) = 250 \sin(0.5\pi t) \text{ (mm)} \quad (4.23)$$

Figure 4.9 shows the hysteretic results of the numerical analyses. A very good agreement is obtained between the numerical and experimental hysteresis loops.

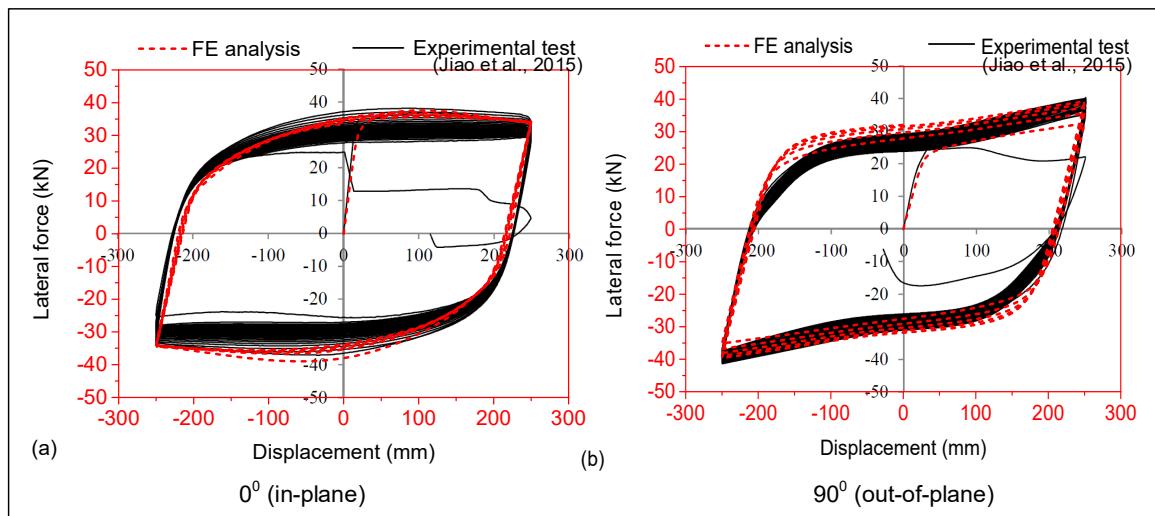


Figure 4.9 Comparison between FE analysis (this paper) and the experimental study:
(a) 0^0 (in-plane); (b) 90^0 (out-of-plane)

4.6 Parametric study of NRB-UD hysteresis behaviour

4.6.1 Numerical program

Based on the above calibrated material model, a numerical parametric study on U-shaped devices is conducted to investigate their behaviour with different geometrical properties, also allowing the verification of the estimation formula derived from the above analytical study. A series of typical NRB specimens and UD elements are then selected for analysis within the parametric study to evaluate the performance of the NRB-UD combination system. The geometrical parameters of the NRB specimens are detailed in Tableau 4.3.

Tableau 4.3 Geometry properties of studied NRB specimens

Specimen	Cross-section x total height* (mm)	Rubber layers – Steel shims (Number of layers x thickness)
NRB1	450 x 350 x 100	5 x 17.600 mm – 4 x 3 mm
NRB2	450 x 350 x 150	8 x 16.125 mm – 7 x 3 mm
NRB3	550 x 450 x 100	5 x 17.600 mm – 4 x 3 mm
NRB4	550 x 450 x 150	8 x 16.125 mm – 7 x 3 mm
NRB5	600 x 600 x 100	5 x 17.600 mm – 4 x 3 mm
NRB6	600 x 600 x 150	8 x 16.125 mm – 7 x 3 mm

*: Excluding the external steel plates

Earlier studies showed that higher stresses concentrate on the straight parts and are reduced toward the curved part of the U-shaped damper subjected to in-plane loading, while uniform stresses develop in most cross-sections along the length of devices subjected to out-of-plane loading (Atasever, Celik et Yuksel, 2018; Khatibinia, Jalali et Gharehbaghi, 2019; Oh et al., 2013). Further, in order to avoid significantly altering the original lateral flexibility of the bearing, the UD should have a low initial stiffness. This is better obtained with a gradually reduced cross-section as we go from the straight part toward the curved one.

A series of U-shaped damper specimens, selected in two main groups according to their height (i.e., H = 100 mm and H = 150 mm, in accordance with the NRB devices), are performed with varying geometrical parameters and operating directions (Figure 4.2 and Tableau 4.4). Accordingly, twelve specimens are investigated under cyclic loading, with different amplitudes corresponding to the multiple levels of shear strain, such as 5%, 25%, 50%, 75%, 100%, 125%, and 150%. In total, 25 U-shaped damper models are performed by finite element analysis. The NRB-UD combinations devices studied are detailed in Tableau 4.5, with a total of 12 analysed models.

Tableau 4.4 Geometry properties of U-shaped damper for analysis

Specimens	H (mm)	L (mm)	w ₀ (mm)	w ₂ (mm)	t (mm)	Loading direction
UD1	100	150	40	20	15	0 ⁰ , 90 ⁰
UD2	100	150	40	30	20	0 ⁰ , 90 ⁰
UD3	100	200	40	20	15	0 ⁰ , 45 ⁰ , 90 ⁰
UD4	100	200	40	30	20	0 ⁰ , 90 ⁰
UD5	100	250	40	20	15	0 ⁰ , 90 ⁰
UD6	100	250	40	30	20	0 ⁰ , 90 ⁰
UD7	150	200	40	20	15	0 ⁰ , 90 ⁰
UD8	150	200	40	30	20	0 ⁰ , 90 ⁰
UD9	150	300	40	20	15	0 ⁰ , 90 ⁰
UD10	150	300	40	30	20	0 ⁰ , 90 ⁰
UD11	150	400	40	20	15	0 ⁰ , 90 ⁰
UD12	150	400	40	30	20	0 ⁰ , 90 ⁰

Tableau 4.5 Details of NRB-UD specimens for analysis

NRB specimens	Combination with U-shaped devices	
	N-type	T-type
NRB1 (450x350x100)	4UD3-0 ⁰ , 4UD3-45 ⁰ , 4UD3-90 ⁰	4UD3
NRB2 (450x350x150)	-	4UD10
NRB3 (550x450x100)	-	4UD3
NRB4 (550x450x150)	-	4UD10
NRB5 (600x600x100)	-	4UD3
NRB6 (600x600x150)	2UD10 (L-type), 6UD10, 8UD10	4UD10

4.6.2 Cyclic behaviour of UD

4.6.2.1 Effect of the loading direction

The effect of different loading directions on the cyclic behaviour of U-shaped dampers is determined through analyses of specimen UD3, with three typical directions: 0^0 (in-plane), 45^0 (bi-plane), and 90^0 (out-of-plane). Figure 4.10 illustrates the Von Mises stress distribution along the length of the device at the maximum deformation (150%) and its respective hysteresis curves. It shows the significant differences in stress distributions existing between the in-plane loading case (the highest stress concentrates at the smallest cross-section of the straight parts) and the out-of-plane loading case (the stress distributes uniformly along the length of the device), as mentioned above. Maximum mesh size of 7.5 mm is used and found adequate. A finer mesh, with half maximum size, exhibited practically identical results with only a slight difference within the elastic-plastic transition zone for the out-of-plane loading case.

The effective stiffness, K_{eff} , the equivalent viscous damping, β_{eff} , and the EDC of the device determined, through Eq.(4.20), from the hysteresis loops obtained as a function of the imposed lateral deformation are shown in Tableau 4.6 and Figure 4.11.

Tableau 4.6 Effective parameters of specimen UD3

Deformation (%)	0^0 (in-plane)			45^0 (bi-direction)			90^0 (out-of-plane)		
	K_{eff} (kN/mm)	β_{eff} (%)	EDC (kN.mm)	K_{eff} (kN/mm)	β_{eff} (%)	EDC (kN.mm)	K_{eff} (kN/mm)	β_{eff} (%)	EDC (kN.mm)
5	1.383	0.00	0	1.001	0.00	0	0.663	0.00	0
25	0.587	31.00	550	0.490	28.84	427	0.455	16.92	233
50	0.324	40.81	1600	0.272	39.40	1296	0.265	33.30	1066
75	0.218	44.04	2633	0.193	42.52	2243	0.203	37.12	2060
100	0.163	45.23	3582	0.152	43.79	3232	0.173	37.88	3180
125	0.127	46.10	4464	0.127	44.28	4275	0.153	37.59	4359
150	0.102	46.93	5207	0.111	44.06	5331	0.137	36.73	5470

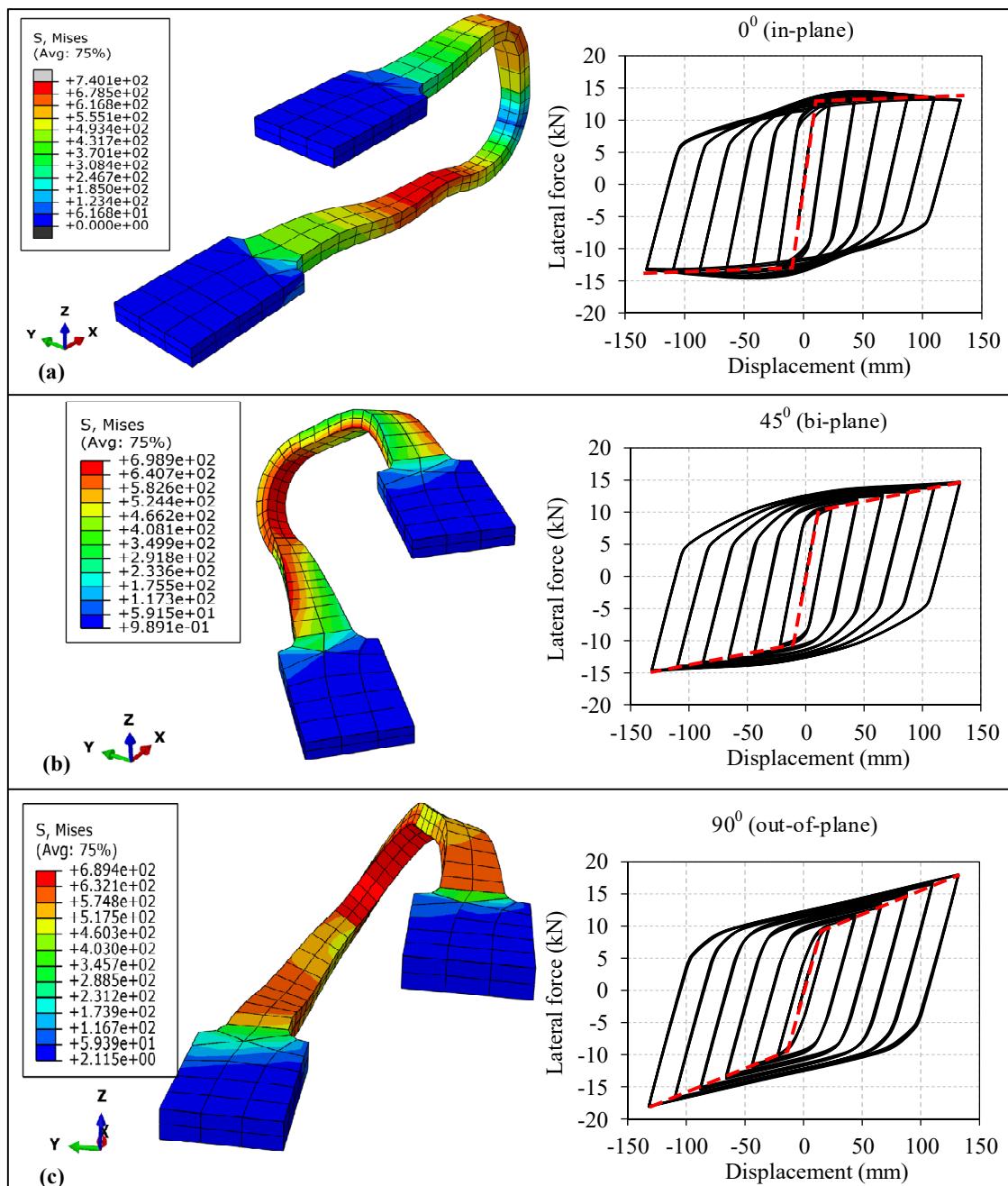


Figure 4.10 Deformed shapes, Von Mises stress distributions, and hysteresis curves for different load directions of specimen UD3

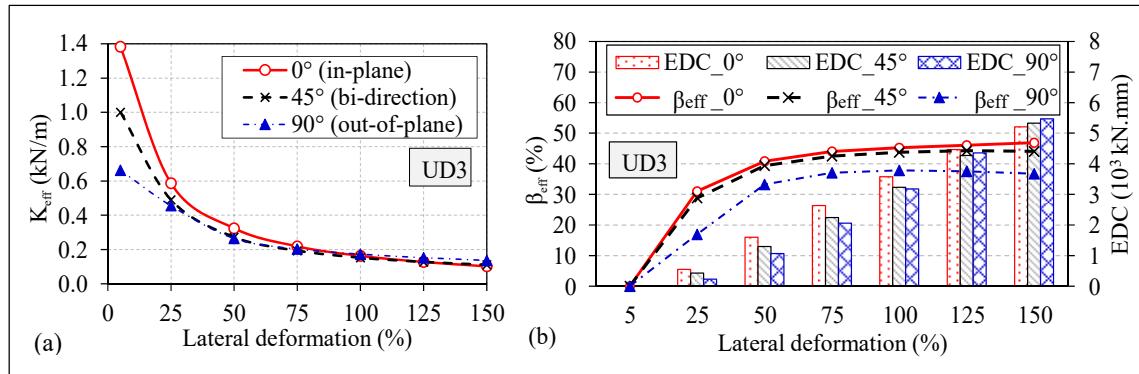


Figure 4.11 Variation of effective parameters of the U-shaped damper (UD3) as a function of the loading angle and lateral deformation: (a) K_{eff} ; (b) β_{eff} and EDC

For small deformations (e.g., 5%, corresponding to lateral non-seismic load cases), the device behaves in the elastic range with a high stiffness. For larger deformations (equal to or greater than 50%), it provides a stable behaviour with a small stiffness and considerable energy dissipated per cycle, resulting in a high damping capacity (the equivalent damping ratio varies from 35% to 45%). In addition, increasing the loading angle generally results in a decrease in K_{eff} and β_{eff} , suggesting that the U-shaped device provides the "best" performance when operating in-plane.

4.6.2.2 Effect of UD geometric parameters

The effects of various geometrical properties of the U-shaped device on its effective parameters are investigated. Figure 4.12 and Figure 4.13 present the effect of a variation of the device length and cross-section on the K_{eff} and β_{eff} for the two groups. As shown, for in-plane loading cases, an increase in the device length slightly reduces both the K_{eff} and β_{eff} , especially at large deformations. A significant reduction of the K_{eff} and β_{eff} occurs mainly at small deformations, corresponding to the elastic behaviour. On the other hand, an increase in cross-section contributes to an increase in the K_{eff} and β_{eff} . A similar trend is obtained for the out-of-plane loading cases; however, here, the change rates are greater. Further, the K_{eff} and β_{eff} of devices subjected to large deformations ($\geq 50\%$) are found almost constant and within a narrow range, suggesting a stable behaviour of the devices at the post-elastic stage.

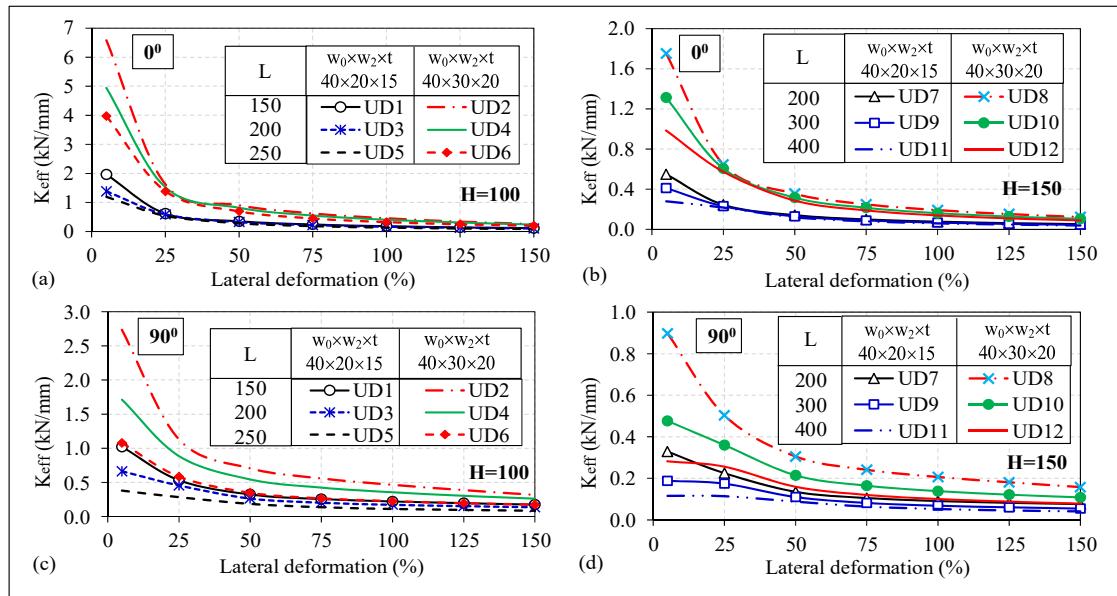


Figure 4.12 Effect of the device's length and cross-section on K_{eff} : (a, b) in-plane loading; (c, d) out-of-plane loading

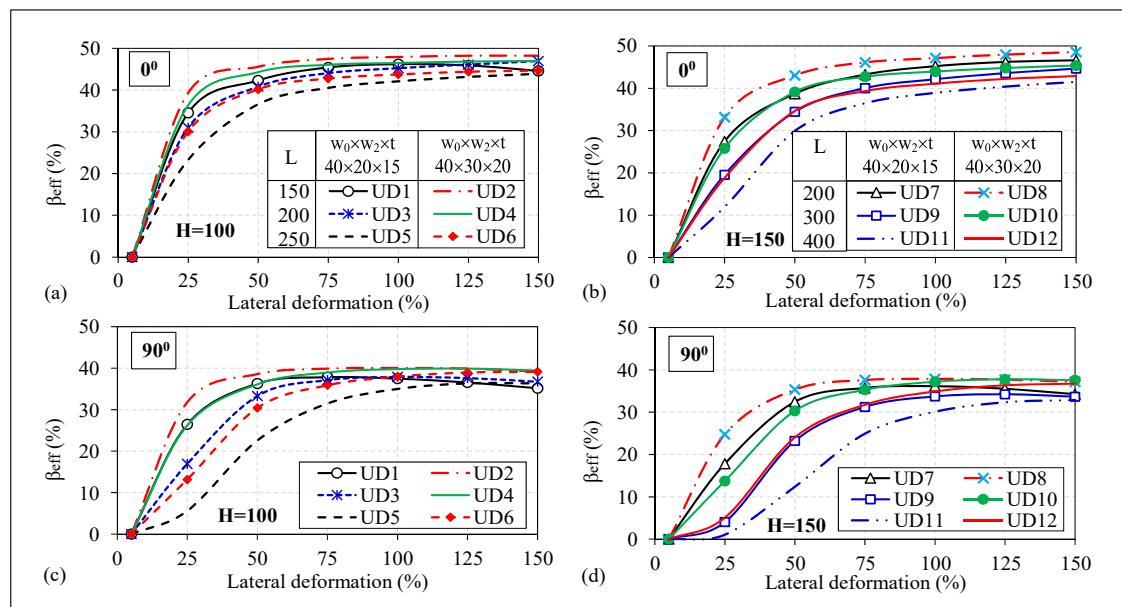


Figure 4.13 Effect of device length and cross-section on β_{eff} : (a, b) in-plane loading; (c, d) out-of-plane loading

Similarly, the effects of different heights on the effective parameters are investigated, and are shown in Figure 4.14. An increase in the device height generally leads to a decrease in K_{eff} , while β_{eff} is almost unchanged.

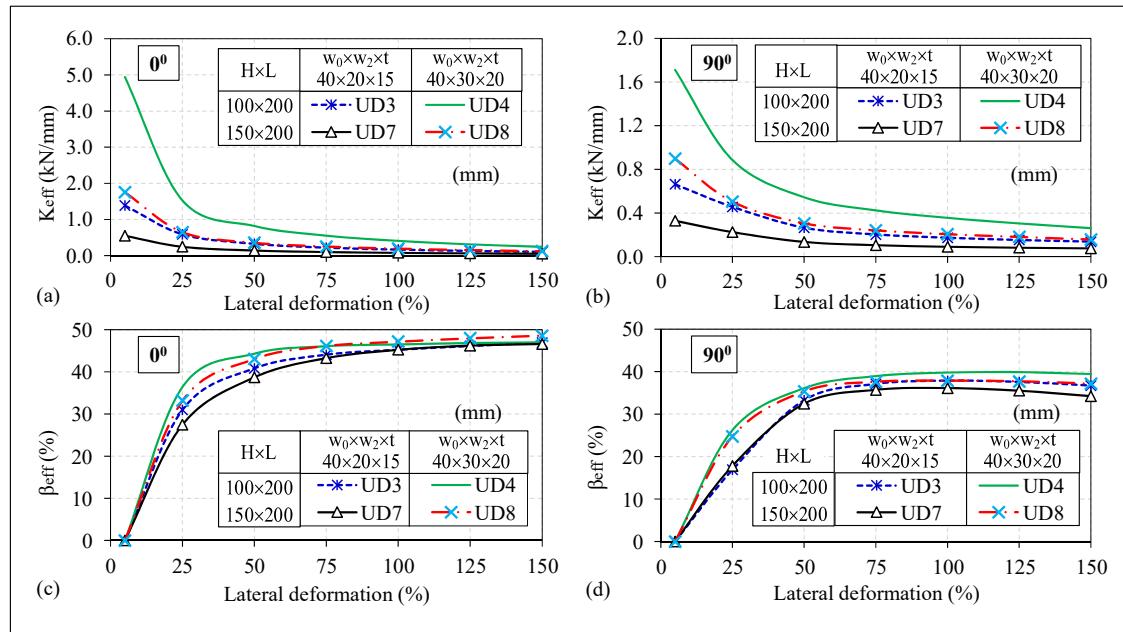


Figure 4.14 Effect of height of U-shaped damper on effective parameters: (a, b) K_{eff} ; (c,d) β_{eff}

From the results obtained, the geometrical properties of the U-shaped damper are an important factor that strongly influences the initial elastic stiffness and energy dissipation capacity at small deformations, and not so much at large deformations, where the device behaviour is found to be stable. Further, by approximating the device behaviour using equivalent bilinear models (see Figure 4.10), the post-elastic parameters of the devices may be predicted by a relative relationship with initial elastic parameters (i.e., the post-elastic ratio, K_d/K_u). In such a context, the approximate formulas used to determine the initial parameters (K_u , P_y) of the U-shaped damper, which have been developed in our analytical studies above, are important for the selection and sizing of the devices in the preliminary design and for predicting its behaviour under large deformations.

4.6.2.3 Comparison of analytical and numerical predictions

In order to validate the above proposed relations [Eqs.(4.7), (4.8), (4.14), (4.17)] for estimating of the initial stiffness, K_u , [Eqs.(4.7) and (4.14)] and the yield strength, P_y , [Eqs.(4.8) and (4.17)], their predictions are compared to numerical results, and are detailed in Tableau 4.7.

Tableau 4.7 Comparison of the initial stiffness and the yield strength of U-shaped damper between numerical analysis and analytical formulas

Specimen	K_u (kN/mm)			K_d (kN/mm)	K_d/K_u	P_y (kN)		
	Numerical	Formula	Difference (%)			Numerical	Formula	Difference (%)
UD1-0°	1.96	2.33	-15.68	0.08	0.038	9.84	9.93	0.91
UD1-90°	1.02	1.12	-8.71	0.14	0.136	8.28	8.29	0.13
UD2-0°	6.58	7.81	-15.75	0.17	0.026	26.02	27.92	7.30
UD2-90°	2.74	3.25	-15.84	0.30	0.110	16.15	17.13	6.05
UD3-0°	1.38	1.87	-26.04	0.06	0.043	9.54	9.93	4.08
UD3-90°	0.66	0.70	-5.30	0.11	0.164	6.60	6.17	-6.46
UD4-0°	4.94	6.16	-19.76	0.13	0.027	24.73	27.92	12.90
UD4-90°	1.71	2.01	-14.87	0.23	0.134	12.73	12.35	-2.99
UD5-0°	1.19	1.56	-23.40	0.03	0.025	9.44	9.93	5.18
UD5-90°	0.38	0.46	-17.47	0.07	0.191	4.47	4.67	4.58
UD6-0°	3.97	5.09	-21.94	0.04	0.010	25.20	27.92	10.80
UD6-90°	1.08	1.33	-18.87	0.14	0.134	8.37	9.57	14.36
UD7-0°	0.55	0.66	-17.01	0.03	0.054	6.28	6.28	0.01
UD7-90°	0.33	0.36	-8.75	0.05	0.165	5.55	5.87	5.74
UD8-0°	1.75	2.13	-17.75	0.07	0.040	16.25	17.34	6.73
UD8-90°	0.90	1.02	-11.99	0.12	0.134	12.70	11.99	-5.61
UD9-0°	0.41	0.49	-16.47	0.02	0.049	6.23	6.28	0.81
UD9-90°	0.19	0.19	-1.14	0.04	0.210	4.61	4.17	-9.54
UD10-0°	1.31	1.54	-14.77	0.04	0.028	16.35	17.34	6.08
UD10-90°	0.48	0.54	-11.81	0.08	0.168	8.91	8.33	-6.56
UD11-0°	0.28	0.30	-7.18	0.01	0.049	6.03	6.28	4.16
UD11-90°	0.12	0.11	5.42	0.03	0.279	3.36	2.92	-13.21
UD12-0°	0.98	1.20	-18.03	0.02	0.016	15.97	17.34	8.60
UD12-90°	0.28	0.32	-11.89	0.06	0.207	6.75	6.00	-11.18
UD40-0°	2.20*	2.222	-1.00	-	-	32.10*	29.06	-6.56
UD40-90°	1.20*	1.102	8.17	-	-	23.00*	21.85	-5.02

* Tested by Jiao et al. (2015)

As shown, the approximation analytical formulas provide results consistent with numerical and experimental results. Deviations are typically below 10% for the yield strengths, P_y , and typically below 20% for the initial stiffness, K_u . The differences in K_u , especially for the in-plane loading cases, may result from ignoring the contributions of the normal and shear forces and the averaging of the cross-section properties in the formulation steps.

Therefore, it can be concluded that the analytical expressions used to estimate the initial stiffness and yield strength provide acceptable estimates of the device properties, within a margin typically less than 20%.

The post-elastic ratio of the devices is also investigated. The device subjected to in-plane loading provides a post-elastic stiffness significantly lower than the initial stiffness, in which case the post-elastic stiffness-to-initial stiffness ratio, varies from 0.01 to 0.05. A similar trend is obtained for the device under out-of-plane loading, but with higher values (in the range of 0.1-0.2).

4.6.3 Behaviour of NRB-UD combination system

This section focuses on the cyclic behaviour of NRB-UD systems, in which U-shaped dampers are added to NRB systems to improve their seismic performance. The stiffness and the energy dissipation capacity of different NRB-UD combination systems are studied under cyclic loading.

The specimen NRB1, supplemented by four elements of UD3 in 4 configurations (shown in Figure 4.15), is first considered. Figure 4.15 illustrates the deformed shapes at a lateral deformation of 150% and the corresponding Von Mises stress distribution in specimens.

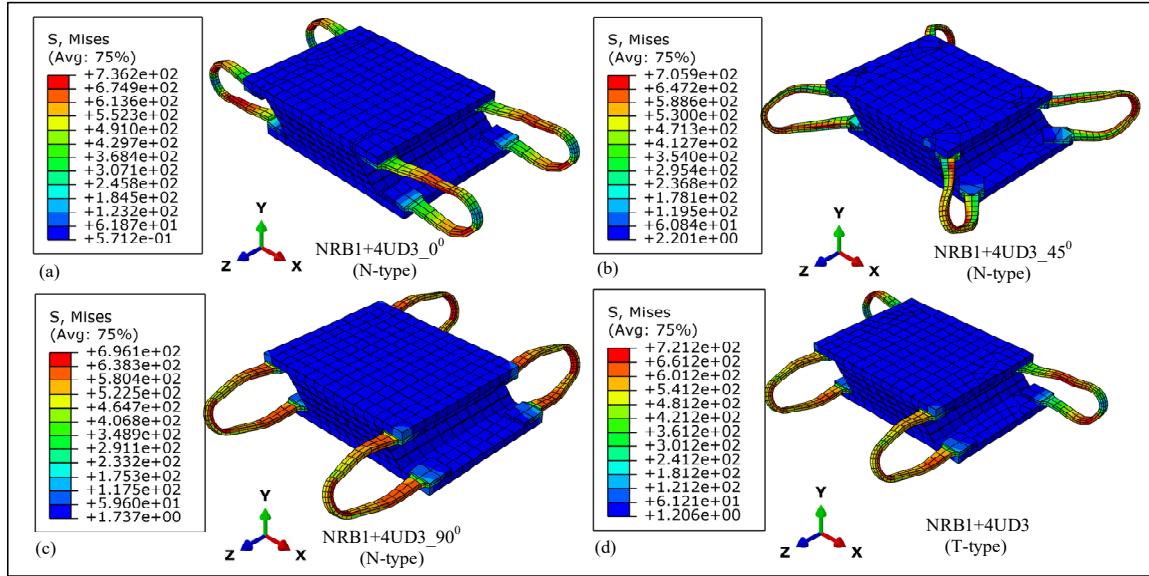


Figure 4.15 Deformed shapes and Von Mises stress distributions of various combination forms of NRB1-4UD3

The effective parameters of the devices are determined from the hysteretic responses based on the Eq.(4.20). Figure 4.16 shows the results of K_{eff} and β_{eff} as a function of lateral deformation. From the figure, the effect of different operating directions is mainly seen in the elastic state, where the initial elastic stiffness of the U-shaped damper is considerably different in each direction, as demonstrated above. However, for large deformations (75% and greater), there is no significant distinction between the four specimens, suggesting that the device provides a stable inelastic behaviour without sensitivity to the operating direction of U-elements.

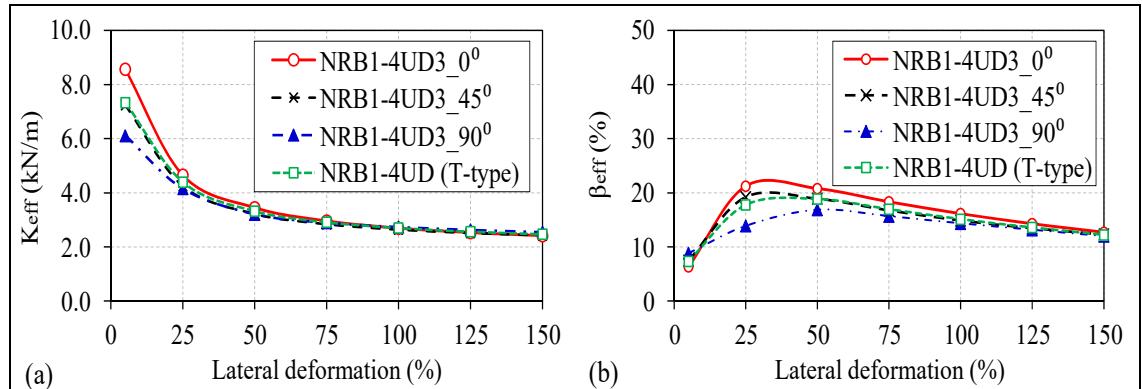


Figure 4.16 Effect of U-shaped device operating direction on effective parameters of combination systems: (a) K_{eff} ; (b) β_{eff}

The effect of different numbers of U-shaped damper units on the performance improvement of NRB is also investigated. To this end, the specimen NRB6 is selected, with four cases of integrated U-shaped devices, namely, 2UD10, 4UD10, 6UD10, and 8UD10 in T-type form (i.e., half of the UD devices are in a 0^0 direction, while the others are in a 90^0 direction). Results are illustrated in Figure 4.17. Accordingly, by adding U-shaped dampers, significantly higher values of K_{eff} and β_{eff} in combination systems are obtained when compared with the original NRB. Specifically, the NRB-UD systems provide an initial stiffness that is much higher than seen in the NRB alone, which is desirable under non-seismic loads. It is also shown that the initial stiffness can be modulated without harming the effective stiffness under large deformations. In fact, for large deformations ($\geq 75\%$), K_{eff} of NRB-UD is nearly constant, and slightly higher than NRB, indicating that the added U-elements do not significantly change the flexibility of NRB under the earthquake impact. An increase in the number of U-shaped elements leads to an increase in the effective parameters of the system, indicating that the combination system performance can be easily controlled by varying the number of U-shaped units integrated into the NRB.

It is also noted, from Figure 4.17(b), that effective damping ratios in the range of 10%-20% can easily be obtained with the NRB-UD system, which meets the target optimal damping ratios for SISs in MSAs.

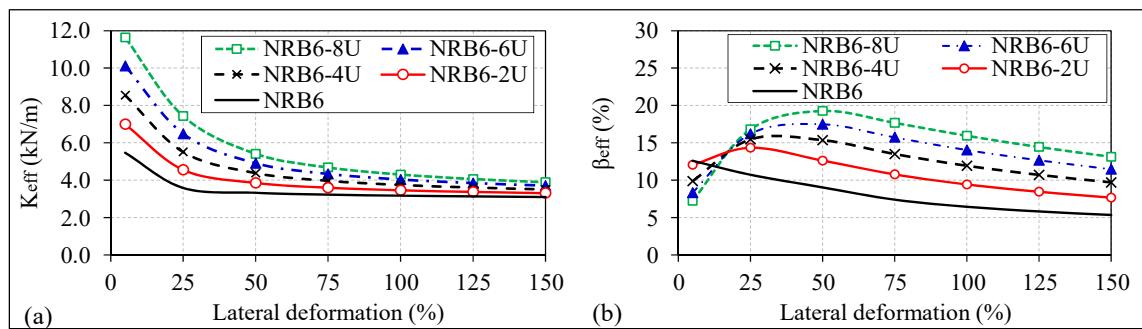


Figure 4.17 Effect of number of U-shaped devices on effective parameters of combination systems: (a) K_{eff} ; (b) β_{eff}

For large deformations ($\geq 75\%$), β_{eff} decreases, as shown in Figure 4.16(b) and Figure 4.17(b). This decrease is inherent to the definition of the equivalent viscous damping and the bilinear model from Eq.(4.20), where the increase rate of the lateral force is much lower than that of the displacement. The energy dissipated per cycle (*EDC*), evaluated by the area of hysteresis loop, practically increases in proportionality with the UD's yield strength, the number of UD's used, and the displacement. Tableau 4.8 shows the *EDC* for different combinations and levels of deformations of NRB-UDs.

Tableau 4.8 Energy dissipated per cycle of NRB-UD devices

Specimen	Number of U-element	Energy dissipated per cycle (kN.mm)						
		Lateral deformation (%)						
		5	25	50	75	100	125	150
NRB1	0	64	873	2 307	4 185	6 371	8 861	11 620
	4UD3_0 ⁰	66	3 005	8 729	14 867	21 172	27 493	33 682
	4UD3_45 ⁰	66	2 482	7 397	13 003	19 096	25 719	32 659
	4UD3_90 ⁰	66	1 756	6 592	12 434	19 122	26 339	33 502
	4UD3(T-type)	66	2 375	7 620	13 542	19 880	26 534	33 066
NRB2	0	94	1 279	3 380	6 129	9 328	12 963	16 938
	4UD10(T-type)	96	3 889	13 188	23 682	34 947	46 952	59 016
NRB3	0	101	1 371	3 625	6 576	10 012	13 925	18 261
	4UD3(T-type)	103	2 901	9 014	16 070	23 808	31 984	40 223
NRB4	0	148	2 010	5 312	9 636	14 667	20 393	26 728
	4UD10(T-type)	151	4 628	15 077	26 975	39 821	53 503	67 373
NRB5	0	147	1 995	5 273	9 566	14 564	20 256	26 565
	4UD3(T-type)	150	3 542	10 700	19 093	28 416	38 400	48 627
NRB6	0	215	2 924	7 728	14 019	21 341	29 676	38 908
	2UD10(L-type)	220	4 262	12 703	22 779	34 075	46 486	59 526
	4UD10(T-type)	220	5 567	17 548	31 408	46 576	62 909	79 693
	6UD10(T-type)	220	6 867	22 421	40 101	59 157	79 458	99 947
	8UD10(N-type)	220	8 156	27 230	48 637	71 545	95 708	119 969

Further, variations of the *EDC* by NRB-UD systems is found to be almost independent of the operating direction of the U-elements as shown in Figure 4.18(a), but it is highly dependent on the number of U-elements, as illustrated in Figure 4.18(b), suggesting a great flexibility in the choice of the installation positions/configurations in the global structure.

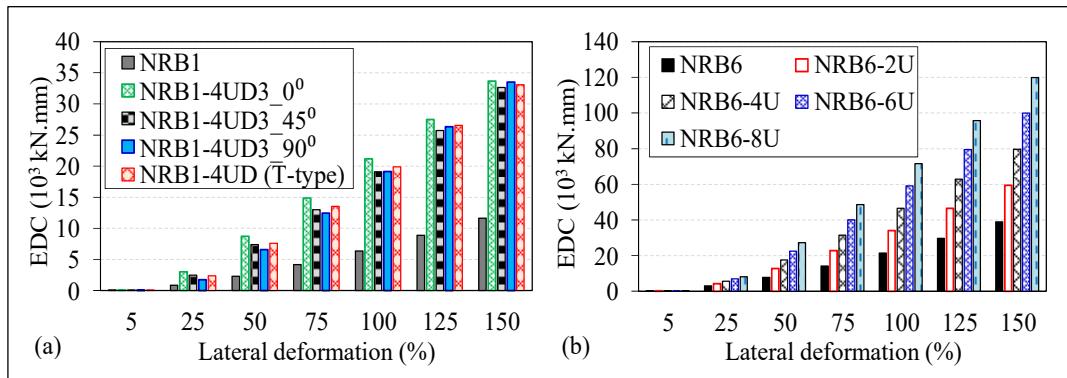


Figure 4.18 Comparison of the energy dissipated per cycle between NRB and NRB-UDs

4.6.4 Bilinear model of NRB-UD system

From the results above, it can be concluded that adding U-shaped dampers seems to primarily affect the initial elastic response, where it increases the initial elastic stiffness and the yield strength (and then, the initial characteristic strength) significantly. For bridge and SIS analysis and for design purposes, a simple bilinear model representing the SIS is required. This can be achieved by approximating the observed hysteretic behaviour using a bilinear model, characterized by the characteristic strength, Q_d , the initial stiffness, K_u , and the post-elastic stiffness, K_d , as shown in Figure 4.19 for the NRB1 specimen alone and integrating UD1 in a T-type configuration.

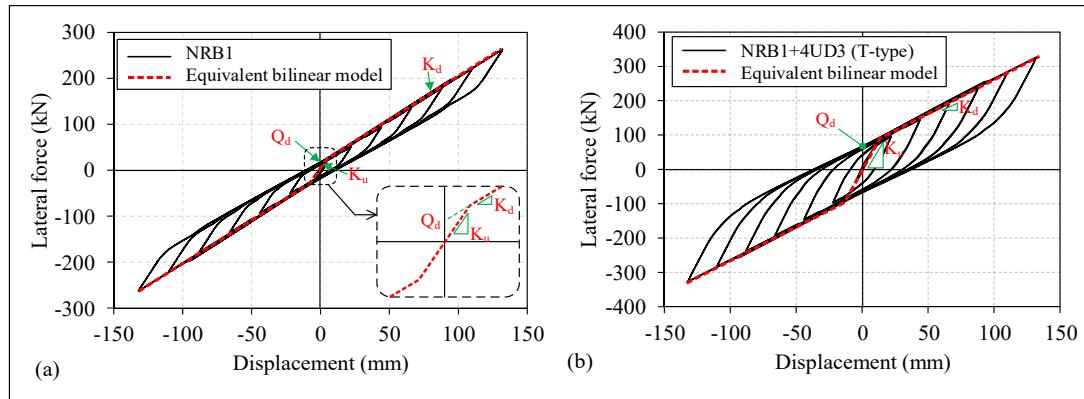


Figure 4.19 Hysteresis behaviours of bearings and proposed equivalent bilinear model

Tableau 4.9 Equivalent bilinear model parameters

Specimen	Number of U-element	K_u (kN/mm)	K_d (kN/mm)	Q_d (kN)
NRB1	0	3.789	1.955	16.351
	4UD3_0°	9.296	2.439	69.347
	4UD3_45°	7.962	2.427	63.845
	4UD3_90°	6.834	2.572	63.086
	4UD3 (T-type)	8.056	2.493	65.409
NRB2	0	2.592	1.332	16.335
	4UD10 (T-type)	5.982	1.808	83.859
NRB3	0	5.952	3.073	25.699
	4UD3 (T-type)	10.518	3.628	75.938
NRB4	0	4.061	2.094	25.697
	4UD10 (T-type)	7.611	2.556	91.790
NRB5	0	8.667	4.469	37.355
	4UD3 (T-type)	13.541	5.150	87.674
NRB6	0	5.913	3.047	37.355
	2UD10 (L-type)	8.113	3.273	70.536
	4UD10 (T-type)	9.673	3.504	103.525
	6UD10 (T-type)	11.245	3.747	136.890
	8UD10 (N-type)	12.769	3.966	169.405

Tableau 4.9 presents the approximated bilinear model properties of NRB and NRB-UD systems, obtained based on numerical results. It clearly shows that NRB-UD devices provide much higher values of K_u and Q_d when compared with NRB, whereas K_d is almost unchanged. This result suggests that in the NRB-UD combination system, K_d is mainly due to the NRB contribution, K_u and Q_d are established from the cooperation of both NRB and U-shaped devices. Logically, the initial parameters (elastic stiffness and yield strength) of the U-shaped device play an important role in the behaviour of the combination systems. The previously developed analytical estimation formulas can serve to estimate the bilinear equivalent NRB-UD model properties. Therefore, varying the number of U-elements and the geometrical properties should be possible to adjust the NRB-UD properties to meet the design requirements in flexible ways.

The design guidelines of improving the seismic performance of NRB by adding U-shaped dampers can be summarized as: the NRB is firstly designed to ensure the vertical load bearing capacity and stability under expected seismic displacement. The parameters of NRB are then determined and compared to the requirement of optimal characteristics of seismic base isolation according to the results of Nguyen et Guizani (2020). The deficiency of the NRB from the optimal damping requirement is determined and filled by the addition of UD devices. Based on the obtained above results from the parametric study, the designer can choose the appropriate geometry, number and configuration of the added UDs to meet the target properties of the isolation system. Then, seismic analysis with new properties is resumed.

4.7 Conclusions

In this paper, analytical formulations and non-linear numerical models are developed and used to study the behaviour of natural rubber bearings incorporating U-shaped damper devices under cyclic loadings. The analytical and numerical results show good agreement with experimental results, validating the numerical approaches. A parametric study is then carried out on U-shaped dampers, where the initial elastic parameters of the U-shaped damper are firstly estimated through the analytical formulas developed. The effects of different UD geometrical properties and loading directions, as well as the configuration of the NRB-UD

assembly, are investigated. Results are then used to estimate characteristic properties of an equivalent bilinear model, which can be used for SIS and bridge seismic analysis and design. The following is a summary of the main concluding remarks from this study:

1. The U-shaped damper provides high performance and a stable hysteresis response in any operating direction, with high initial elastic stiffness, relatively low post-elastic stiffness, and an impressive energy dissipation capacity based on the significant plastic deformation under the effect of seismic loading.
2. Analytical formulas are proposed for estimating the initial parameters of the U-shaped device, which provide reasonable accuracy when selecting and sizing the U-shaped devices during the preliminary design. In addition, many tabled values are provided and numerical models are proposed for more accurate analyses of further combinations/materials.
3. The increase in the load angle, relative to in-plane, acting on the U-shaped damper reduces the initial stiffness and the equivalent-damping ratios, but increases the post-elastic stiffness. The U-shaped damper exhibits higher damping and initial stiffness when operating in-plane.
4. The U-shaped damper greatly improves the seismic performance of combination systems (i.e., NRB-UD devices), as compared to NRB alone, including a significant increase in the initial stiffness and initial characteristic strength. However, the post-elastic stiffness is mainly governed by the lateral stiffness of the NRB. Adding UD's to NB's significantly contributes to energy dissipation and damping capacity without significantly increasing the flexibility of the original NRB under large deformations (over 75% shear deformation).
5. The behaviour of NRB-UD systems is dependent on the number of added U-elements rather than their operating direction. It is then possible to adjust, in a flexible way, the NRB-UD system to meet optimal characteristics for moderate and high seismicity areas by varying the number and geometric properties of the UD's.

Notwithstanding the above, this paper conducted a parametric study of the behaviour of U-shaped damper to help designers choose the geometry, size for given target properties. However, further studies shall be performed on the optimal shape of the device, the interaction diagram for the yield strength of the device under oblique load, and on the suitability of other low carbon steels. Furthermore additional experimental studies with different materials and steel grades (low-carbon steels) are required to generalize and complement the findings of this research and to establish the ultimate deformation capacities of the NRB-UD devices.

APPENDIX

Tableau-A A-1 Effective parameters of U-shaped damper as a function of lateral deformation

Specimen	Loading angle	Effective parameters	Lateral deformation level (%)						
			5	25	50	75	100	125	150
UD1	0 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	1.965	0.617	0.352	0.243	0.182	0.142	0.116
		β _{eff} (%)	0.00	34.55	42.31	45.42	46.19	45.90	44.59
	90 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	1.023	0.532	0.323	0.256	0.221	0.196	0.176
		β _{eff} (%)	0.00	26.44	36.27	37.82	37.48	36.54	35.17
UD2	0 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	6.580	1.623	0.904	0.621	0.454	0.341	0.258
		β _{eff} (%)	0.00	39.32	45.57	47.44	47.92	48.20	48.21
	90 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	2.735	1.132	0.707	0.558	0.465	0.387	0.318
		β _{eff} (%)	0.00	31.80	38.56	39.90	40.06	39.92	39.19
UD3	0 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	1.383	0.587	0.324	0.218	0.163	0.127	0.102
		β _{eff} (%)	0.00	31.00	40.81	44.04	45.23	46.10	46.93
	45 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	1.001	0.490	0.272	0.193	0.152	0.127	0.111
		β _{eff} (%)	0.00	28.84	39.40	42.52	43.79	44.28	44.06
UD4	0 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	0.663	0.455	0.265	0.203	0.173	0.153	0.137
		β _{eff} (%)	0.00	16.92	33.30	37.12	37.88	37.59	36.73
	90 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	4.942	1.526	0.818	0.552	0.407	0.310	0.242
		β _{eff} (%)	0.00	36.40	44.30	46.07	46.49	46.82	46.98
UD5	90 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	1.711	0.886	0.544	0.424	0.355	0.305	0.261
		β _{eff} (%)	0.00	26.24	36.12	38.96	39.79	39.89	39.45
	0 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	1.195	0.540	0.284	0.184	0.134	0.105	0.085
		β _{eff} (%)	0.00	23.30	36.60	40.54	42.11	43.17	43.89
UD6	90 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	0.320	0.283	0.186	0.137	0.112	0.097	0.086
		β _{eff} (%)	0.00	5.57	22.56	31.46	34.96	36.31	36.32
	0 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	3.973	1.384	0.694	0.449	0.322	0.248	0.198
		β _{eff} (%)	0.00	30.04	40.18	42.76	43.74	44.40	44.66
	90 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	0.791	0.584	0.347	0.266	0.224	0.196	0.173
		β _{eff} (%)	0.00	13.13	30.39	35.87	37.95	38.93	39.13

Tableau-A A-1 Effective parameters of U-shaped damper as a function of lateral deformation (suite)

Specimen	Loading angle	Effective parameters	Lateral deformation level (%)						
			5	25	50	75	100	125	150
UD7	0 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	0.548	0.243	0.140	0.098	0.075	0.061	0.051
		β _{eff} (%)	0.00	27.44	38.70	43.24	45.22	46.22	46.60
	90 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	0.329	0.225	0.135	0.105	0.091	0.082	0.076
		β _{eff} (%)	0.00	17.81	32.46	35.72	36.14	35.52	34.24
UD8	0 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	1.752	0.646	0.354	0.248	0.190	0.151	0.122
		β _{eff} (%)	0.00	33.17	43.04	46.10	47.14	47.95	48.57
	90 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	0.898	0.503	0.305	0.241	0.207	0.181	0.158
		β _{eff} (%)	0.00	24.77	35.35	37.61	37.88	37.72	37.17
UD9	0 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	0.409	0.229	0.128	0.087	0.066	0.052	0.043
		β _{eff} (%)	0.00	19.57	34.45	40.04	42.14	43.57	44.65
	90 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	0.188	0.174	0.110	0.081	0.068	0.060	0.054
		β _{eff} (%)	0.00	4.03	23.21	31.23	33.72	34.23	33.65
UD10	0 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	1.313	0.605	0.314	0.213	0.160	0.126	0.103
		β _{eff} (%)	0.00	25.82	39.13	42.72	43.96	44.80	45.37
	90 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	0.476	0.360	0.214	0.164	0.138	0.121	0.108
		β _{eff} (%)	0.00	13.74	30.31	35.29	37.19	37.78	37.56
UD11	0 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	0.278	0.216	0.118	0.079	0.058	0.046	0.037
		β _{eff} (%)	0.00	11.96	29.93	36.46	38.90	40.41	41.50
	90 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	0.116	0.114	0.088	0.064	0.052	0.045	0.041
		β _{eff} (%)	0.00	1.06	12.40	24.93	30.10	32.36	32.86
UD12	0 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	0.984	0.573	0.286	0.188	0.137	0.108	0.088
		β _{eff} (%)	0.00	18.81	34.63	39.33	41.09	42.21	42.88
	90 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	0.282	0.256	0.159	0.120	0.100	0.088	0.079
		β _{eff} (%)	0.00	5.08	24.04	31.75	34.89	36.34	36.74

Tableau-A A-2 Effective parameters of NRB-UD

Specimen	Effective parameters	Lateral deformation level (%)						
		5	25	50	75	100	125	150
NRB1_4UD3_0 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	8.568	4.652	3.451	2.961	2.694	2.530	2.417
	β _{eff} (%)	6.31	21.24	20.80	18.34	16.15	14.29	12.73
NRB1_4UD3_45 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	7.239	4.249	3.216	2.837	2.636	2.511	2.427
	β _{eff} (%)	7.46	19.21	18.91	16.75	14.89	13.47	12.29
NRB1_4UD3_90 ⁰	K _{eff} (kN/mm)	6.110	4.154	3.209	2.896	2.736	2.630	2.549
	β _{eff} (%)	8.85	13.90	16.89	15.69	14.36	13.17	12.01
NRB1_4UD3 (T-type)	K _{eff} (kN/mm)	7.337	4.395	3.320	2.916	2.702	2.567	2.470
	β _{eff} (%)	7.36	17.77	18.87	16.97	15.12	13.59	12.23
NRB2_4UD10 (T-type)	K _{eff} (kN/mm)	5.491	3.507	2.511	2.153	1.966	1.847	1.763
	β _{eff} (%)	6.70	16.97	20.09	18.71	17.00	15.56	14.23
NRB3_4UD3 (T-type)	K _{eff} (kN/mm)	9.387	5.741	4.567	4.125	3.890	3.738	3.628
	β _{eff} (%)	9.04	16.62	16.23	14.23	12.58	11.26	10.13
NRB4_4UD10 (T-type)	K _{eff} (kN/mm)	6.839	4.390	3.332	2.949	2.747	2.620	2.529
	β _{eff} (%)	8.47	16.13	17.31	15.55	13.86	12.50	11.32
NRB5_4UD3 (T-type)	K _{eff} (kN/mm)	11.886	7.383	6.091	5.604	5.343	5.173	5.050
	β _{eff} (%)	10.39	15.78	14.44	12.45	10.93	9.76	8.80
NRB6_2UD10	K _{eff} (kN/mm)	6.989	4.550	3.851	3.596	3.458	3.369	3.304
	β _{eff} (%)	12.05	14.33	12.62	10.77	9.42	8.45	7.66
NRB6_4UD10 (T-type)	K _{eff} (kN/mm)	8.543	5.510	4.371	3.958	3.739	3.599	3.499
	β _{eff} (%)	9.86	15.46	15.36	13.49	11.91	10.70	9.68
NRB6_6UD10 (T-type)	K _{eff} (kN/mm)	10.114	6.486	4.905	4.333	4.031	3.839	3.703
	β _{eff} (%)	8.33	16.20	17.49	15.74	14.04	12.67	11.47
NRB6_8UD10 (N-type)	K _{eff} (kN/mm)	11.637	7.430	5.410	4.680	4.298	4.058	3.888
	β _{eff} (%)	7.24	16.80	19.26	17.67	15.92	14.44	13.12

CHAPITRE 5

EXPLORATION DU POTENTIEL DES APPUIS FRETTÉS COMBINÉS À DES AMORTISSEURS MÉTALLIQUES EN U POUR L'ISOLATION SISMIQUE À LA BASE AU CANADA

5.1 Introduction

Les résultats du chapitre 2 ont permis d'identifier les propriétés hystéritiques optimales des systèmes d'isolation sismique pour les zones à forte sismicité (HSA) et les zones à sismicité modérée (MSA), en particulier pour les sites de Vancouver et Montréal, représentants respectifs de ces deux classes de zones sismiques au Canada. Il en ressort que les propriétés hystéritiques des systèmes optimaux sont clairement différentes pour chaque zone, ce qui peut conduire à des adaptations difficiles des isolateurs en élastomère fretté (NRB, HDRB) pour répondre de manière flexible aux exigences de différentes conceptions. En outre, une amélioration au NRB en incorporant les amortisseurs en forme de U (UD) comme une solution efficace pour répondre aux diverses exigences de conception est étudiée au chapitre 4. Cette option est particulièrement adaptée aux climats froids puisque l'amortisseur en U est très peu sensible aux basses températures ambiantes du Canada.

L'objectif de ce chapitre est d'explorer la faisabilité ainsi que le potentiel et l'efficacité de l'amélioration des appuis frettés en caoutchouc naturel par l'incorporation des amortisseurs UD en vue de l'isolation sismique des ponts au Canada. Les deux sites de Vancouver et Montréal sont considérés à titre d'exemple.

Dans un premier temps, un pont de deux travées, typique des ponts de courtes à moyennes portées au Canada, est considéré comme cas d'étude. Des appuis frettés pour le pont étudié sont prédimensionnés avec deux options d'élastomère, à savoir l'appui fretté en caoutchouc naturel, à faible amortissement (NRB) et l'appui fretté en caoutchouc à amortissement élevé (HDRB). Les propriétés de ces appuis (la rigidité effective, K_{eff} , l'amortissement effectif, β_{eff} , la résistance caractéristique, Q_d , et la rigidité post-élastique, K_d) sont ensuite estimées sur la

base des essais avec un niveau de déformation de 50% à 20°C. Les facteurs de modification sont pris en compte pour déterminer les valeurs minimales et maximales de ces propriétés.

En deuxième lieu, adoptant le modèle bilinéaire à la base d'un modèle linéaire équivalent, les propriétés effectives du modèle des appuis en élastomère sont calculées, au déplacement de calcul, correspondant aux spectres du code canadien CSA-S6:19, selon une procédure itérative par la méthode d'analyse spectrale unimodale. Les propriétés optimales des isolateurs pour le pont situé dans deux localités sont également calculées sur la base des résultats obtenus au chapitre 2.

Ensuite, le degré d'atteinte des performances optimales des appuis en élastomère fretté est évalué en comparant leurs propriétés et la réponse sismique du pont isolé avec ces appuis à celles de la conception avec des propriétés optimales. Cela permet d'identifier les lacunes de ces dispositifs et les mesures d'amélioration nécessaires du point de vue de la conception optimale du système d'isolation.

Dans ce contexte, les dispositifs UDs sont envisagés et conçus, sur mesure, en vue d'améliorer la performance des appuis frettés en caoutchouc naturel, et leur efficacité est évaluée sur la base d'analyses sismiques du pont avec de tels dispositifs.

5.2 Pont étudié et conception simplifiée de son système d'isolation sismique

5.2.1 Description du pont étudié et des paramètres du modèle d'analyse

Le modèle de pont utilisé dans ces analyses est un modèle représentatif des ponts réguliers, de courtes et moyennes portées, qu'on retrouve couramment sur le réseau routier au Canada et particulièrement au Québec. Il s'agit d'un pont composé de deux travées simples identiques, de 39 m de longueur chacune, le tout reposant sur une pile centrale et deux culées.

Le tablier du pont est une dalle en béton armé ayant une largeur de 12.8 m et une épaisseur de 200 mm, supporté par un ensemble de six poutres en béton précontraint NEBT1600. La

superstructure du pont est supportée par un total de 24 isolateurs sismiques identiques en élastomère, comme montré sur la Figure 5.1.

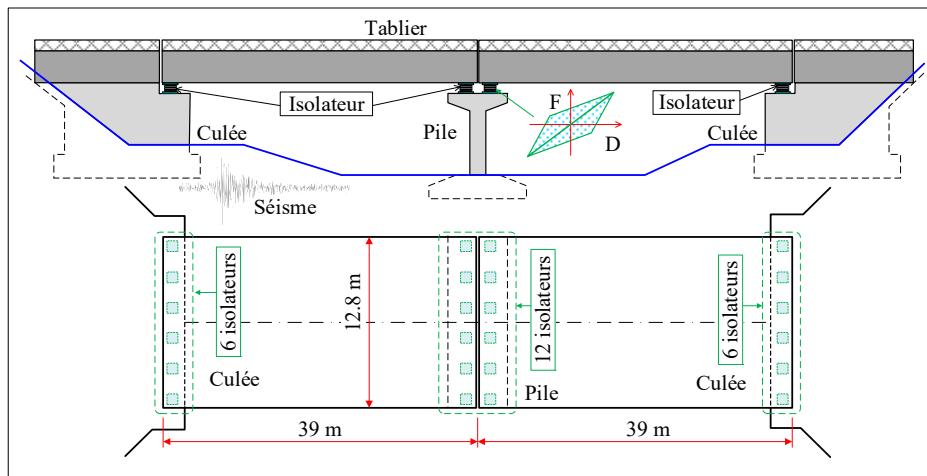


Figure 5.1 Modèle du pont considéré

Dans le cadre de ce chapitre, seulement la direction longitudinale du pont est considérée pour fins d'analyse sismique. La structure du pont est donc modélisée, de manière simplifiée, par un système à un degré de liberté. Le poids sismique total est déterminé $W = 16\,000 \text{ kN}$ pour un poids de $667 \text{ kN/appui isolateur sismique}$.

5.2.2 Dimensionnement préliminaire de l'appui isolateur sismique

Le dimensionnement des isolateurs a été préalablement déterminé sur la base des principales exigences du code canadien (CSA-S6, 2019), du Manuel de conception des structures (Québec, 2017), et un rapport de recherche interne Tremblay et Guizani (2018). Les charges verticales appliquées sur les isolateurs sont déterminées et présentées dans le Tableau 5.1 suivant:

Tableau 5.1 Charge verticale appliquée sur l'isolateur

État limite	Charge verticale permanente P_{per} (kN)	Charge verticale totale P_{tol} (kN)
État limite d'utilisation (ÉLUT)	667	1067
État limite ultime (ÉLUL)	790	1490

L'appui fretté, isolateur sismique, est sélectionné avec les dimensions en plan ayant une longueur $a = 650\text{mm}$ et une largeur $b = 350\text{mm}$. La hauteur de l'appui choisie est $T_{tol} = 150\text{ mm}$, incluant deux (2) couches extérieures d'une épaisseur, $t_{ex} = 7\text{ mm}$, sept (7) couches intérieures de caoutchouc avec une épaisseur, $t_r = 16\text{ mm}$ et huit (8) frettés en acier avec une épaisseur de $t_s = 3\text{ mm}$. Donc, la hauteur effective (en caoutchouc) de l'isolateur est déterminée à, $t_{r,eff} = 126\text{ mm}$. La hauteur des appuis est choisie dans le cadre de l'application du dispositif UD développé au chapitre 4 est visée à les améliorer (si nécessaire).

Les paramètres de l'appui (l'aire de la section transversale, le facteur de forme, la limite de compression maximale, la stabilité et la capacité de déformations /de déplacement, etc.) sont vérifiés et répondent aux conditions du code CSA-S6:19. Ces vérifications sont détaillées en annexe IV et dans Tremblay et Guizani (2018).

Il est à noter que les dimensions de l'appui ont été calculées de manière préliminaire et n'ont pas été optimisées. En fait, nous estimons que l'épaisseur strictement requise pour un usage standard (pas comme isolateur) serait de 50mm inférieure. Cette marge est jugée nécessaire pour accommoder les déplacements sismiques de manière sécuritaire, mais une optimisation pourrait être effectuée par la suite. Celle-ci n'a, cependant, pas été effectuée dans le cadre de ce travail.

5.2.3 Détermination des propriétés de rigidité et d'amortissement des appuis frettés

Deux types de caoutchouc sont utilisés pour la conception des appuis - isolateurs. Il s'agit: 1) d'un caoutchouc naturel, à faible amortissement (Natural Rubber - NR), avec un Duro de 55 ± 5 Shore A, typiquement utilisé sur les appuis frettés de ponts au Québec et au Canada et; 2) d'un caoutchouc à amortissement élevé (High Damping Rubber – HDR). Le comportement de ces appuis est évalué sous trois niveaux de température pour les fins de l'analyse sismique: 20°C (température ambiante); -10°C (+/- la température concomitante spécifiée par le code CSA-S6 pour Montréal), et -30°C (+/- la température minimale préconisée par le code S6 pour Montréal). Les propriétés des caoutchoucs utilisées se basent sur celles mesurées en

Laboratoire des Chaussées et Matériaux Bitumineux (LCMB) de l'ÉTS, par Ankik (2019). Les résultats sont présentés dans le Tableau 5.2 suivant:

Tableau 5.2 Propriétés des caoutchoucs mesurées en laboratoire (à une déformation de 50%)

Type de caoutchouc	Propriétés des caoutchoucs à 20°C	Valeur
Caoutchouc naturel à faible amortissement (NR)	Module de cisaillement, G (MPa)	0.88
	L'amortissement effectif, β_{eff} (%)	6.81
Caoutchouc à amortissement élevé (HDR)	Module de cisaillement, G (MPa)	0.7
	L'amortissement effectif, β_{eff} (%)	10.84

De plus, lors de la conception des isolateurs, les effets des facteurs affectant les propriétés des appuis sont pris en compte par les coefficients de modification, recommandés par le "AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design" (AASHTO, 2014), à l'exception de l'effet de la température pour le caoutchouc naturel, lequel a été pris sur la base des valeurs mesurées par Ankik (2019). Notons cependant que ces valeurs sont très proches de celles recommandées par l'AASHTO (2014) et le code S6-19 (CSA, 2019), indiquées entre parenthèses dans le tableau 5.3.

Tableau 5.3 Facteurs de modification des propriétés de caoutchouc

Les facteurs de modification	Caoutchouc naturel à faible amortissement (NR)				Caoutchouc à amortissement élevé (HDR)			
	K_d		Q_d		K_d		Q_d	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Le vieillissement λ_{aging}	1.0	1.1	1.0	1.1	1.0	1.3	1.0	1.3
La vitesse λ_v	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
La contamination λ_c	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Le déplacement λ_{tr}	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
La stabilisation λ_{scr}	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.8	1.0	1.5
La température λ_t^*	1.0	1.35*	1.0	1.5*	1.0	2.0	1.0	2.5
λ^{total}	1.0	1.43	1.0	1.65	1.0	4.68	1.0	4.45

* Valeurs expérimentales pour la durée de conditionnement à $T=-30^\circ\text{C}$ de 24h, adaptée de Ankik (2019)

La rigidité horizontale d'appui, K_{eff} , est déterminée en fonction du module de cisaillement effectif du caoutchouc, l'aire effective de l'isolateur et l'épaisseur totale de caoutchouc:

$$K_{eff} = G_{eff} \frac{W \times L}{t_{r,eff}} \quad (5.1)$$

La résistance caractéristique, Q_d et la rigidité post-élastique, K_d à la température laboratoire sont déduites en posant la rigidité effective, K_{eff} , le taux d'amortissement équivalent, β_{eff} , expérimental du Tableau 5.2 et à l'expression suivante:

$$\begin{cases} \beta_{eff} = \frac{4Q_d(D_{max} - D_y)}{2\pi K_{eff} D_{max}^2} \\ Q_d + K_d D_{max} = K_{eff} D_{max} \end{cases} \quad (5.2)$$

où $D_y = Q_d / (K_u - K_d)$, $K_u = 10K_d$ (pour l'isolateur en élastomère), $D_{max} = 0.5t_{r,eff}$ (correspondant au niveau de déformation).

Après l'application des facteurs de multiplication, λ_{min}^{total} et λ_{max}^{total} , aux valeurs nominales (à 20°C) de Q_d et K_d .

$$\begin{aligned} Q_{d,min} &= \lambda_{Q_d,min}^{total} Q_d; & Q_{d,max} &= \lambda_{Q_d,max}^{total} Q_d; \\ K_{d,min} &= \lambda_{K_d,min}^{total} K_d; & K_{d,max} &= \lambda_{K_d,max}^{total} K_d; \end{aligned} \quad (5.3)$$

Les valeurs minimales et maximales des propriétés Q_d et K_d ainsi calculées sont présentées au Tableau 5.4 aux trois niveaux de température de calcul.

Tableau 5.4 Propriétés minimales et maximales (par appui) pour des appuis frettés en caoutchouc naturel à faible amortissement et en caoutchouc à amortissement élevé

Type de caoutchouc	Paramètre	Nominal (à 20°C)	(à -10°C)	(à -30°C)
Caoutchouc naturel à faible amortissement (NR)	K_d (kN/mm)	1.38	1.60	2.05
	Q_d (kN)	12.75	15.51	21.04
Caoutchouc naturel à amortissement élevé (HDR)	K_d (kN/mm)	1.04	2.32	4.88
	Q_d (kN)	13.88	29.85	61.78

Les paramètres optimaux ciblés pour la conception des ponts isolés sont déterminés à partir des résultats dans la section 2.7, chapitre 2. En conséquence, une valeur de Q_d/W dans la fourchette de 0.08 à 0.12 pour les ponts situés à Vancouver et dans la gamme de 0.02 à 0.04 pour Montréal. Les rigidités post-élastiques sont calculées par les corrélations des équations (2.5) et (2.6) (chapitre 2) pour Vancouver et Montréal, respectivement.

5.3 Évaluation de la performance des appuis frettés en tant qu'isolateurs par rapport aux zones optimales

Cette section présente une exploration de l'efficacité sismique des appuis frettés en caoutchouc naturel (NRB), en caoutchouc à amortissement élevé (HDRB) et dans quelle mesure ils peuvent rencontrer les propriétés optimales identifiées au chapitre 2.

L'efficacité des appuis est évaluée en termes de réduction de la demande sismique en force et en déplacement. Pour cela, une comparaison des demandes sismiques du pont isolé avec les différentes options identifiées ci-dessus est réalisée entre elles et avec la demande émanant des propriétés optimales du système d'isolation. Dans ce contexte, une prise en compte de la variation des propriétés hystéritiques de chaque système en lien avec différents facteurs extérieurs (i.e. température, usure, etc.) est considérée en les valeurs minimales et maximales du Tableau 5.4. La méthode d'analyse spectrale unimodale du code CSA S6-19 est utilisée pour réaliser ces études. Le potentiel de déplacement résiduel est également considéré basé sur les formules proposées dans les équations Eq.(3.18) et (3.19) pour les localités de Vancouver et Montréal, respectivement.

Le Tableau 5.5 présente les propriétés des isolateurs et la réponse sismique correspondante des ponts isolés pour les sites de Vancouver et Montréal. Il montre une différence considérable des propriétés de l'isolateur optimal suggéré par rapport aux autres, entraîne des différences dans la réponse sismique.

Pour Vancouver, utiliser les appuis frettés en caoutchouc naturel génère une demande sismique en force de 6922kN soit de l'ordre de 25% supérieure (1.25 fois) à la demande maximale dans

la zone optimale. Comparée à la valeur optimale minimale possible, cette demande est de l'ordre de 2 fois supérieure (6922 kN versus 3169kN). La demande en déplacement est également accrue par rapport à la zone optimale, soit de l'ordre de 33% supérieure (1.33 fois) (200mm versus 133.2mm), voire plus que 3 fois la demande optimale minimale (60.5mm). La performance des appuis en HDRB est encore moindre que celle du NRB: une demande sismique en force 1.45 fois et en déplacement de 1.65 fois la demande maximale en zone optimale.

Tableau 5.5 Comparaison des propriétés du SIS et des demandes sismiques du pont isolé avec différentes options

Paramètre	Optimal		NRB			HDRB			NRB-UD	
	Min	Max	20°C	-10°C	-30°C	20°C	-10°C	-30°C	Min	Max
Vancouver									24NRB+96UD8	
Q_d (kN)	1280	1920	306	372	505	333	716	1483	1583	1782
K_d (kN/mm)	14.18	59.57	33.12	38.40	49.20	24.96	55.68	117.12	42.24	58.32
K_{eff} (kN/mm)	23.8	91.3	34.65	40.62	53.28	26.47	63.24	143.79	65.54	86.61
β_{eff} (%)	23.8	20.8	2.80	3.46	4.83	3.61	7.49	11.51	21.36	19.7
F_{max} (kN)	3169	5525	6922	6810	6594	5830	5995	7994	4454	5457
D_{max} (mm)	133.2	60.5	200.0	168.0	124.0	220.0	95.0	55.6	67.9	63.0
D_r (mm)	3.27	1.69	0.91	0.93	0.99	1.10	1.14	0.93	2.13	1.66
Montréal									24NRB+8UD8	
Q_d (kN)	320	640	306	372	505	333	716	1483	431	630
K_d (kN/mm)	13.30	54.88	33.12	38.4	49.2	24.96	55.68	117.12	33.68	49.76
K_{eff} (kN/mm)	19.43	77.29	40.16	48.33	66.35	32.03	81.45	208.05	45.12	71.89
β_{eff} (%)	19.1	17.6	10.9	12.7	15.8	13.6	19.1	25.4	15.5	18.6
F_{max} (kN)	1014	2205	1745	1812	1954	1510	2264	3392	1699	2046
D_{max} (mm)	52.2	28.5	43.5	37.5	29.5	47.1	27.8	16.3	37.66	28.46
D_r (mm)	1.3	0.53	0.58	0.58	0.57	0.73	0.53	0.42	0.61	0.59

Pour Vancouver, le NRB présente une résistance caractéristique initiale (Q_d) et, par conséquent, un taux d'amortissement effectif, nettement plus faible que les valeurs optimales, notamment pour Vancouver. Ce qui explique la faible performance du NRB, malgré le fait que la rigidité post-élastique, K_d et la rigidité effective, K_{eff} soient convenables. Quant au HDRB, malgré une meilleure capacité de dissipation d'énergie, elle demeure insuffisante. Et vu la grande sensibilité aux basses températures combinée à la stabilisation, la réduction de la demande sismique est moindre que pour le NRB, lequel a l'avantage de présenter une faible variation (sensibilité) des valeurs de Q_d et K_d , représentant un comportement stable du dispositif sous l'effet des facteurs externes (matériaux, environnementaux). Néanmoins, si on considère que des températures aussi basses que -30°C pour Vancouver sont extrêmement rares et si on se limite à des températures pas plus basses que -10°C, la performance du HDRB est meilleure que celle du NRB en termes de réduction de la force sismique pour Vancouver. Néanmoins, ni le NRB ni le HDRB n'atteignent la fourchette optimale en demande de force ou de déplacement pour le site de Vancouver.

Pour Montréal, les résultats du Tableau 5.5 montrent que le NRB offre des valeurs de résistance caractéristique, Q_d , et de rigidité post-élastique, K_d , à l'intérieur de la fourchette des valeurs optimales et ce pour toute la plage de températures considérée (jusqu'à -30°C). Cependant, le taux d'amortissement équivalent, β_{eff} , lequel dépend du déplacement de calcul (et non pas une propriété fixe et mesurable), est légèrement inférieur à la fourchette optimale. Les résultats montrent que la demande sismique en force avec le NRB pour Montréal est à l'intérieur des bornes de la fourchette optimale à toutes les températures. Cependant, cette demande en force demeure assez loin de la valeur optimale minimale qu'on peut espérer atteindre (1954 kN versus 1014 kN). Par exemple, pour une température de calcul de -10°C, la demande sismique en force est de 1.8 fois (1812 kN versus 1014 kN) la demande minimale possible. D'où la présence d'une marge d'amélioration considérable du NRB.

De plus, les résultats du Tableau 5.5 montrent également que le HDRB offre des valeurs de Q_d et K_d plus grandes, qui couvrent une bonne partie de la plage des valeurs optimales pour Montréal. Cependant, à une température de -10°C (très proche de la température de calcul

concomitante pour Montréal), les valeurs de ces propriétés sont supérieures à la borne supérieure de la fourchette optimale. Ceci est relié à leur grande sensibilité à la basse température et au phénomène de la stabilisation, propres à ce type d'élastomère. Par conséquent, ses propriétés (Q_d , K_d) varient fortement en fonction des facteurs de modification (voir le Tableau 5.3), ce qui se traduit par une réponse sismique en force significativement plus élevée, en particulier aux basses températures, comme le montre dans le Tableau 5.5. Ainsi, pour une température de calcul de -10°C , la performance du HDRB est nettement moindre que celle du NRB en termes de demande sismique en force et déplacement ($F_{\max} = 2264 \text{ kN}$ versus 1812 kN et $D_{\max} = 47.1 \text{ mm}$ versus 43.5 mm).

Dans un contexte de régions froides, l'amélioration des dispositifs NRB et HDRB, notamment au niveau de leur résistance caractéristique Q_d , pour augmenter leur performance sismique pour les deux localités de Vancouver et Montréal, représentants respectifs des régions à sismicité élevée (HSAs) et modérée (MSAs) est tout à fait requise pour atteindre des performances optimales. Cependant, le HDRB montre une trop grande variabilité de ses propriétés sous l'effet de la basse température et de la stabilisation ce qui rendrait son rendement optimal moins prometteur pour les régions froides, notamment la localité de Montréal. Il est donc abandonné pour la suite de ce chapitre où seul le NRB sera retenu pour explorer l'amélioration de sa performance par l'ajout d'amortisseurs UD.

Le choix de l'amortisseur UD est fait de sorte que les propriétés minimales et maximales du système combiné NRB-UD soient situées à l'intérieur des bornes minimales et maximales des valeurs optimales. La solution proposée n'est pas nécessairement la meilleure et un processus d'optimisation, non appliqué dans ce travail, pourrait améliorer le potentiel de l'option NRB-UD. L'efficacité de l'amélioration de la performance est évaluée par la comparaison de la demande sismique obtenue via ce système avec le système original (NRB seul) et la demande sismique d'un système optimal.

Sur la base des résultats du chapitre 4 et des besoins d'amélioration de NRB, le dispositif UD8 est sélectionné et ses paramètres sont représentés dans la Figure 5.2. Il est à noter que ces propriétés sont indépendantes de la température (Nippon-Steel, 2020; Suzuki, Watanabe et

Saeki, 2005). Nous supposons également que les éléments UD sont protégés efficacement contre la corrosion et par conséquent le vieillissement et l'usure ne les affectent pas. Ses propriétés sont donc considérées constantes.

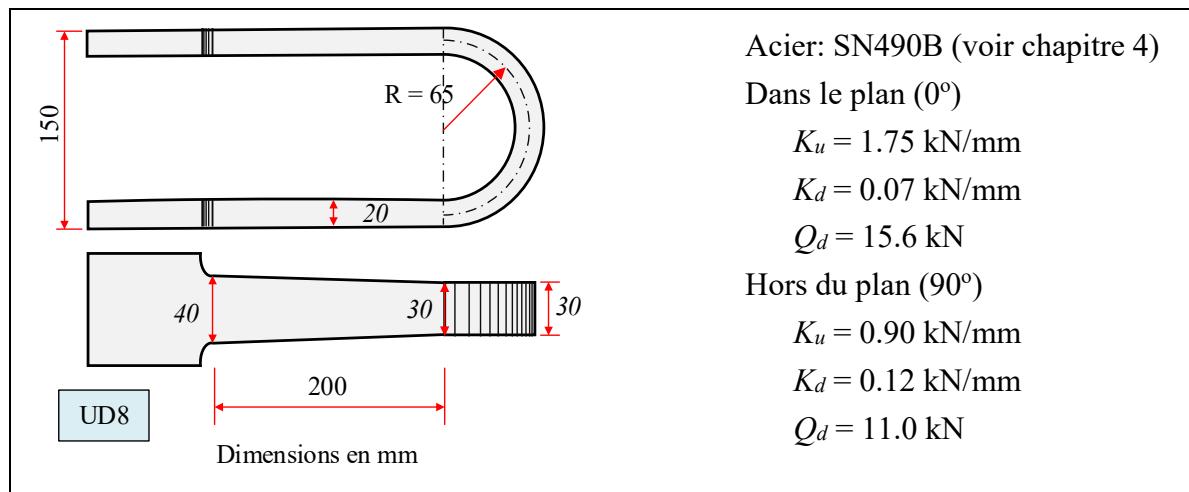


Figure 5.2 Dimensions et propriétés hystérétiques d'un amortisseur UD8

Le système combiné NRB-UD est un système avec deux éléments en parallèle. Par conséquent, les propriétés de NRB-UD sont déterminées comme la somme des propriétés de ses composants constituants. Le système d'isolation global du pont proposé est composé de 24 NRB + 96 UD8 (chaque unité NRB intègre 2UD8- 0° + 2UD8- 90° , ou 4UD8- 45°) pour le site de Vancouver et de 24NRB+8UD8 (1UD8- 0° pour les 8 appuis extérieurs) pour le pont à Montréal. Les propriétés des systèmes combinés et les demandes sismiques correspondantes des ponts isolés aux deux sites sont présentées au Tableau 5.5.

Les Figure 5.3 et 5.4 et le Tableau 5.5 comparent les performances des différentes options avec la solution optimale, en termes de demande sismique en force et en déplacement. Elles montrent clairement que le système NRB-UD rencontre plus facilement les performances optimales (les barres bleues sont à l'intérieur des limites des barres vertes) comparativement au HDRB, lequel occasionne une trop grande variation de sa réponse (une longue barre noire) vu sa sensibilité à différents facteurs. Le NRB ne permet pas d'atteindre la résistance caractéristique, Q_d , optimale minimale pour Vancouver (Figure 5.3(a)) et le taux d'amortissement visqueux optimal minimal (Figure 5.3(c)). Par conséquent, la demande

sismique (force et déplacement) pour ce site n'est pas contrôlée adéquatement (par rapport aux propriétés optimales) et se voit augmentée de près de 50%. Pour ce site, le HDRB ne réduit pas la demande sismique, par rapport au NRB, mais en plus il augmente la demande en force sismique par près de 75% et déplacement sismique par près de 50%. Néanmoins, il faut faire attention avec ce résultat puisque pour Vancouver, le calcul à une température de -30°C n'est qu'hypothétique et la température de calcul concomitante au séisme de 2475 ans est de -1°C.

Pour Montréal, les résultats indiquent que le recours au NRB-UD permet d'atteindre les valeurs cibles de la résistance caractéristique Q_d , de la rigidité tangente K_d et de l'amortissement effectif, β_{eff} (les barres bleues sont à l'intérieur de la fourchette des barres vertes pour Q_d et K_d , comme illustrées dans la Figure 5.4). En conséquence, le système NRB-UD, permet d'atteindre une réponse optimale minimisant la demande en force et en déplacement tel que montré sur les figures par le fait que ces demandes sont à l'intérieur de la fourchette optimale (barres bleues dans la fourchette des barres vertes sur les Figure 5.4(e) et (f)). Par comparaison avec le NRB et en considérant seulement les réponses à +20 et -10°C, nous constatons que le fait d'ajouter les amortisseurs UD au NRB, permet de réduire la demande sismique en force de 1812 kN à 1699 kN et en déplacement sismique de 43.5 mm à 32.72 mm (voir le Tableau 5.5). Ainsi, une amélioration significative, voire importante, de la performance sismique du NRB est obtenue avec l'ajout de dispositifs UD. Cette amélioration pourrait être davantage optimisée (en variant le nombre et les dimensions des amortisseurs UD notamment) à combiner avec les NRB en présence.

Les résultats du potentiel de déplacement résiduel (D_r) sont présentés dans le Tableau 5.5. Généralement, les valeurs obtenues de D_r sont faibles et nonproblématiques. La valeur maximale correspond à la borne inférieure de la plage optimale suggérée, avec $D_{r,max} = 3.27\text{mm}$ à Vancouver et $D_{r,max} = 1.3\text{mm}$ à Montréal, tandis que pour les appuis NRB, $D_{r,max} = 0.99\text{mm}$ à Vancouver et $D_{r,max} = 0.57\text{mm}$ à Montréal. Ces résultats peuvent être simplement interprétés comme une conséquence que les dispositifs considérés ont une valeur de K_d dans la plage optimale mais une faible valeur de Q_d , conduisant à un faible déplacement résiduel. Lors de l'utilisation des dispositifs UD pour améliorer des appuis NRBs, la valeur de déplacement résiduel a légèrement augmenté car une augmentation de Q_d , à savoir $D_{r,max} = 2.13\text{mm}$ à

Vancouver et $D_{r,\max} = 0.61\text{mm}$ à Montréal. Cependant, cette modification se situe toujours dans la plage de conception optimale, résultant en un déplacement résiduel négligeable du système combiné.

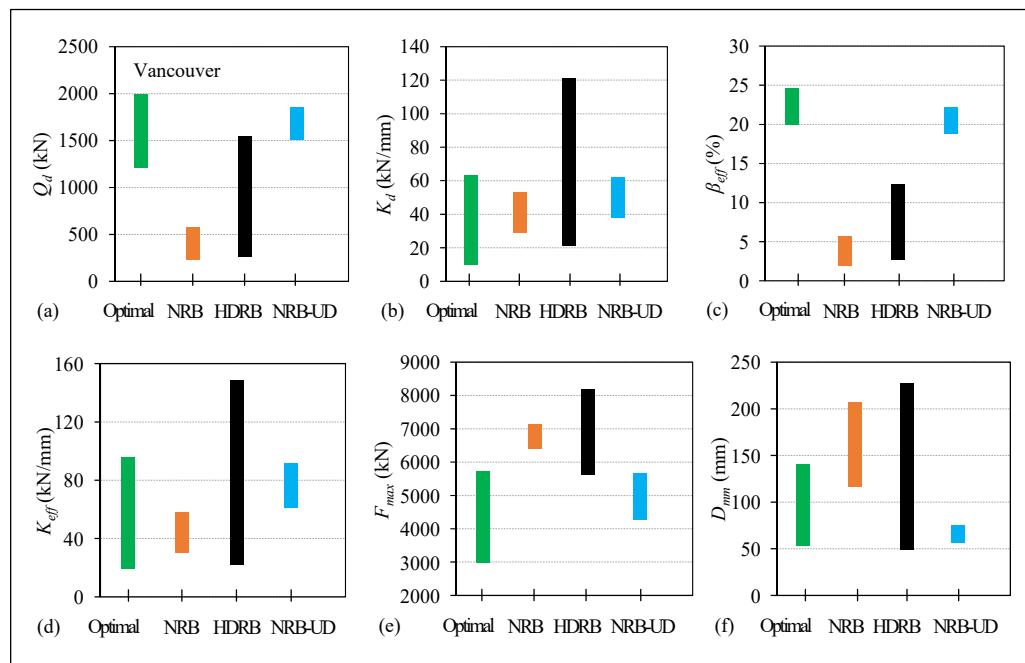


Figure 5.3 Comparaison de la fourchette de performance du système NRB-UD avec d'autres options (NRB et HDRB) et la fourchette optimale pour le site de Vancouver

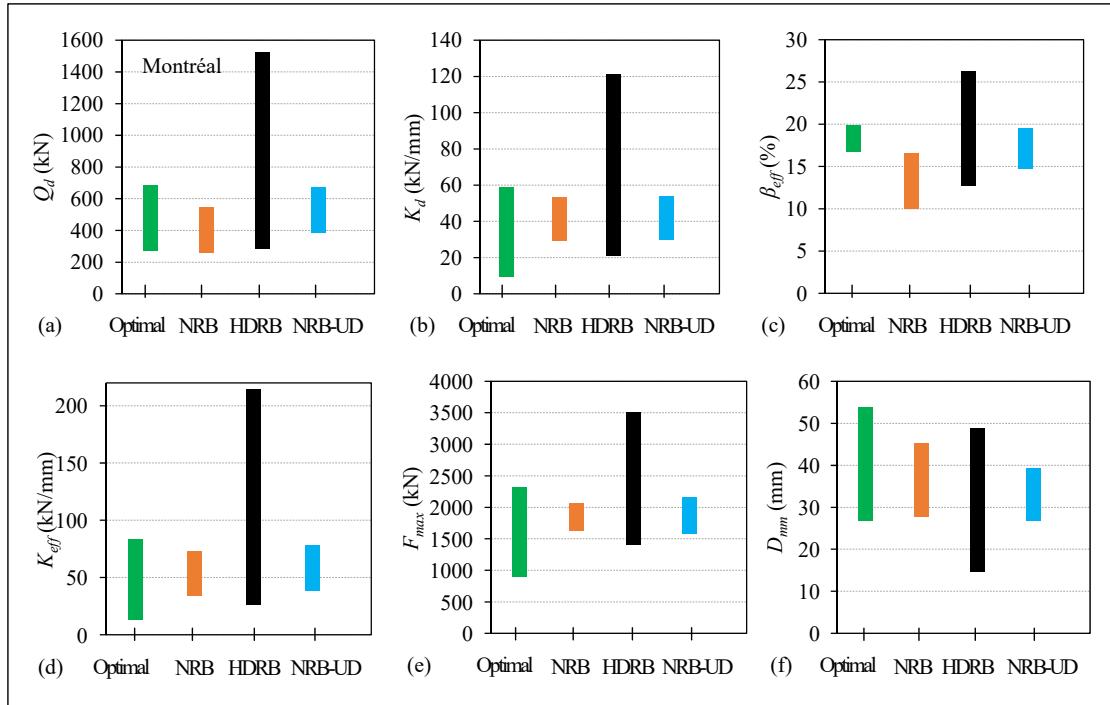


Figure 5.4 Comparaison de la fourchette de performance du système NRB-UD avec d'autres options (NRB et HDRB) et la fourchette optimale pour le site de Montréal

5.4 Conclusions

Ce chapitre explore la faisabilité de l'amélioration de la performance des appuis en élastomère fretté en tant qu'isolateurs sismiques pour les ponts à travers un cas d'étude d'un pont à deux travées. Deux types d'élastomère sont considérés: les appuis frettés en caoutchouc naturel (NRB); et les appuis frettés en caoutchouc à amortissement élevé (HDRB). Deux sites sont considérés: Vancouver, représentant les localités de sismicité élevée (HSA) et Montréal, représentant une localité à sismicité modérée (MSA), telles qu'identifiées au chapitre 2. Après une conception préliminaire des appuis, les propriétés hystérotiques intrinsèques maximales (borne supérieure) et minimales (borne inférieure), à savoir la résistance initiale, Q_d , et la rigidité post-élastique, K_d , tenant compte de plusieurs facteurs tels que la basse température, la stabilisation, le vieillissement, ont été calculées. Ces propriétés ont été utilisées dans des analyses aux bornes supérieures et inférieures (analyse spectrale unimodale) pour estimer la réponse maximale et la demande sismique. Les propriétés et les résultats ont été comparés aux valeurs de la fourchette optimale déterminée au chapitre 2 et aux résultats qui en découlent.

Par la suite, l'option NRB a été combinée à des amortisseurs UD et son rendement a été examiné sous les bornes inférieures et supérieures des valeurs des propriétés hystéritiques. Les propriétés Q_d et K_d ainsi que les propriétés effectives au déplacement de calcul, et la demande sismique en force et en déplacement ont été calculées et comparées à la situation originale (NRB seul), le HDRB et la fourchette optimale. Les principaux résultats sont résumés comme suivants:

1. Le système HDRB peut répondre aux besoins de conception optimaux des isolateurs sismiques pour les ponts à Vancouver et Montréal. Cependant, son comportement est fortement dépendant des facteurs externes, en particulier la stabilisation et la basse température, ce qui est considéré comme son inconvénient inhérent. L'applicabilité de ces dispositifs dans les régions froides comme au Canada et en particulier pour Montréal ne semble pas très appropriée et doit donc faire l'objet d'un examen minutieux.
2. Le système NRB présente un comportement stable et sa flexibilité est en bon accord avec des critères de conception optimaux. Cependant, la faible capacité de dissipation d'énergie de ces dispositifs entraîne des performances sismiques intéressantes pour Montréal, mais limitées, qui peuvent être améliorées.
3. La combinaison d'amortisseurs UD avec l'appui NRB présente une solution efficace pour augmenter de manière significative la capacité de dissipation d'énergie de l'appui NRB et offrir une meilleure performance d'isolation sismique. De plus, cette solution ne cause pas une augmentation significative de la flexibilité de l'appui et offre l'avantage d'adapter la solution à différents critères de conception en faisant varier la taille et le nombre d'éléments UD.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Cette recherche vise principalement à contribuer au niveau de l'optimisation des systèmes d'isolation sismique des ponts et à l'analyse des ponts isolés à la base. Cette étude s'intéresse aux régions à sismicité modérée (MSAs) sujettes à de basses températures telles que la région du Québec située dans de l'est du Canada. Dans le cadre de la poursuite de cet objectif global et dans un contexte général, des analyses sismiques sont réalisées sur des modèles simplifiés à 1DDL représentant différentes variantes d'un pont générique isolé à la base.

Dans un premier temps, les zones sismiques sont classifiées selon les propriétés de leurs signaux sismiques. En considérant des paramètres indicatifs pour l'isolation sismique, tel que la forme du spectre, en plus des paramètres traditionnels comme le rapport PGA/PGV; il est ressorti que les MSAs, que ce soit en Europe ou en Amérique du Nord (Mexique exclu), sont caractérisées par des propriétés communes de leurs signaux sismiques, qui les distinguent des zones à sismicité élevée (HSAs). Les caractéristiques hystéritiques principales des systèmes d'isolation sismique des ponts sont optimisées pour chaque classe de zone sismique, notamment les régions de Vancouver et Montréal, Canada (Chapitre 2).

Dans un deuxième temps, dans le but de favoriser l'application plus étendue de méthodes d'analyses simples pour les MSAs, la méthode d'analyse spectrale unimodale est étudiée avec la méthode d'analyse temporelle non linéaire afin de valider la pertinence et au besoin revoir et relaxer les conditions et les limites sur son application actuellement spécifiée dans les codes. De plus, afin de compléter cette méthode, une estimation de sa marge d'erreur et des relations permettant de prédire le déplacement résiduel du système de l'isolation sismique sont proposées au chapitre 3. En vue de proposer des solutions optimales pour les zones à sismicité modérée soumises à de basses températures, une technique d'amélioration recourant à l'ajout d'amortisseurs métalliques en U à des appuis frettés en caoutchouc naturel est formulée analytiquement et numériquement au chapitre 4. Des équations analytiques complétées par les prédictions numériques d'une vaste étude paramétrique permettant d'estimer les propriétés saillantes nécessaires à une modélisation par un système linéaire équivalent, utilisé dans la

méthode simplifiée, pouvant être utilisées pour la conception préliminaire du système d'isolation et du pont isolé. Finalement, le dernier chapitre présente une exploration de la faisabilité et une démonstration de l'application de l'amélioration du comportement des appuis frettés avec les amortisseurs en U en considérant l'isolation sismique d'un cas d'étude : un pont simple à deux travées situé à Montréal et à Vancouver. Les principales conclusions de cette recherche peuvent être résumées comme suit:

1. Classification des zones sismiques: les zones sismiques en Europe et en Amérique du Nord sont classifiées et basées sur le zonage sismique mondial avec une carte de fond de GEM (M. Pagani, 2018). En conséquence, les HSAs comprennent la côte de l'Ouest de l'Amérique du Nord et la ceinture alpine himalayenne en Europe. D'autres régions sismiques se trouvent à des niveaux de sismicité modérée (MSAs) tels que l'est de l'Amérique du Nord et le nord-ouest de l'Europe. Les signaux sismiques dans les MSAs sont communément caractérisés par un grand ratio d'accélération maximale à la vitesse maximale au sol (PGA/PGV), lequel est deux fois plus élevé et même davantage que ceux dans les HSAs. De plus, les formes des spectres d'accélération et de déplacement pour les MSAs se distinguent très clairement de celles des spectres des HSAs. Lorsque la période de vibration est allongée, par l'isolation sismique, l'accélération spectrale décroît plus rapidement et le déplacement augmente beaucoup plus lentement dans les MSAs par rapport aux HSAs. Ceci indique que l'isolation sismique avec un faible amortissement devrait être nettement plus performante dans les MSAs que dans les HSAs.
2. Optimisation des caractéristiques des systèmes d'isolation : le critère d'optimisation du système d'isolation est de minimiser la demande sismique en force tout en contrôlant la demande en déplacement. À cause de la forme de spectre, les exigences sur les systèmes d'isolation pour les MSAs sont nettement inférieures à celles des HSAs, en particulier le taux d'amortissement équivalent. Par conséquent, la plage de valeurs optimales de Q_d/W est de 0.015 à 0.045 pour les ponts isolés à Montréal et de 0.08 à 0.12 pour les ponts isolés à Vancouver. De plus, considérant le spectre attendu pour la région de Montréal dans la prochaine version du code CSA-S6, une étude paramétrique est réalisée pour déterminer

le changement des valeurs optimales de Q_d/W . Les résultats montrent que la plage optimale augmente légèrement, Q_d/W est de 0.025 à 0.055 pour Montréal. Des valeurs optimales de K_d/W varient de $0.5m^{-1}$ à $4m^{-1}$ pour les deux régions. Il est à noter que les valeurs situées près de la limite inférieure sont préférables afin de réduire le déplacement pour les ponts isolés à Vancouver. De plus, les valeurs optimales de Q_d/W sont fortement corrélées aux valeurs optimales de K_d/W et une régression linéaire est proposée à cet effet.

3. Les limites d'application et la performance de la méthode d'analyse spectrale unimodale (SMSA) et les limites sur l'amortissement visqueux équivalent (β_{eff}) et sur la force de rappel ($F_{restoring}$) sont les conditions les plus importantes sur la précision de cette méthode. Celle-ci diminue avec l'augmentation de β_{eff} , en particulier pour les ponts avec des unités de fondation (piles, culées) plus rigides. Néanmoins, la limite sur le taux d'amortissement équivalent maximal peut également être étendue à 40% pour les sites dans les HSAs, comme ce qui est actuellement spécifié pour les MSAs. D'autre part, la précision de cette méthode augmente avec l'augmentation de la capacité de rappel du système d'isolation ($F_{restoring}$). Les autres conditions limites, y compris les conditions sur la période effective des ponts isolés, la condition sur la période post-élastique n'ont pas d'effet marqué sur la précision de la méthode et peuvent donc être raisonnablement assouplies et/ou éliminées.
4. Une forte corrélation se dégage entre la capacité de recentrage (de rappel) et le déplacement résiduel des ponts isolés; de telle sorte que le déplacement résiduel peut être prédit avec une bonne précision par une fonction de régression en termes de la force de rappel ($F_{restoring}$), comme présenté dans la section 3.6.2.3. Les résultats de cette section nous amènent à suggérer de doubler la limite inférieure, actuellement spécifiée par les codes, sur la force de rappel pour la région de Vancouver afin de garder les valeurs de déplacement résiduel sous une limite raisonnable et pratique (de 30mm).
5. Lacunes des appuis en élastomère fretté existant et améliorations souhaitées : les isolateurs en élastomère fretté présentent une faible capacité de dissipation d'énergie et d'amortissement (équivalent), ce qui ne leur permet pas de répondre parfaitement aux

conditions optimales, notamment pour les régions HSAs. Une amélioration de cette limitation par l'ajout de dispositifs supplémentaires de dissipation d'énergie est donc fortement appropriée. Les amortisseurs métalliques par hystérésis en forme de U sont sélectionnés à cet effet en raison de : leur faible coût de fabrication, leur flexibilité d'installation, leur insensibilité à la basse température et de leur réponse flexible à une large gamme d'exigence de la conception. Ce faisant, les nouveaux systèmes intégrés présentent une augmentation significative des paramètres initiaux tels que la rigidité élastique et la résistance caractéristique sans affecter la flexibilité post-élastique originale. De cette manière, ces dispositifs offrent une très grande stabilité de leurs propriétés sous les différentes conditions environnementales (température) et une grande stabilité du comportement hystérétique sous les charges cycliques de forte amplitude. En plus, leurs propriétés sous charges non sismiques peuvent être facilement aiguillées. Les paramètres gouvernant le comportement et la performance de ce système intégré (NRB-UD) peuvent être estimés, avec une bonne précision, grâce aux résultats de cette étude. Ceci ouvre la voie à leur utilisation répandue notamment dans les régions HSAs et MSAs soumises à de basses températures.

Limitations de la thèse

1. Par le modèle simplifié de la structure du pont isolé utilisé, on suppose que la masse de participation est la masse de la superstructure et du pourcentage de la masse de substructure. La rigidité du système est considérée comme une combinaison en série des isolateurs avec la substructure. Par conséquent, cette étude convient aux ponts avec la substructure de rigidité élevée et/ou de très faible masse par rapport à la superstructure.
2. Le comportement non linéaire des isolateurs est supposé par un modèle bilinéaire équivalent. Une approximation acceptée pour les systèmes généraux d'isolation sismique à la base mais non spécifiée pour un type particulier.

3. Les effets des composants de la charge verticale n'ont pas été pris en compte dans cette étude. Cette omission représente une réduction significative du temps des analyses lorsque des millions d'analyses temporelles non linéaires sont nécessaires pour trouver les zones optimales des propriétés d'isolateurs. Dans le modèle simplifié du pont isolé, une seule direction longitudinale est considérée, ce qui est primordial compte tenu de la limitation de résistance des piles dans la direction longitudinale. Cependant, les résultats obtenus sont également applicables dans la direction transversale. Néanmoins, le couplage entre les deux directions horizontales n'a pas été considéré. Aussi les effets des modes supérieures et de la composante verticale n'ont pas été pris en compte.
4. L'étude d'amélioration de la capacité de dissipation d'énergie pour des isolateurs en élastomère frettés par des dispositifs en forme de U, est effectuée par des analyses numériques basées sur les paramètres de matériaux obtenus à partir des résultats expérimentaux disponibles. Ces résultats doivent être confirmés par des essais expérimentaux avant de les appliquer dans la pratique. Il convient également de tester des aciers à faible taux de carbone disponibles localement en Amérique du Nord et en Europe.

Recommandations pour de travaux futurs

1. Les études sont effectuées par un modèle simplifié à un degré de liberté dans une seule direction et un comportement bilinéaire. Il est recommandé de valider et confirmer ces résultats avec des modèles à plusieurs degrés de liberté, des modèles plus élaborés du comportement hystérétique et un couplage entre les deux directions horizontales.
2. La méthode proposée ne tient pas compte de l'interaction sol-structure et des effets des caractéristiques des ondes sismiques dans les zones proches et éloignées. Il pourrait être intéressant d'étudier les impacts ces paramètres.
3. La formulation analytique et numérique du comportement des amortisseurs UD et NRB-UD devra être validée expérimentalement avec des aciers courants, autres que l'acier

considéré. De telles études devraient considérer prendre en compte les basses températures. Il faudra également déterminer et vérifier la capacité de déformation de tels aciers pour accommoder des niveaux de dissipation d'énergie et de déformations avancées et ainsi établir des limites pour un tel système.

4. Des solutions plus optimisées en système NRB-UD devraient être proposées pour différents sites au Québec et pour d'autres régions MSAs ainsi que pour différents sites représentatifs de sites en HSAs et, ce, afin de s'approcher davantage de la demande sismique en force minimale possible.
5. Des changements de spectres de calcul sont assez fréquents pour le Canada et notamment pour l'Est. Il sera pertinent de mettre à jour les zones optimales pour de tels changements et/ou valider nos résultats préliminaires ($Q_d/W = 0.025$ à 0.055) en vue d'une augmentation possible de 40% des valeurs d'accélérations spectrales dans la fourchette des longues périodes (2.0 à 4.0 sec).
6. D'autres alternatives d'amélioration des appuis frettés en caoutchouc naturel comme isolateur sismique devraient être étudiées /proposées.

ANNEXE I

FACTEURS DE MODIFICATION DES PROPRIÉTÉS DE L'ISOLATION RECOMMANDÉS PAR LE CODE CSA-S6:19 ET L'AASHTO 2014

A.I.1 Système d'isolation de glissement

Tableau-A I-1 Valeur maximale du facteur de modification pour le vieillissement $\lambda_{\max,a}$

Condition / Environnement	PTFE non lubrifié		PTFE lubrifié		Surfaces bimétalliques	
	Scellé	Non scellé	Scellé	Non scellé	Scellé	Non scellé
Normal	1.1	1.2	1.3	1.4	2	2.2
Sévère	1.2	1.5	1.4	1.8	2.2	2.5
PTFE = Polytetrafluoroethylene						

Tableau-A I-2 Valeur maximale du facteur de modification pour la contamination $\lambda_{\max,c}$

Composant	PTFE non lubrifié	PTFE lubrifié	Surfaces bimétalliques
Scellé avec surface en acier inoxydable vers le bas	1.0	1.0	1.0
Scellé avec surface en acier inoxydable vers le haut	1.1	1.1	1.1
Non scellé avec surface en acier inoxydable vers le bas	1.1	3.0	1.1
Non scellé avec surface en acier inoxydable vers le haut	Non permettant	Non permettant	Non permettant

Tableau-A I-3 Valeur maximale du facteur de modification pour l'usure $\lambda_{\max,tr}$

L'usure cumulative (ft)	PTFE non lubrifié	PTFE lubrifié	Surfaces bimétalliques
< 3300	1.0	1.0	À établir par l'essai
< 6600	1.2	1.0	À établir par l'essai
> 6600	À établir par l'essai	À établir par l'essai	À établir par l'essai

Tableau-A I-4 Valeur maximale du facteur de modification pour la température $\lambda_{\max,t}$

Température minimale pour conception (°C)	PTFE non lubrifié	PTFE lubrifié	Surfaces bimétalliques
20	1.0	1.0	À établir par l'essai
0	1.1	1.3	
-10	1.2	1.5	
-30	1.5	3.0	
-40	1.7	Non permettant	
-50	2.0	Non permettant	

A1.2 Système d'isolation en élastomère

Tableau-A I-5 Valeur maximale du facteur de modification pour le vieillissement $\lambda_{\max,a}^*$

Matériaux	K_d	Q_d
Caoutchouc naturel à faible amortissement	1.1	1.1
Caoutchouc naturel à amortissement élevé avec un faible écart entre les propriétés scragged et unscragged	1.2	1.2
Caoutchouc naturel à amortissement élevé avec un grand écart entre les propriétés scragged et unscragged	1.3	1.3
Plomb	-	1.1
Néoprène	3.0	3.0

* Les propriétés unscragged sont supérieures aux propriétés scragged de 25% et plus

Tableau-A I-6 Valeur maximale du facteur de modification pour la stabilisation $\lambda_{\max,scrag}$

K_d			Q_d		
HDRB avec $\xi < 0.15$	HDRB avec $\xi > 0.15$	LDRB	HDRB avec $\xi < 0.15$	HDRB avec $\xi > 0.15$	LDRB
1.2	1.8	1.0	1.2	1.5	1.0
ξ est amortissement visqueux					

ANNEXE II

CODE MATLAB DÉVELOPPÉ

A.II.1 Analyse spectrale unimodale

```

clear all;clc; close all
%% Input structural parameters
W=20e6;      % Weight of bridge superstructure - N
M=W/9.81;    % Mass of superstructure - Kg
%% Input isolator parameters
Ku=25*W;          % Elastic stiffness of isolator - N/m
Qd=[0.02:0.001:0.1]*W;    % Characteristic Strength - N
Kd=[0.75:0.025:3.75]*W;    % Post-elastic stiffness of isolator - N/m
Tu=2*pi()*sqrt(W/9.81/Ku); % Elastic period - s
for i=1:size(Kd,2)
    Td(i)=2*pi()*sqrt(W/9.81/Kd(i)); % Post-elastic period - s
end
%% Input Spectra Montreal      g
S_T=[0          0.3770;
     0.05      0.630;
     0.1       0.7210;
     0.2       0.5940;
     0.3       0.4450;
     0.5       0.3100;
     1         0.1480;
     2         0.0680;
     5         0.0180;
    10        0.0061;
   100       0.0061];
%% Input Spectra Vancouver      g
% S_T=[0          0.3650;
%       0.05      0.4470;
%       0.1       0.6800;
%       0.2       0.8410;
%       0.3       0.8450;
%       0.5       0.7480;
%       1         0.4220;
%       2         0.2550;
%       5         0.0810;
%       10        0.0290;
%      100       0.0290];
%% Determine coefficient of damping
% Calcul n specified in CSA-S6-14
if S_T(4,2)/S_T(8,2)<8
    n=0.3;
else
    n=0.2;
end
%% Iterative calculation
for i=1:size(Qd,2)

```

```

R_Qd(i)=Qd(i)/W;
Qd_it=Qd(i);
for j=1:size(Kd,2)
    R_Kd(j)=Kd(j)/W;           % 1/m
    Kd_it=Kd(j);
    [D(j),Fmax(j),Dy(j),Fy(j),Teff(j),Keff(j),beta(j),F_rap(j)] =
    Linear_Equivalent(S_T,n,W,Qd_it,Kd_it,Ku);
end
R_Kd=R_Kd';                  % 1/m
F_max_m(:,i)=Fmax';          % N
F_rappelle_m(:,i)=F_rap';    % N
Beta_m(:,i)=100*beta';       % convert to %
D_max_m(:,i)=1000*D';       % convert to mm;
T_eff_m(:,i)=Teff';          % s
K_eff_m(:,i)=Keff';          % N/m
D_y_m(:,i)=1000*Dy';        % convert to mm;
end
%% =====
function [D,Fmax,Dy,Fy,Teff,Keff,beta,F_rap] =
Linear_Equivalent(S_T,n,W,Qd,Kd,Ku)
%% Calculate displacement Spectrum from S_T, specified in CSA-S6-14
S_D=zeros(size(S_T,1),2);
for i=1:size(S_T,1)-1
    S_D(i,2)=250*S_T(i,2)*S_T(i,1)^2;
end
S_D(:,1)=S_T(:,1);
S_D(size(S_T,1),2)=S_D(size(S_T,1)-1,2); % Constant when T>10s
%% Properties of hysteresis
Dy=Qd/(Ku-Kd); % The yield displacements, m
%% Iterative
D=1; % Assumed initial displacement, m
check=1;
i=0;
while abs(check)>0.000001 %Check convergence
    Keff=Qd/D+Kd; % The effective stiffness, N/m
    Teff=2*pi()*sqrt(W/9.81/Keff); % The effective period, s
    beta=2*Qd*(D-Dy)/(pi()*Keff*D^2); % The equivalent viscous damping
    ratio
    B=(beta/0.05)^n; % Damping factor B
    % Interpolation Acceleration spectral
    if Teff<=2 %Interpolaton from Sa
        S = interp1(S_T(:,1),S_T(:,2),Teff); % g
    else % Calculate from Interpolaton of Sd
        S =
    min((interp1(S_D(:,1),S_D(:,2),Teff))/(250*Teff^2),interp1(S_T(:,1),S_T(:,2),Teff)); % g
    end
    D_c=250*S*Teff^2/B/1000; % m
    check= D_c-D;
    D=D_c;                  % m
    i=i+1;
    if i>1e6 % number step of iteration
        break
    end
end

```

```

Fy=Dy*Ku;      % Yield elastic - N
Fmax=Keff*D;  % N
F_rap=Kd*D;   % Restoring force - N
end

```

A.II.2 Analyse temporelle non-linéaire par le modèle à un degré de liberté

```

clear all; close all; clc;
W=20e6; % Weight of bridge superstructure - N
M=W/9.81; % Kg
%
Ku=25*W; % The post yield stiffness of isolator - N/m
Qd=[0.01:0.005:0.2]*W;
Kd=[0.02:0.025:5]*W;
%%
load E6C1_analyse.mat
for k=1:size(Qd,2)
    x2(k)=Qd(k)/W;
    Qd_it=Qd(k);
    for i=1:size(Signal,2)/2
        t=Signal(:,2*i-1); % time vertor
        a_gr = Signal(:,2*i)*9.81; % convert to m/s2
        for j=1:size(Kd,2)
            x1(j)=Kd(j)/W;
            Kd_it=Kd(j);
            [Fmax(j),Dmax(j),U_residual(j)] =
Newmark_Bilinear(M,C,Qd_it,Kd_it,Ku,a_gr,t);
            %%
            K_eq(j)=(Fmax(j)*1000)/(Dmax(j)/1000); %N/m
            T_eq(j)=2*pi()*sqrt(W/9.81/K_eq(j));
        end
        Force(:,i)=Fmax';
        Displacement(:,i)=Dmax'; %mm
        Residual(:,i)= U_residual';
        %%
        Keq(:,i)=K_eq';
        Teq(:,i)=T_eq';
    end
    x1=x1';
    F_max(:,k)=mean(Force,2);
    D_max(:,k)=mean(Displacement,2); %mm
    U_re(:,k)=mean(Residual,2);
    %%
    K_eq_mean(:,k)=mean(Keq,2); %N/m
    T_eq_mean(:,k)=mean(Teq,2); %s
end
for i=1:size(Kd,2)
    F_rappel(i,:)=Kd(i)*D_max(i,:)/1000; %N
end
%%
=====
function [Fmax,Dmax,U_residual] = Newmark_Bilinear(M,C,Qd,Kd,Ku,a_gr,t)
dt=t(2,1)-t(1,1); %s time step
N=length(t); %time steps number

```

```

Ps=zeros(1,N);
for i=1:N
    Ps(:,i)=-M*a_gr(i,:);
end
%% NEWMARK NONLINEAR
gama=0.5; beta=0.25;
%INTEGRATION CONSTANTS
a1 = 1/(beta*dt^2)*M+gama/(beta*dt)*C;
a2 = 1/(beta*dt)*M+(gama/beta-1)*C;
a3 = (1/(2*beta)-1)*M+dt*(gama/(2*beta)-1)*C;
%INITIAL CONDITIONS
Us(:,1) =0;% zeros(NDOF,N); %displacement vector
Vs(:,1) =0;% = zeros(NDOF,N); %velocity vector
As(:,1)=(Ps(:,1)-C*Vs(:,1)-Ku*Us(:,1))/M; %Initial acceleration
%% CALCULATIONS FOR EACH TIME STEP
k_T(1)=Ku; %tangent stiffness at begining: elastic
fS(:,1)=Us(:,1)*Ku;% = zeros(NDOF,N);
Fy(:,1)=Qd;
for it=1:N-1
    Peff(it+1)= Ps(:,it+1)+a1*Us(:,it)+a2*Vs(:,it)+a3*As(:,it);
    % Iterative calculation (Newton_Raphson)
    j=1;
    U(j)=Us(:,it);
    V(j)=Vs(:,it);
    f_S(j) = fS(:,it);
    Tol_F=10;Tol_U=10;
    while abs(Tol_F)>1e-3 && abs(Tol_U)>1e-4
        R(j) = Peff(it+1)-f_S(j)-a1* U(j);
        Keff= k_T(j)+a1;
        delta_u(j)= R(j)/Keff;
        U(j+1)= U(j)+delta_u(j);
        V(j+1)= gama/(beta*dt)*(U(j+1)-Us(:,it))+V(j)*(1-gama/beta)-
        dt*(gama/(2*beta)-1)*As(:,it);
        f_S(j+1)=fS(:,it)+Ku*(U(j+1)-Us(:,it));
        Fy(j+1)=Qd*sign(V(j+1))+Kd*(U(j+1)); %yield force
        % check for yielding
        if V(j+1)>0 && f_S(j+1)>=Fy(j+1) %non linear
            k_T(j+1)=Kd;
            f_S(j+1)=Fy(j+1);
        elseif V(j+1)<0 && f_S(j+1)<=Fy(j+1)%non linear
            k_T(j+1)=Kd;
            f_S(j+1)=Fy(j+1);
        else
            k_T(j+1)=Ku; %linear
        end
        if k_T(j)==Kd && V(j+1)*V(j)<0 % unloading
            k_T(j+1)=Ku; %linear
        end
        Tol_F=R(j); Tol_U=delta_u(j);
        j=j+1;
    end
    Us(:,it+1)=U(j);
    dUs(:,it)=Us(:,it+1)-Us(:,it);
    Vs(:,it+1)=gama/(beta*dt)*dUs(:,it)+Vs(:,it)*(1-gama/beta)-
    dt*(gama/(2*beta)-1)*As(:,it);
end

```

```

As(:,it+1)=1/(beta*dt^2)*dUs(:,it)-1/(beta*dt)*Vs(:,it)-(1/(2*beta)-
1)*As(:,it);
fS(:,it+1)=f_S(j);
end
%%
Us = Us'*1000; %convert to mm
fS=fS'/1000; %Convert to kN
%% Determiner residual displacement
j=1;
for i=1:N-round(N/5)
    k=N-i;
    if Vs(k)*Vs(k-1)<0
        i1(j)=k;
        j=j+1;
    end
end
Ut_res=zeros(i1(1)-i1(4),1);
for i=1:i1(1)-i1(4)
    Ut_res(i,:)=Us(i1(4)+i,:); %1,5 last period
end
%% Output
Fmax=max(abs(max(fS)),abs(min(fS))); %kN
Dmax=max(abs(max(Us)),abs(min(Us))); %mm
U_residual=abs(mean(Ut_res)); % mm
end

```


ANNEXE III

DÉTAILS SUPPLÉMENTAIRES SUR LES DÉVELOPPEMENTS DE CERTAINES FORMULES

A.III.1 Détermination des ressorts et amortisseurs en série

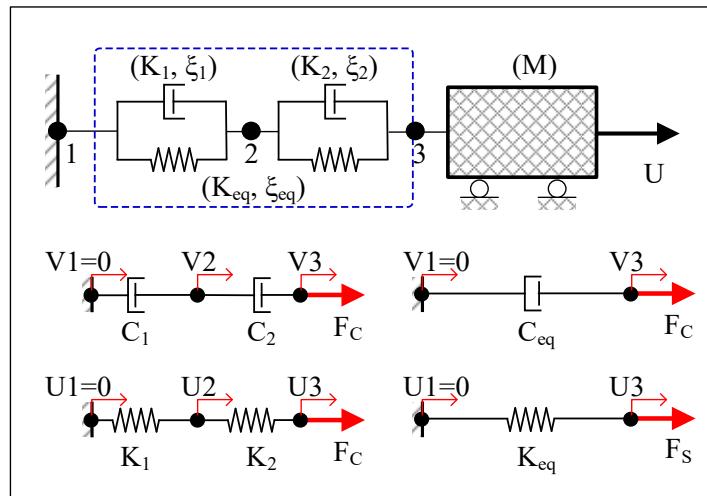


Figure-A III-1 Modèle des ressorts et amortisseurs en série

Le ressort équivalent:

$$\begin{aligned}
 K_1(U_2 - U_1) &= K_2(U_3 - U_2) = K_{eq}(U_3 - U_1) = F_s \\
 \Rightarrow \frac{1}{K_{eq}} &= \frac{(U_3 - U_1)}{F_s} = \frac{(U_3 - U_2) + (U_2 - U_1)}{F_s} \\
 \Rightarrow \frac{1}{K_{eq}} &= \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} \Rightarrow K_{eq} = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2}
 \end{aligned} \tag{A III-1}$$

Le taux d'amortissement équivalent:

$$\begin{aligned}
 C_1(V_2 - V_1) &= C_2(V_3 - V_2) = C_{eq}(V_3 - V_1) = F_c \\
 \Rightarrow \frac{1}{C_{eq}} &= \frac{1}{C_1} + \frac{1}{C_2} \Rightarrow C_{eq} = \frac{C_1 C_2}{C_1 + C_2}
 \end{aligned} \tag{A III-2}$$

$$\begin{aligned}
 C_1 &= 2\xi_1\sqrt{K_1 M}; C_2 = 2\xi_2\sqrt{K_2 M}; C_{eq} = 2\xi_{eq}\sqrt{K_{eq} M} \\
 \Rightarrow 2\xi_{eq}\sqrt{K_{eq} M} &= \frac{2\xi_1\sqrt{K_1 M} \times 2\xi_2\sqrt{K_2 M}}{2\xi_1\sqrt{K_1 M} + 2\xi_2\sqrt{K_2 M}} \\
 \Rightarrow \xi_{eq} &= \frac{\xi_1\xi_2\sqrt{K_1 + K_2}}{(\xi_1\sqrt{K_1} + \xi_2\sqrt{K_2})}
 \end{aligned} \tag{A III-3}$$

A.III.2 Détermination des paramètres élastiques initiaux de l'amortisseur en forme de U (UD)

Pour le cas de chargement dans le plan

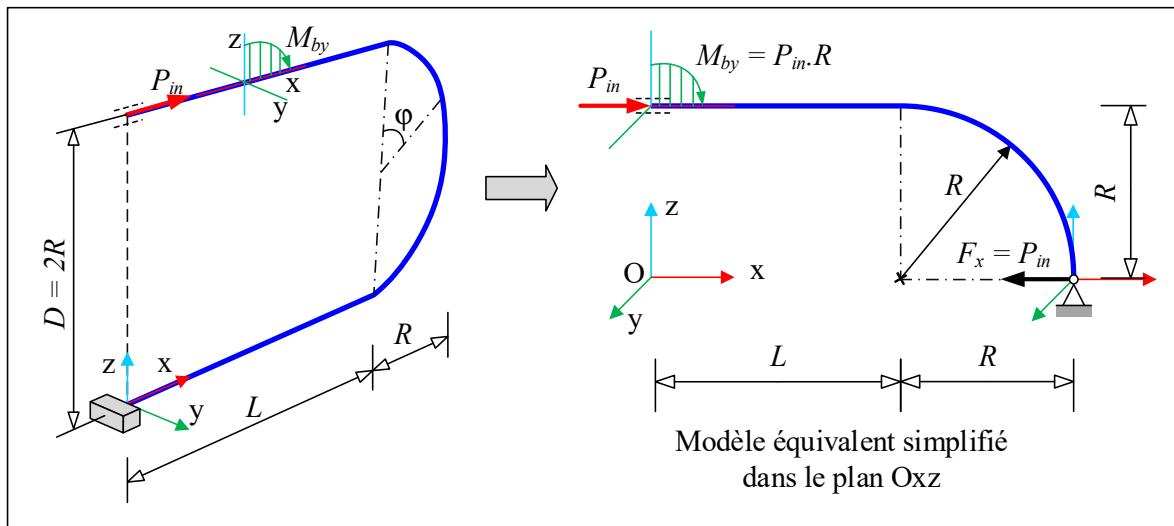


Figure-A III-2 Modèle d'amortisseur en forme de U soumis à des charges dans le plan

L'énergie de déformation stockée dans le dispositif:

$$\begin{aligned}
U_{in} &= \int_{L_T} \frac{M_{by}^2(s)}{2EI_y(s)} ds = 2 \int_0^L \frac{(P_{in} \cdot R)^2}{2EI_{y1}} dx + \int_{-\pi/2}^{\pi/2} \frac{(\bar{P}_{in} \cdot R \cdot \cos \varphi)^2}{2EI_{y2}} R d\varphi \\
&= \frac{(P_{in} \cdot R)^2}{EI_{y1}} \cdot \left(x \Big|_0^L \right) + \frac{(\bar{P}_{in} \cdot R)^2}{2EI_{y2}} R \cdot \frac{1}{2} \left[\left(\varphi + \frac{1}{2} \sin 2\varphi \right) \Big|_{-\pi/2}^{\pi/2} \right] \\
&= \frac{\bar{P}_{in}^2 R^2 \cdot L}{EI_{y1}} + \frac{\bar{P}_{in}^2 R^3 \pi}{4EI_{y2}} \\
\frac{\partial U_{in}}{\partial P_{in}} &= \frac{2\bar{P}_{in} R^2 L}{EI_{y1}} + \frac{\pi \bar{P}_{in} R^3}{2EI_{y2}} = \bar{P}_{in} \cdot R^2 \left(\frac{2L}{EI_{y1}} + \frac{\pi R}{2EI_{y2}} \right)
\end{aligned} \tag{A III-4}$$

Le déplacement horizontal:

$$D_{in} = \frac{\partial U_{in}}{\partial P_{in}} = \bar{P}_{in} \cdot R^2 \left(\frac{2L}{EI_{y1}} + \frac{\pi R}{2EI_{y2}} \right) \tag{A III-5}$$

La rigidité latérale du dispositif:

$$K_u^0 = \frac{P_{in}}{D_{in}} = \frac{1}{R^2 \left(\frac{2L}{EI_{y1}} + \frac{\pi R}{2EI_{y2}} \right)} \tag{A III-6}$$

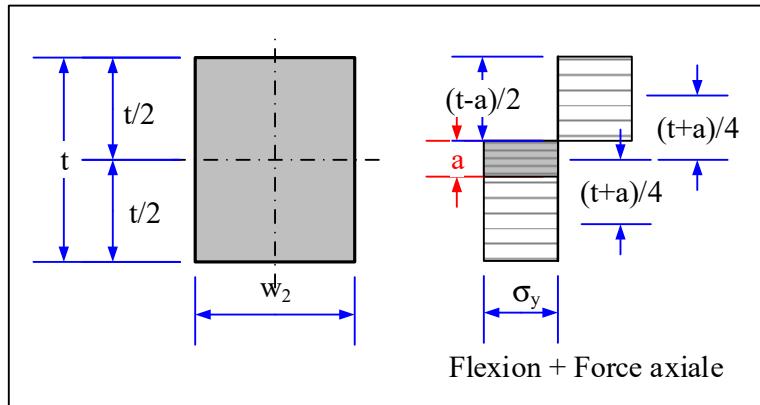


Figure-A III-3 Répartition des contraintes plastiques

La contrainte maximale se produit dans la partie droite, à la section de jonction entre la partie droite et la partie courbe:

$$\sigma_{\max}^0 = \frac{P_{in}}{A} + \frac{t}{2} \cdot \frac{M_{by}}{EI_{y2}} = \frac{P_{in}}{w_2 t} + \frac{t}{2} \cdot \frac{P_{in} R}{\frac{w_2 t^3}{12}} = P_{in} \left(\frac{1}{w_2 t} + \frac{12 R t}{2 w_2 t^3} \right) = P_{in} \frac{(t+6R)}{w_2 t^2} \quad (\text{A III-7})$$

Détermination de la limite élastique du dispositif:

$$\begin{aligned} M_y &= P_y^0 \cdot R; \quad P_y^0 = a \cdot w_2 \cdot \sigma_y; \\ M_y &= \sigma_y \cdot w_2 \cdot \frac{(t-a)}{2} \cdot \frac{(t+a)}{4} \cdot 2 = \sigma_y \cdot \frac{w_2 \cdot (t^2 - a^2)}{4} \Rightarrow P_y^0 \cdot R = \sigma_y \cdot \frac{w_2 \cdot (t^2 - a^2)}{4} \\ \Rightarrow \frac{4P_y^0 \cdot R}{w_2 \cdot \sigma_y} &= (t^2 - a^2) = t^2 - \left(\frac{P_y^0}{w_2 \cdot \sigma_y} \right)^2 \\ \Rightarrow P_y^0 &= \sigma_y \cdot \left(-2 \cdot R \cdot w_2 + w_2 \cdot \sqrt{t^2 + 4R^2} \right) \end{aligned} \quad (\text{A III-8})$$

Pour le cas de chargement hors du plan

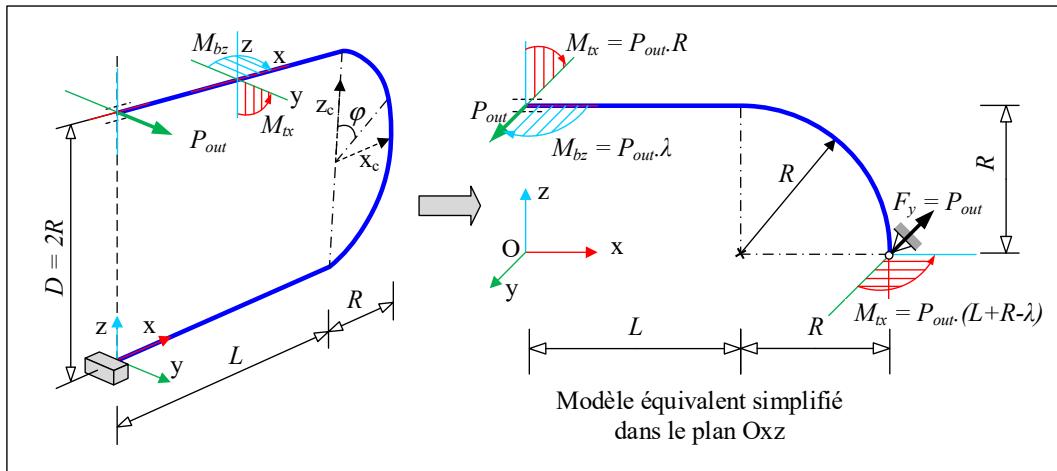


Figure-A III-4 Modèle d'amortisseur en forme de U soumis à des charges hors du plan

Les propriétés des sections transversales du dispositif, y compris le moment d'inertie ($I_{z,i}$), le moment d'inertie de torsion (J_{xi}), le module de section de torsion du grand côté ($W_{ti,1}$), et le module de section de torsion du petit côté ($W_{ti,2}$), sont calculées comme suivantes:

La partie droite:

$$I_{z1} = tw_1^3/12; J_{x1} = \alpha_t \max(t, w_1) \min(t^3, w_1^3); W_{t1,1} = \beta_{t,1} \max(t, w_1) \min(t^2, w_1^2);$$

$$W_{t1,2} = \beta_{t,2} \max(t, w_1) \min(t^2, w_1^2)$$

La partie courbe:

$$I_{z2} = tw_2^3/12; J_{x2} = \alpha_t \max(t, w_2) \min(t^3, w_2^3); W_{t2,1} = \beta_t \max(t, w_2) \min(t^2, w_2^2);$$

$$W_{t2,2} = \beta_{t,2} \max(t, w_2) \min(t^2, w_2^2)$$

Où $\alpha_t, \beta_{t,1}, \beta_{t,2}$ sont les constantes de torsion de la section, déterminées dans le tableau suivant:

Tableau-A III-1 Les constantes de torsion d'une section rectangulaire

max (w,t) / min (w,t)	1	1.5	2	2.5	3	4	5	6	10	∞
α_t	0.141	0.196	0.229	0.249	0.263	0.281	0.291	0.299	0.312	0.333
$\beta_{t,1}$	0.208	0.231	0.246	0.258	0.267	0.277	0.288	0.299	0.313	0.339
$\beta_{t,2}$	0.208	0.269	0.309	0.336	0.355	0.378	0.392	0.402	0.421	0.448

L'énergie de déformation stockée dans le dispositif:

$$U_{out} = \int_{L_T} \frac{M_{bz}^2(s)}{2EI_z(s)} ds + \int_{L_T} \frac{M_{tx}^2(s)}{2GJ_{tx}(s)} ds \quad (\text{A III-9})$$

Au point de charge P_{out} , le moment de flexion M_{bE} et le moment de torsion M_{tE} sont inconnus:

$$\int_{L_T} \frac{M_{bz}^2(s)}{2EI_z(s)} ds = \int_L \frac{(P_{out}x + M_{bE})^2}{2EI_{z1}} dx + \int_0^\pi \frac{\pi M_{bc}^2(\varphi)}{2EI_{z2}} Rd\varphi$$

$$+ \int_L \frac{(P_{out}x - P_{out}L - M_{bE})^2}{2EI_{z1}} dx \quad (\text{A III-0})$$

$$\int_{L_T} \frac{M_{tx}^2(s)}{2GJ_{tx}(s)} ds = \int_L \frac{M_{tE}^2}{2GJ_{x1}} dx + \int_L \frac{(2P_{out}R - M_{tE})^2}{2GJ_{x1}} dx + \int_0^\pi \frac{\pi M_{tc}^2(\varphi)}{2GJ_{x2}} Rd\varphi$$

Avec:

$$\begin{aligned}
M_{bc}(\varphi) &= -P_{out}(x_c + L) \cos \varphi - P_{out}(R - z_c) \sin \varphi - M_{bE} \cos \varphi + M_{tE} \sin \varphi \\
M_{tc}(\varphi) &= P_{out}(x_c + L) \sin \varphi - P_{out}(R - z_c) \cos \varphi + M_{bE} \sin \varphi + M_{tE} \cos \varphi \\
z_c &= R \cos \varphi, \quad x_c = R \sin \varphi \\
\Rightarrow M_{bc}(\varphi) &= -P_{out}(R \sin \varphi + L) \cos \varphi - P_{out}(R - R \cos \varphi) \sin \varphi \\
&\quad - M_{bE} \cos \varphi + M_{tE} \sin \varphi \\
&= -P_{out}R \sin \varphi \cos \varphi - P_{out}L \cos \varphi - P_{out}R \sin \varphi + P_{out}R \cos \varphi \sin \varphi \\
&\quad - M_{bE} \cos \varphi + M_{tE} \sin \varphi \\
&= -P_{out}(L \cos \varphi + R \sin \varphi) - M_{bE} \cos \varphi + M_{tE} \sin \varphi \\
M_{tc}(\varphi) &= P_{out}(R \sin \varphi + L) \sin \varphi - P_{out}(R - R \cos \varphi) \cos \varphi \\
&\quad + M_{bE} \sin \varphi + M_{tE} \cos \varphi \\
&= P_{out}R \sin^2 \varphi + P_{out}L \sin \varphi - P_{out}R \cos \varphi + P_{out}R \cos^2 \varphi \\
&\quad + M_{bE} \sin \varphi + M_{tE} \cos \varphi \\
&= P_{out}R + P_{out}(L \sin \varphi - R \cos \varphi) + M_{bE} \sin \varphi + M_{tE} \cos \varphi
\end{aligned} \tag{A III-11}$$

En raison de la symétrie, le moment de torsion est facilement calculé égal à: $M_{tE} = P_{out}R$

Le moment de flexion:

$$\begin{aligned}
\phi &= \frac{\partial U}{\partial M_{bE}} = 0 \\
\Rightarrow M_{bE} &= -P_{out} \left[\frac{4R^2 + \pi LR}{R\pi + GJ_2(4L/EI_1 + \pi R/EI_2)} + \frac{2L^2/EI_1 + \pi LR/EI_2}{\pi R/GJ_2 + 4L/EI_1 + \pi R/EI_2} \right] \tag{A III-12} \\
\Rightarrow M_{bE} &= -P_{out}\lambda
\end{aligned}$$

Avec:

$$\lambda = \frac{4R^2 + \pi LR}{R\pi + GJ_2(4L/EI_1 + \pi R/EI_2)} + \frac{2L^2/EI_1 + \pi LR/EI_2}{\pi R/GJ_2 + 4L/EI_1 + \pi R/EI_2} \tag{A III-13}$$

Donc:

$$\begin{aligned}
M_{bc}(\varphi) &= -P_{out}(L - \lambda) \cos \varphi \\
M_{tc}(\varphi) &= P_{out}(L - \lambda) \sin \varphi + P_{out}R
\end{aligned} \tag{A III-14}$$

Reformulation de l'énergie de déformation stockée dans le dispositif:

$$\begin{aligned}
U_{out} &= \int_L \frac{(P_{out}x - P_{out}\lambda)^2}{2EI_{z1}} dx + \int_L \frac{(P_{out}x - P_{out}L + P_{out}\lambda)^2}{2EI_{z1}} dx \\
&\quad + \int_0^{\pi} \frac{P_{out}^2 (L - \lambda)^2}{2EI_{z2}} \cos^2 \varphi R d\varphi + \int_L \frac{(P_{out}R)^2}{2GJ_{x1}} dx \\
&\quad + \int_L \frac{(2P_{out}R - P_{out}R)^2}{2GJ_{x1}} dx + \int_0^{\pi} \frac{P_{out}^2 (R + L \sin \varphi - \lambda \sin \varphi)^2}{2GJ_{x2}} R d\varphi \\
\Rightarrow U_{out} &= \frac{P_{out}^2}{2EI_{z1}} \int_L (x - \lambda)^2 dx + \frac{P_{out}^2}{2EI_{z1}} \int_L (x - L + \lambda)^2 dx \\
&\quad + \frac{P_{out}^2 R (L - \lambda)^2}{2EI_{z2}} \int_0^{\pi} \cos^2 \varphi d\varphi + \frac{(P_{out}R)^2}{2GJ_{x1}} \int_L dx + \frac{(P_{out}R)^2}{2GJ_{x1}} \int_L dx \\
&\quad + \frac{P_{out}^2 R}{2GJ_{x2}} \int_0^{\pi} (R + L \sin \varphi - \lambda \sin \varphi)^2 d\varphi
\end{aligned} \tag{A III-15}$$

Déplacement hors plan:

$$\begin{aligned}
D_{out} &= \frac{\partial U_{out}}{\partial P_{out}} = \frac{2P_{out}L(L^2 - 3L\lambda + 3\lambda^2)}{3EI_1} + \frac{P_{out}R\pi(L - \lambda)^2}{2EI_2} + \frac{2P_{out}LR^2}{GJ_1} + \\
&\quad \frac{P_{out}R\left\{\pi\left[(L - \lambda)^2 + 2R^2\right] + 8R(L - \lambda)\right\}}{2GJ_2}
\end{aligned} \tag{A III-16}$$

La rigidité du dispositif hors plan:

$$\begin{aligned}
\frac{1}{K_u^{90}} &= \frac{D_{out}}{P_{out}} = \frac{2LR^2}{GJ_1} + \frac{R\left\{\pi\left[(L - \lambda)^2 + 2R^2\right] + 8R(L - \lambda)\right\}}{2GJ_2} \\
&\quad + \frac{2L(L^2 - 3L\lambda + 3\lambda^2)}{3EI_1} + \frac{R\pi(L - \lambda)^2}{2EI_2}
\end{aligned} \tag{A III-17}$$

La contrainte maximale pour trois sections spécifiques:

$$\sigma = \frac{M_b}{W_b}; \tau = \frac{M_t}{W_t}; \sigma_{\max} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \quad (\text{A III-18})$$

À l'encastrement du dispositif:

$$M_y = P_{y,1}^9 \gamma = \sigma_y \cdot \frac{t \cdot w^2}{4} \Rightarrow P_{y,1}^9 = \sigma_y \frac{t \cdot w^2}{4\gamma} \quad (\text{A III-19})$$

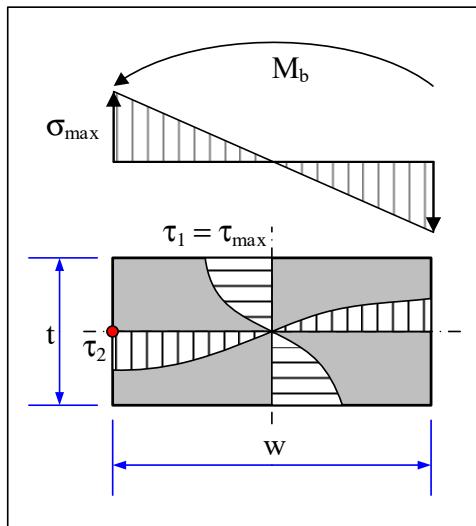


Figure-A III-5 Répartition des contraintes en flexion et torsion

À la section de jonction entre la partie droite et la partie courbe:

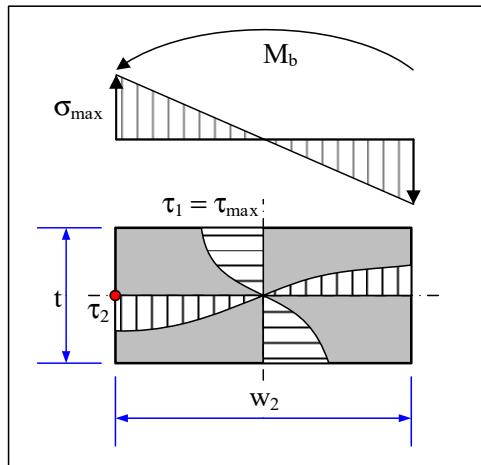


Figure-A III-6 Répartition des contraintes en flexion et torsion

$$M_y = P_{y,2}^{90} (L - \gamma) = \sigma_y \cdot \frac{t \cdot w_2^2}{4} \Rightarrow P_{y,2}^{90} = \sigma_y \frac{t \cdot w_2^2}{4(L - \gamma)} \quad (\text{A III-20})$$

À la section au milieu de la partie courbe:

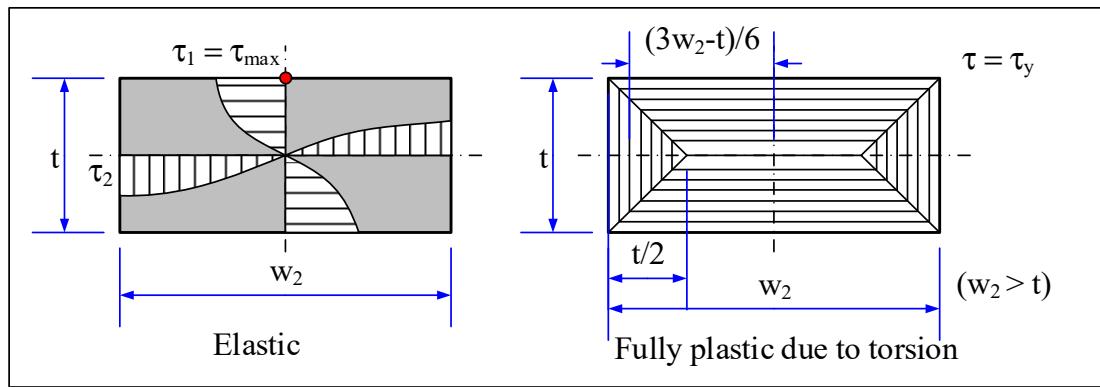


Figure-A III-7 Répartition des contraintes plastiques en torsion

$$\begin{aligned} M_y^t &= 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{t}{2} \cdot t \cdot \left(\frac{2}{3} \frac{t}{2} + \frac{w_2 - t}{2} \right) \tau_y + 2 \cdot \left[\frac{(w_2 - t) + w_2}{2} \right] \frac{t}{2} \cdot \frac{t}{4} \tau_y \\ &= \frac{t^2}{2} \cdot \frac{(3w_2 - t)}{6} \cdot \tau_y + (2w_2 - t) \frac{t^2}{8} \cdot \tau_y \\ &= \tau_y \cdot \frac{t^2}{24} \cdot [2(3w_2 - t) + 3(2w_2 - t)] = \tau_y \cdot \frac{t^2}{24} \cdot (12w_2 - 5t) \end{aligned} \quad (\text{A III-21})$$

$$\begin{aligned} M_y^t &= P_{y,3}^{90} (L + R - \gamma) = \tau_y \cdot \frac{t^2}{24} \cdot (12w_2 - 5t) \\ \Rightarrow P_{y,3}^{90} &= \tau_y \cdot \frac{t^2}{24} \cdot \frac{(12w_2 - 5t)}{(L + R - \gamma)} = \sigma_y \cdot \frac{t^2 (12w_2 - 5t)}{24\sqrt{3} (L + R - \gamma)} \end{aligned} \quad (\text{A III-22})$$

Avec: $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$

Détermination de la limite élastique du dispositif:

$$P_y^{90} = \min(P_{y,1}^{90}, P_{y,2}^{90}, P_{y,3}^{90}) \quad (\text{A III-23})$$

ANNEXE IV

ÉTATS LIMITES DES ISOLATEURS EN ÉLASTOMÈRE ET DIMENSIONNEMENT PRÉLIMINAIRE DES APPUIS EN ÉLASTOMÈRE

A.IV.1 États limites des isolateurs en élastomères

Parmi les systèmes d'isolation existants, les isolateurs en élastomère jouent un rôle le plus courant. Ils sont également les plus étudiés et utilisés dans le monde grâce à des avantages évidents tels que le faible coût, la facilité de production, leur similitude avec les appuis traditionnels.

D'autre part, le comportement des isolateurs en élastomère varie en fonction de la déformation interne dans les composants d'élastomère, à savoir la rigidité latérale du dispositif est diminuée avec une augmentation du chargement axial (Constantinou et al., 2007; Naeim et M. Kelly, 1999). Lors d'un tremblement de terre, en plus des charges verticales importantes qui sont soutenues à tout moment par les isolateurs, les dispositifs sont également soumis à la plupart des déformations en cisaillement, entraînant d'éventuels états limites ultimes, soit des problèmes d'instabilité par flambement, soit des problèmes de rupture due au déchirement des couches de caoutchouc.

De cette façon, trois paramètres géométriques sont souvent mentionnés lors de l'étude des états limites des isolateurs en élastomère: la largeur des spécimens, le facteur de forme et l'élancement. Parmi ces paramètres, l'élancement se révèle être un paramètre géométrique qui est directement responsable du type d'état limite atteint : flambement ou déchirement. Il est donc le paramètre le plus critique lors de la détermination des états limites ultimes des appuis en élastomère. Le contrôle de l'élancement joue un rôle important dans la fabrication des appuis en élastomère qui est généralement effectué en réduisant le rapport de hauteur/longueur, soit une augmentation de sa taille, soit une réduction de sa hauteur. Ce faisant, la capacité de déplacement de l'isolateur est réduite lorsque sa flexibilité diminue.

À cause de ces états limites, les conditions de la charge axiale limite (pour le problème d'instabilité par flambement) et des déformations latérales (pour le problème du déchirement) d'isolateur doivent être contrôlées.

Il est à noter que la présente annexe utilise plusieurs sources pour le dimensionnement préliminaire et la vérification des appuis. Ceci ne correspond pas forcément à une vérification et un dimensionnement en tout point conforme avec les spécifications du code CSA-S6-19, lequel est arrivé tard dans le processus d'élaboration de la présente thèse.

La limite de la charge critique

Dans la pratique, la charge critique à l'état non déplacé est calculée à l'aide de la théorie de Haringx sur le flambement des colonnes faibles en cisaillement. Cela a été présenté par Gent (1964):

$$P_{cr}^0 = \frac{1}{2} \frac{GAh}{t_r} \left(\sqrt{1 + \frac{4\pi^2 E_r I}{GAh^2}} - 1 \right) \quad (\text{A IV-1})$$

où,

G est le module de cisaillement de caoutchouc

E_r est le module de compression du caoutchouc

A est l'aire de dispositif en cisaillement

I est le moment d'inertie de la section

t_r est l'épaisseur totale des couches de caoutchouc

h est la hauteur de l'isolateur

À l'état déplacé, la charge critique est réduite par un facteur basé sur la réduction d'aire de la section de l'isolateur comme suite :

$$P_{cr} = P_{cr}^0 \left(\frac{A_r}{A} \right) \quad (\text{A IV-2})$$

Où A_r est l'aire superposée entre les faces supérieures et inférieures de l'isolateur.

La limite de la déformation latérale

La limite sur la déformation totale en cisaillement des isolateurs à base d'élastomère est mentionnée dans le code canadien (CSA-S6, 2014b):

$$\gamma_c + \gamma_d + \gamma_r \leq 5.5 \quad (\text{A IV-3})$$

où,

γ_c est la déformation de cisaillement due à la compression produite par la charge permanente verticale et la charge sismique,

γ_d est la déformation de cisaillement due au déplacement de calcul total,

γ_r est la déformation de cisaillement due à une rotation sous l'effet de la charge permanente et de la charge de construction.

Pour les appuis en élastomère, le déplacement critique est mentionné à calculer pour éviter l'instabilité au retournement (Constantinou et al., 2011).

$$0.5\Delta_s + \Delta_{ED} \leq 0.4L, \text{ et } 0.5\Delta_s + \Delta_{ED} \leq 1.5T_r \quad (\text{A IV-4})$$

où,

Δ_s est le déplacement latéral non sismique,

Δ_{ED} est le déplacement latéral sismique,

L est la dimension plus petite de la section d'isolateur,

T_r est l'épaisseur totale du caoutchouc.

Basé sur les conditions de leurs états de limite, notamment la limite de la déformation latérale, le déplacement sismique introduit un impact significatif sur le dimensionnement de l'appui. Lorsque la taille du dispositif doit répondre à la condition limite de la charge critique, des déplacements horizontaux importants peuvent conduire à des exigences pour modifier la taille des isolateurs comme augmenter la section transversale et/ou minimiser la hauteur du dispositif. De cette façon, la rigidité latérale de l'isolateur est plus élevée, entraînant une

diminution de leurs performances sismiques. Les isolations sismiques ont donc besoin d'une capacité considérable de dissipation énergie afin de diminuer le déplacement latéral induit par des séismes.

De plus, des nouvelles innovations des systèmes d'isolateur en élastomères pour réduire des dommages causés par une déformation horizontale excessive pour les isolateurs en élastomère sont étudiées en utilisant des fibres renforcées. Ce faisant, des fibres renforcées (fibre de verre, fibres de carbone, fibres de composites, etc.) sont utilisées au lieu des plaques renforcées d'acier dans les dispositifs conventionnels (Thuyet et al., 2016; Toopchi-Nezhad, Drysdale et Tait, 2009). Deux plaques d'ancrages à la structure sont enlevées, les dispositifs sont installés directement entre l'unité de fondation et la superstructure. Ce remplacement réduit non seulement considérablement le poids et les coûts de fabrication et d'installation, mais permet également d'augmenter la capacité d'appuis sous les charges verticales et de s'enrouler lorsqu'il est soumis à une grande déformation horizontale, ce qui réduit considérablement les problèmes d'instabilité par flambement et les dommages au déchirement de caoutchouc par rapport aux dispositifs conventionnels. Cependant, cette technique est destinée à améliorer la stabilité sous les charges verticales et les grandes déformations plutôt qu'à augmenter la dissipation d'énergie du dispositif, lorsque sa flexibilité horizontale et la propriété de l'amortissement sont principalement fournies par caoutchouc (Dezfuli et Alam, 2013; Mordini et Strauss, 2008).

A.IV.2 Dimensionnement des appuis en élastomères

Le dimensionnement des appuis pour la charge verticale est effectué selon les spécifications du code CSA-S6-14 et du manuel des structures du ministère des transports du Québec 2019. L'isolateur est sélectionné avec les dimensions en plan ayant une longueur $a = 650\text{mm}$ et une largeur $b = 350\text{mm}$. L'aire de la section transversale d'isolateur: $A_{isol} = 227\ 500\ \text{mm}^2$

La condition de section transversale minimale est satisfaite par rapport aux vérifications suivantes:

$$\begin{aligned}
 A_{per, \dot{E}LUT} &= \frac{P_{per, \dot{E}LUT}}{4.5} = \frac{667\ 000}{4.5} = 148\ 222 \left(\text{mm}^2 \right) < A_{isol} \\
 A_{tol, \dot{E}LUT} &= \frac{P_{tol, \dot{E}LUT}}{7} = \frac{1067\ 000}{7} = 152\ 429 \left(\text{mm}^2 \right) < A_{isol} \\
 A_{per, \dot{E}LUL} &= \frac{P_{per, \dot{E}LUL}}{7} = \frac{790\ 000}{7} = 112\ 857 \left(\text{mm}^2 \right) < A_{isol} \\
 A_{tol, \dot{E}LUL} &= \frac{P_{tol, \dot{E}LUL}}{10} = \frac{1490\ 000}{10} = 149\ 000 \left(\text{mm}^2 \right) < A_{isol}
 \end{aligned} \tag{A IV-5}$$

Vérification à la limite de compression maximale, selon le code S6-19:

$$\sigma_{\max. \dot{E}LUT} = \frac{P_{tol, \dot{E}LUT}}{a \times b} = \frac{1067\ 000}{650 \times 350} = 4.69 \text{ MPa} < 10 \text{ MPa} \tag{A IV-6}$$

La valeur minimale requise du facteur de forme, S_{\min} , est calculée et comparée à celle pourvue pour les couches extérieures, S_e , et intérieures, S_i , afin de valider la capacité de l'appui pour la géométrie et la composition sélectionnées, comme suit:

$$\begin{aligned}
 S_{\min} &= \sqrt{\frac{10 \text{ MPa}}{0.22}} = 6.74 \\
 S_e &= \frac{a \times b}{2(a+b)t_{ex}} = \frac{650 \times 350}{2 \times (650+350) \times 7} = 16.25 > S_{\min} \\
 S_c &= \frac{a \times b}{2(a+b)t_r} = \frac{650 \times 350}{2 \times (650+350) \times 16} = 7.11 > S_{\min}
 \end{aligned} \tag{A IV-7}$$

BIBLIOGRAPHIE

- AASHTO. 2014. *Guide specifications for seismic isolation design*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO. 2017. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 8th Edition*.
- Abaqus. 2014. « Abaqus Documentation ». *Dassault Systemes Simulia Corporation*.
- Abe, Masato, Junji Yoshida et Yozo Fujino. 2004. « Multiaxial behaviors of laminated rubber bearings and their modeling. I: Experimental study ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 130, n° 8, p. 1119-1132.
- Adams, J. 2011. « Seismic hazard and seismic risk in Canada perspective for the insurance industry ». In *Geological Survey of Canada, Natural Resources Canada, Ottawa, Ontario, ICLR workshop Toronto, ON*.
- Adams, John, et Stephen Halchuk. 2004. « Fourth-generation seismic hazard maps for the 2005 national building code of Canada ». In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper*. Vol. 2502.
- Aghlara, Reza, et Mahmood Md Tahir. 2018. « A passive metallic damper with replaceable steel bar components for earthquake protection of structures ». *Engineering structures*, vol. 159, p. 185-197.
- Aiken, Ian D, et James M Kelly. 1996. « Cyclic dynamic testing of fluid viscous dampers ». In *Proceedings, Caltrans fourth seismic research workshop, California Department of Transportation, Sacramento, California, USA*.
- Al-Anany, Yasser M, et Michael J Tait. 2017. « Fiber reinforced elastomeric isolators for the seismic isolation of bridges ». *Composite Structures*, vol. 160, p. 300-311.
- Alcocer, Sergio M, et Víctor M Castaño. 2008. « Evolution of codes for structural design in Mexico ». *Structural Survey*, vol. 26, n° 1, p. 17-28.
- Anderson, DG, GR Martin, IP Lam et JN Wang. 2008. « NCHRP Report: 611: Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes, and Embankments ». *Transportation Research Board Project*, p. 12-70.
- Ankik, Djamel. 2019. « Comportement sous basses températures des composés en élastomère utilisés dans les isolateurs sismiques de ponts ». École de technologie supérieure.

ASCE-7. 2016. *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers. <<https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/9780784414248>>.

ASCE/SEI-41-13. 2014. *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Coll. « ASCE Standard ASCE/SEI », 41-13. 1 online resource (555 pages) p.

Ashkezari, Ghasem Dehghani, Ali Akbar Aghakouchak et Mehrdad Kokabi. 2008. « Design, manufacturing and evaluation of the performance of steel like fiber reinforced elastomeric seismic isolators ». *Journal of Materials Processing Technology*, vol. 197, n° 1-3, p. 140-150.

Atasever, Kurtulus, Oguz C Celik et Ercan Yuksel. 2018. « Development and cyclic behavior of U-shaped steel dampers with perforated and nonparallel arm configurations ». *International Journal of Steel Structures*, vol. 18, n° 5, p. 1741-1753.

ATC-58. 2018. *Seismic Performance Assessment of Buildings*, Applied Technology Council.

Atkinson, Gail M. 2009. « Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 36, n° 6, p. 991-1000.

Baird, A, T Smith, A Palermo et S Pampanin. 2014. « Experimental and numerical study of U-shape flexural plate (UFP) dissipators ». In *New Zealand Society for Earthquake Engineering 2014 Technical Conference and AGM*. New Zealand Society for Earthquake Engineering Auckland, New Zealand.

Basöz, Nesrin I, Anne S Kiremidjian, Stephanie A King et Kincho H Law. 1999. « Statistical analysis of bridge damage data from the 1994 Northridge, CA, earthquake ». *Earthquake spectra*, vol. 15, n° 1, p. 25-54.

Bayoumi, SalahEldinAhm. 2018. *Engineering solid mechanics: fundamentals and applications*. Routledge.

Becker, Tracy C, et Stephen A Mahin. 2012. « Experimental and analytical study of the bi-directional behavior of the triple friction pendulum isolator ». *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 41, n° 3, p. 355-373.

Beji, Afif. 2015. *Effet de la variation des paramètres caractéristiques des isolateurs sismiques affectés par la température sur le comportement des ponts isolés*. texte. Coll. « Mgc », 2015:7]. Montréal: École de technologie supérieure, 1 ressource en ligne (xxx, 253 pages) p.

Belghith, Wissal. 2020. « Sur l'effet du fluage et du retrait sur la performance sismique des piles de ponts isolés à la base faiblement armées ». École de technologie supérieure.

- Bergström, JS, et MC Boyce. 1998. « Constitutive modeling of the large strain time-dependent behavior of elastomers ». *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, vol. 46, n° 5, p. 931-954.
- Beucke, Karl E, et James M Kelly. 1985. « Equivalent linearizations for practical hysteretic systems ». *International journal of non-linear mechanics*, vol. 20, n° 4, p. 211-238.
- Buckle, Ian, Michael Constantiou, Murat Dicleli et Hamid Ghasemi. 2006. *Seismic isolation of highway bridges*. MCEER, University at Buffalo, the State University of New York.
- Busson, Arnaud. 2015. *Détermination des états limites des appuis et des isolateurs de ponts dans une approche basée sur la performance sismique*. Coll. « Mémoire de maîtrise (Université de SHERBROOKE) ». Université de Sherbrooke, xxi, 165p. p.
- Button, Martin R, Colman J Cronin et Ronald L Mayes. 2002. « Effect of vertical motions on seismic response of highway bridges ». *Journal of structural engineering*, vol. 128, n° 12, p. 1551-1564.
- Cardone, D, et G Gesualdi. 2012. « Experimental evaluation of the mechanical behavior of elastomeric materials for seismic applications at different air temperatures ». *International Journal of Mechanical Sciences*, vol. 64, n° 1, p. 127-143.
- Castaldo, P, et E Tubaldi. 2018. « Influence of ground motion characteristics on the optimal single concave sliding bearing properties for base-isolated structures ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 104, p. 346-364.
- Caughey, TK. 1960. « Sinusoidal excitation of a system with bilinear hysteresis ».
- Chan, Ricky WK, Faris Albermani et Sritawat Kitipornchai. 2013. « Experimental study of perforated yielding shear panel device for passive energy dissipation ». *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 91, p. 14-25.
- Chandak, NR. 2013. « Effect of base isolation on the response of reinforced concrete building ». *Journal of civil engineering Research*, vol. 3, n° 4, p. 135-142.
- Chen, Y Frank. 2004. « Assessment of the current US seismic displacement requirements for bridges in a low-moderate seismic zone ». *Engineering structures*, vol. 26, n° 10, p. 1365-1379.
- Cheng, ZB, et ZF Shi. 2018. « Composite periodic foundation and its application for seismic isolation ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 47, n° 4, p. 925-944.

- Choi, Eunsoo, Tae-hyun Nam et Baik-Soon Cho. 2005. « A new concept of isolation bearings for highway steel bridges using shape memory alloys ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 32, n° 5, p. 957-967.
- Chopra, Anil K. 2017. *Dynamics of structures. theory and applications to earthquake engineering.*
- Choun, Young-Sun, Junhee Park et In-Kil Choi. 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*, vol. 46, n° 5, p. 605-618.
- Colato, GP, R Chiarotto, M Fetti, S Infanti et MG Castellano. 2008. « Stonecutters cable-stayed bridge: full-scale testing of dynamic control devices ». In *Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE), Beijin (China)*. p. 322.
- Constantinou, Michalakis C, Ioannis V Kalpakidis, André Filiatrault et RA Ecker Lay. 2011. *LRFD-based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators.* MCEER.
- Constantinou, Michalakis C, et MD Symans. 1992. *Experimental and analytical investigation of seismic response of structures with supplemental fluid viscous dampers.* National Center for earthquake engineering research Buffalo, NY.
- Constantinou, Michalakis C, Panos Tsopelas, Amarnath Kasalanati et Eric D Wolff. 1999. « Property modification factors for seismic isolation bearings ».
- Constantinou, Michalakis C, AS Whittaker, Y Kalpakidis, DM Fenz et Gordon P Warn. 2007. « Performance of seismic isolation hardware under service and seismic loading ». *Technical Rep. No. MCEER-07*, vol. 12.
- CSA-S6. 2000. *CSA-S6-00, Canadian Highway Bridge Design Code.* Canadian Standards Association.
- CSA-S6. 2006. *CSA-S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code.* Canadian Standards Association.
- CSA-S6. 2014. *CSA-S6-14, Canadian highway bridge design code.* Canadian Standards Association.
- CSA-S6. 2014b. *Commentary on CSA S6-14, Canadian Highway Bridge Design Code.* CSA Group.
- CSA-S6. 2019. *CSA-S6-19, Canadian highway bridge design code.* Canadian Standards Association.

CSA-S6.1. 2019. *Commentary on CSA S6:19, Canadian Highway Bridge Design Code*. CSA Group.

Veuillez sélectionner un type de document autre que « Generic » afin de faire afficher la référence bibliographique.

Dall'Asta, A, et L Ragni. 2006. « Experimental tests and analytical model of high damping rubber dissipating devices ». *Engineering Structures*, vol. 28, n° 13, p. 1874-1884.

De Domenico, Dario, Emanuele Gandelli et Virginio Quaglini. 2020. « Adaptive isolation system combining low-friction sliding pendulum bearings and SMA-based gap dampers ». *Engineering Structures*, vol. 212, p. 110536.

Deng, Kailai, Peng Pan, Yukun Su et Yantao Xue. 2015. « Shape optimization of U-shaped damper for improving its bi-directional performance under cyclic loading ». *Engineering Structures*, vol. 93, p. 27-35.

Deng, Kailai, Peng Pan et Chaoyi Wang. 2013. « Development of crawler steel damper for bridges ». *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 85, p. 140-150.

DesRoches, R, et M Delemont. 2002. « Seismic retrofit of simply supported bridges using shape memory alloys ». *Engineering Structures*, vol. 24, n° 3, p. 325-332.

DesRoches, R, et B Smith. 2004. « Shape memory alloys in seismic resistant design and retrofit: a critical review of their potential and limitations ». *Journal of earthquake engineering*, vol. 8, n° 3, p. 415-429.

Dezfulti, F Hedayati, et M Shahria Alam. 2013. « Multi-criteria optimization and seismic performance assessment of carbon FRP-based elastomeric isolator ». *Engineering structures*, vol. 49, p. 525-540.

Dezfulti, Farshad Hedayati, Shuai Li, M Shahria Alam et Jing-Quan Wang. 2017. « Effect of constitutive models on the seismic response of an SMA-LRB isolated highway bridge ». *Engineering Structures*, vol. 148, p. 113-125.

Dicleli, Murat, et Srikanth Buddaram. 2006. « Effect of isolator and ground motion characteristics on the performance of seismic-isolated bridges ». *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 35, n° 2, p. 233-250.

Dicleli, Murat, et Srikanth Buddaram. 2007. « Comprehensive evaluation of equivalent linear analysis method for seismic-isolated structures represented by sdof systems ». *Engineering Structures*, vol. 29, n° 8, p. 1653-1663.

- Dicleli, Murat, et Memduh Karalar. 2011. « Optimum characteristic properties of isolators with bilinear force–displacement hysteresis for seismic protection of bridges built on various site soils ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 31, n° 7, p. 982-995.
- Dunne, Fionn, et Nik Petrinic. 2005. *Introduction to computational plasticity*. Oxford University Press on Demand.
- ECS. 2005a. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings*. European Committee for Standardization Brussels.
- ECS. 2005b. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges*. European Committee for Standardization Brussels.
- Elghazouli, Ahmed. 2016. *Seismic design of buildings to Eurocode 8*. CRC Press.
- Ene, Diana, Shoichi Kishiki, Satoshi Yamada, Yu Jiao, Yoshinao Konishi, Masao Terashima et Norihisa Kawamura. 2016. « Experimental study on the bidirectional inelastic deformation capacity of U-shaped steel dampers for seismic isolated buildings ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 45, n° 2, p. 173-192.
- Ergin, Erdem I. 1954. « Transient response of non-linear spring-mass systems ». California Institute of Technology.
- Eröz, Murat, et Reginald DesRoches. 2008. « Bridge seismic response as a function of the Friction Pendulum System (FPS) modeling assumptions ». *Engineering Structures*, vol. 30, n° 11, p. 3204-3212.
- Fenz, Daniel M, et Michael C Constantinou. 2006. « Behaviour of the double concave friction pendulum bearing ». *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 35, n° 11, p. 1403-1424.
- Fuller, KNG, HR Ahmadi et VA Coveney. 1991. « Seismic isolation with high damping rubber bearings: theory and practice ». *Earthquake, Blast & Impact*, p. 141-150.
- Gai, Pan-Pan, Billie F Spencer Jr et Zhao-Dong Xu. 2020. « Effect of frequency dependence on the seismic performance of linear viscoelastic base-isolated structures ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 139, p. 106396.
- Garivani, S, AA Aghakouchak et S Shahbeyk. 2016. « Numerical and experimental study of comb-teeth metallic yielding dampers ». *International Journal of Steel Structures*, vol. 16, n° 1, p. 177-196.

- Gauron, Olivier, Adamou Saidou, Arnaud Busson, Gustavo Henrique Siqueira et Patrick Paultre. 2018. « Experimental determination of the lateral stability and shear failure limit states of bridge rubber bearings ». *Engineering Structures*, vol. 174, p. 39-48.
- Gent, Alan Neville. 1964. « Elastic stability of rubber compression springs ». *Journal of Mechanical Engineering Science*, vol. 6, n° 4, p. 318-326.
- Ghaffary, Azin, et Reza Karami Mohammadi. 2018. « Framework for virtual hybrid simulation of TADAS frames using opensees and abaqus ». *Journal of Vibration and Control*, vol. 24, n° 11, p. 2165-2179.
- Giaralis, Agathoklis, et Pol D Spanos. 2010. « Effective linear damping and stiffness coefficients of nonlinear systems for design spectrum based analysis ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 30, n° 9, p. 798-810.
- Giardini, D, J Woessner, L Danciu, H Crowley, F Cotton, G Grünthal, R Pinho, G Valensise, S Akkar et R Arvidsson. 2013. *Seismic Hazard Harmonization in Europe (SHARE): Online Data Resource*, doi: 10.12686. SED-00000001-SHARE.
- Giardini, Domenico. 1999. « The global seismic hazard assessment program (GSHAP)-1992/1999 ». *Annals of Geophysics*, vol. 42, n° 6.
- Giardini, Domenico, Jochen Wössner et Laurentiu Danciu. 2014. « Mapping Europe's seismic hazard ». *Eos, Transactions American Geophysical Union*, vol. 95, n° 29, p. 261-262.
- Goodco_Z-Tech. 2017. « Seismic isolators ». <<https://www.canambridges.com/products/goodco-z-tech/>>.
- Gu, HS, et Y Itoh. 2010. « Ageing behaviour of natural rubber and high damping rubber materials used in bridge rubber bearings ». *Advances in Structural Engineering*, vol. 13, n° 6, p. 1105-1113.
- Guizani, Lotfi. 2003. « Sur l'isolation sismique des ponts au Canada ». In *10e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*.
- Guizani, Lotfi. 2007. « Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec: Mise au point ». In *14e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*.
- Guizani, Lotfi, et Omar Chaallal. 2011. « Mise en conformité sismique des ponts par isolation de la base – Application au pont Madrid au Québec ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 38, n° 1, p. 1-10.

- Habieb, Ahmad Basshofti, Marco Valente et Gabriele Milani. 2019. « Hybrid seismic base isolation of a historical masonry church using unbonded fiber reinforced elastomeric isolators and shape memory alloy wires ». *Engineering Structures*, vol. 196, p. 109281.
- Hamid, Nubailah Abd, Azmi Ibrahim et Azlan Adnan. 2019. « Smart Structures with Pseudoelastic and Pseudoplastic Shape Memory Alloy: a critical review of their prospective, feasibility and current trends ». In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. Vol. 469, p. 012123. IOP Publishing.
- Han, Qiang, Xiuli Du, Jingbo Liu, Zhongxian Li, Liyun Li et Jianfeng Zhao. 2009. « Seismic damage of highway bridges during the 2008 Wenchuan earthquake ». *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 8, n° 2, p. 263-273.
- Hayes, Gavin P, Gregory M Smoczyk, Antonio H Villaseñor, Kevin P Furlong et Harley M Benz. 2020. *Seismicity of the Earth 1900–2018*. US Geological Survey.
- Hedayati Dezfuli, Farshad, et M Shahria Alam. 2018. « Smart lead rubber bearings equipped with ferrous shape memory alloy wires for seismically isolating highway bridges ». *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 22, n° 6, p. 1042-1067.
- Hejazi, Hasan Ahmad. 1963. « The influence of forced longitudinal vibrations on rods penetrating soils ». The Ohio State University.
- Hudson, DE. 1965. « Equivalent viscous friction for hysteretic systems with earthquake-like excitations ». In *Proceedings 3rd World Conference on Earthquake Engineering*. Vol. 2, p. 185-202.
- Huo, Yili, et Bulent N Alemdar. 2010. « Optimal Seismic Isolation Design for A Highway Bridge with Nonlinear Base Isolator Modeling ».
- Hwang, J. S., et J. M. Chiou. 1996. « An equivalent linear model of lead-rubber seismic isolation bearings ». *Engineering Structures*, vol. 18, n° 7, p. 528-536.
- Hwang, JS, et LH Sheng. 1993. « Effective stiffness and equivalent damping of base-isolated bridges ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 119, n° 10, p. 3094-3101.
- Idriss, Izzat M, et H Bolton Seed. 1968. « Seismic response of horizontal soil lauers ». *Am Soc Civil Engr J Soil Mech*.
- Infanti, Samuele, P Papanikolas, G Benzoni et MG Castellano. 2004. « Rion-Antirion Bridge: Design and full-scale testing of the seismic protection devices ». In *Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering*.
- Ismail, Mohammed, J Rodellar et F Ikhouane. 2010. « An innovative isolation device for aseismic design ». *Engineering Structures*, vol. 32, n° 4, p. 1168-1183.

- Ismail, Mohammed, José Rodellar et Joan R Casas. 2016. « Seismic behavior of RNC-isolated bridges: a comparative study under near-fault, long-period, and pulse-like ground motions ». *Advances in Materials Science and Engineering*, vol. 2016.
- Iwan, WD. 1980. « Estimating inelastic response spectra from elastic spectra ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 8, n° 4, p. 375-388.
- Jacobsen, Lydik S. 1930. « Steady forced vibration as influenced by damping ». *Trans. ASME-APM*, vol. 52, n° 15, p. 169-181.
- Jacobsen, Lydik S. 1960. « Damping in composite structures ». *II WCEE, Tokyo, 1960*.
- Jamkhaneh, Mehdi Ebadi, Amir Homaoon Ebrahimi et Maedeh Shokri Amiri. 2019. « Experimental and Numerical Investigation of Steel Moment Resisting Frame with U-Shaped Metallic Yielding Damper ». *International Journal of Steel Structures*, vol. 19, n° 3, p. 806-818.
- Jangid, RS. 2004. « Seismic response of isolated bridges ». *Journal of Bridge Engineering*, vol. 9, n° 2, p. 156-166.
- Jangid, RS. 2007. « Optimum lead-rubber isolation bearings for near-fault motions ». *Engineering structures*, vol. 29, n° 10, p. 2503-2513.
- Jara, M, JM Jara, BA Olmos et JR Casas. 2012. « Improved procedure for equivalent linearization of bridges supported on hysteretic isolators ». *Engineering Structures*, vol. 35, p. 99-106.
- Jara, Manuel, et Joan R Casas. 2006. « A direct displacement-based method for the seismic design of bridges on bi-linear isolation devices ». *Engineering Structures*, vol. 28, n° 6, p. 869-879.
- Javanmardi, Ahad, Zainah Ibrahim, Khaled Ghaedi, Hamed Benisi Ghadim et Muhammad Usman Hanif. 2020. « State-of-the-art review of metallic dampers: Testing, development and implementation ». *Archives of Computational Methods in Engineering*, vol. 27, n° 2, p. 455-478.
- Jiao, Yu, Shoichi Kishiki, Satoshi Yamada, Diana Ene, Yoshinao Konishi, Yuuma Hoashi et Masao Terashima. 2015. « Low cyclic fatigue and hysteretic behavior of U-shaped steel dampers for seismically isolated buildings under dynamic cyclic loadings ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 44, n° 10, p. 1523-1538.
- JSSI. 2015. « The Japan Society of Seismic Isolation ». <<https://www.jssi.or.jp/english/>>.

- Kalpakidis, Ioannis V, et Michael C Constantinou. 2009a. « Effects of heating on the behavior of lead-rubber bearings. I: theory ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 135, n° 12, p. 1440-1449.
- Kalpakidis, Ioannis V, et Michael C Constantinou. 2009b. « Effects of heating on the behavior of lead-rubber bearings. II: Verification of theory ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 135, n° 12, p. 1450-1461.
- Kammerer, AM, AS Whittaker et MC Constantinou. 2012. « Technical considerations for seismic isolation of nuclear facilities ». *NUREG-****, United States Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC*.
- Karalar, Memduh, Jamie E Padgett et Murat Dicleli. 2012. « Parametric analysis of optimum isolator properties for bridges susceptible to near-fault ground motions ». *Engineering Structures*, vol. 40, p. 276-287.
- Kato, Shiro, Yun-Beom Kim, Shoji Nakazawa et T Ohya. 2005. « Simulation of the cyclic behavior of J-shaped steel hysteresis devices and study on the efficiency for reducing earthquake responses of space structures ». *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 61, n° 10, p. 1457-1473.
- Kelly, James M, RI Skinner et AJ Heine. 1972. « Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures ». *Bulletin of NZ Society for Earthquake Engineering*, vol. 5, n° 3, p. 63-88.
- Khajehsaeid, H, J Arghavani et R Naghdabadi. 2013. « A hyperelastic constitutive model for rubber-like materials ». *European Journal of Mechanics-A/Solids*, vol. 38, p. 144-151.
- Khatibinia, Mohsen, Mehdi Jalali et Sadjad Gharehbaghi. 2019. « Shape optimization of U-shaped steel dampers subjected to cyclic loading using an efficient hybrid approach ». *Engineering Structures*, p. 108874.
- Kikuchi, Masaru, et Ian D. Aiken. 1997. « An analytical hysteresis model for elastomeric seismic isolation bearings ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 26, n° 2, p. 215-231.
- Kikuchi, Masaru, Takahito Nakamura et Ian D Aiken. 2010. « Three-dimensional analysis for square seismic isolation bearings under large shear deformations and high axial loads ». *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 39, n° 13, p. 1513-1531.
- Kim, Beomkeun, Seong Beom Lee, Jayone Lee, Sehyun Cho, Hyungmin Park, Sanghoon Yeom et Sung Han Park. 2012. « A comparison among Neo-Hookean model, Mooney-Rivlin model, and Ogden model for chloroprene rubber ». *International Journal of Precision Engineering and Manufacturing*, vol. 13, n° 5, p. 759-764.

- Konishi, Y, N Kawamura, M Terashima, S Kishiki, S Yamada, I Aiken, C Black, K Murakami et T Someya. 2012. « Evaluation of the fatigue life and behavior characteristics of U-shaped steel dampers after extreme earthquake loading ». In *15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal*.
- Koval, V, C Christopoulos et R Tremblay. 2016. « Improvements to the simplified analysis method for the design of seismically isolated bridges in CSA-S6-14 ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 43, n° 10, p. 897-907.
- Koval, V, R Tremblay et C Christopoulos. 2012. « Isolation and Damping Mitigation Strategies for Bridges in Western and Eastern North America ». In *Proceedings of 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, Paper*.
- Kramer, Steven L. 1996. « Geotechnical Earthquake Engineering Prentice Hall ». New York.
- Kryloff, N, et N Bogoliuboff. 1943. *Introduction to Nonlinear Mechanics (translated from the Russian)*. Princeton, NJ: Princeton Univ. Press.
- Kumar, Manish, Andrew S Whittaker et Michael C Constantinou. 2014. « An advanced numerical model of elastomeric seismic isolation bearings ». *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 43, n° 13, p. 1955-1974.
- Kumar, Manish, Andrew S Whittaker et Michael C Constantinou. 2015. « Experimental investigation of cavitation in elastomeric seismic isolation bearings ». *Engineering Structures*, vol. 101, p. 290-305.
- Kwan, Wing-Pin, et Sarah L Billington. 2003. « Influence of hysteretic behavior on equivalent period and damping of structural systems ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 129, n° 5, p. 576-585.
- Lagoudas, Dimitris C. 2008. *Shape memory alloys: modeling and engineering applications*. Springer.
- Laplanche, G, T Birk, S Schneider, J Frenzel et G Eggeler. 2017. « Effect of temperature and texture on the reorientation of martensite variants in NiTi shape memory alloys ». *Acta Materialia*, vol. 127, p. 143-152.
- Lee, George C, Satish Mohan, Chao Huang et Bastam N Fard. 2013. *A study of US bridge failures (1980-2012)*. MCEER Buffalo, NY.
- Leng, Dingxin, Kai Xu, Liping Qin, Yong Ma et Guijie Liu. 2019. « A Hyper-Elastic Creep Approach and Characterization Analysis for Rubber Vibration Systems ». *Polymers*, vol. 11, n° 6, p. 988.

- Leroux, M, R Tremblay et P Léger. 2017. « A simplified method for preliminary assessment of seismic forces in isolated highway bridges with massive piers ».
- Li, Hong-Nan, et Gang Li. 2007. « Earthquake-resistant design of RC frame with “dual functions” metallic dampers ». In *ASME Pressure Vessels and Piping Conference*. Vol. 4286, p. 43-53.
- Li, Shuai, Farshad Hedayati Dezfuli, Jing-quan Wang et M Shahria Alam. 2018. « Longitudinal seismic response control of long-span cable-stayed bridges using shape memory alloy wire-based lead rubber bearings under near-fault records ». *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, vol. 29, n° 5, p. 703-728.
- Li, Shuai, Farshad Hedayati Dezfuli, Jingquan Wang et M Shahria Alam. 2020. « Performance-based seismic loss assessment of isolated simply-supported highway bridges retrofitted with different shape memory alloy cable restrainers in a life-cycle context ». *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, vol. 31, n° 8, p. 1053-1075.
- Liang, Dong, Yue Zheng, Cheng Fang, Michael CH Yam et Chuntao Zhang. 2020. « Shape memory alloy (SMA)-cable-controlled sliding bearings: development, testing, and system behavior ». *Smart Materials and Structures*, vol. 29, n° 8, p. 085006.
- Lin, Yu-Yuan, et Eduardo Miranda. 2009. « Evaluation of equivalent linear methods for estimating target displacements of existing structures ». *Engineering structures*, vol. 31, n° 12, p. 3080-3089.
- Liu, Tao, et Qilin Zhang. 2016. « AP/VP specific equivalent viscous damping model for base-isolated buildings characterized by SDOF systems ». *Engineering Structures*, vol. 111, p. 36-47.
- Liu, Tao, Tobia Zordan, Bruno Briseghella et Qilin Zhang. 2014. « Evaluation of equivalent linearization analysis methods for seismically isolated buildings characterized by SDOF systems ». *Engineering structures*, vol. 59, p. 619-634.
- M. Pagani, J. Garcia-Pelaez, R. Gee, K. Johnson, V. Poggi, R. Styron, G. Weatherill, M. Simionato, D. Viganò, L. Danciu, D. Monelli. 2018. « Global Earthquake Model (GEM) Seismic Hazard Map (version 2018.1 - December 2018) ».
- Makris, Nicos. 2019. « Seismic isolation: Early history ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 48, n° 2, p. 269-283.
- Makris, Nicos, et Cameron J Black. 2004a. « Dimensional analysis of rigid-plastic and elastoplastic structures under pulse-type excitations ». *Journal of engineering mechanics*, vol. 130, n° 9, p. 1006-1018.

- Makris, Nicos, et Cameron J. Black. 2004b. « Evaluation of Peak Ground Velocity as a "good" intensity measure for near-source Ground Motions ». *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 130, n° 9, p. 1032-1044.
- Marckmann, Gilles, et Erwan Verron. 2006. « Comparison of hyperelastic models for rubber-like materials ». *Rubber chemistry and technology*, vol. 79, n° 5, p. 835-858.
- Maret, Alexis. 2016. *Étude du comportement thermodynamique d'appuis isolateurs sismiques sous chargements cycliques à basses températures*. texte. Coll. « Mgc », 2016:5]. Montréal: École de technologie supérieure, 1 ressource en ligne (xxix, 165 pages) p.
- Masroor, A, J Sanchez, G Mosqueda et KL Ryan. 2012. « Dynamic stability of elastomeric bearings at large displacement ». In *15th world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal*.
- Mavronicola, E, et P Komodromos. 2011. « Assessing the suitability of equivalent linear elastic analysis of seismically isolated multi-storey buildings ». *Computers & structures*, vol. 89, n° 21-22, p. 1920-1931.
- Mavronicola, Eftychia, et Petros Komodromos. 2014. « On the response of base-isolated buildings using bilinear models for LRBs subjected to pulse-like ground motions: sharp vs. smooth behaviour ». *Earthq. Struct*, vol. 7, n° 6, p. 1223-1240.
- Mayes, Ronald L, Lindsay R Jones, Trevor E Kelly et Martin R Button. 1984. « Base isolation concepts for seismic bridge retrofit ». In *Lifeline Earthquake Engineering: Performance, Design and Construction*. p. 67-81. ASCE.
- McVitty, William J, et Michael C Constantinou. 2015. « Property modification factors for seismic isolators: Design Guidance for Buildings ». *MCEER report*, p. 15-0005.
- MDOC. 2015. *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo*. Comisión Federal de Electricidad Mexico.
- Mooney, Melvin. 1940. « A theory of large elastic deformation ». *Journal of applied physics*, vol. 11, n° 9, p. 582-592.
- Moradiankhahiri, Mohammadreza. 2016. « Comportement sismique des piles faiblement armées des ponts réguliers isolés à la base ». École de technologie supérieure.
- Mordini, Andrea, et Alfred Strauss. 2008. « An innovative earthquake isolation system using fibre reinforced rubber bearings ». *Engineering structures*, vol. 30, n° 10, p. 2739-2751.
- Morgan, T.A. 2007. *The Use of Innovative Base Isolation Systems to Achieve Complex Seismic Performance Objectives*. University of California, Berkeley.

- Morgan, Troy A, et Stephen A Mahin. 2011. *The use of base isolation systems to achieve complex seismic performance objectives*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Myers, Andrew T. 2009. *Testing and probabilistic simulation of ductile fracture initiation in structural steel components and weldments*. Stanford University.
- Naeim, Farzad, et James M. Kelly. 1999. *Design of seismic isolated structures : from theory to practice / F. Naeim, J.M. Kelly*.
- Nagarajaiah, Satish, et Keith Ferrell. 1999. « Stability of elastomeric seismic isolation bearings ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 125, n° 9, p. 946-954.
- Nanda, Radhikesh P, Manish Shrikhande et Pankaj Agarwal. 2012. « Effect of ground motion characteristics on the pure friction isolation system ». *Earthquake and Structures*, vol. 3, n° 2, p. 169-180.
- Nassar, Mohamad, Lotfi Guizani, Marie-José Nollet et Antoine Tahan. 2021. « Seismic reliability assessment of base-isolated bridges in Quebec ». *Canadian Journal of Civil Engineering*.
- Nguyen, Xuan Dai, et Lotfi Guizani. 2020. « Optimal seismic isolation characteristics for bridges in moderate and high seismicity areas ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 48, n° 6, p. 642-655.
- Nippon-Steel. 2020. « Nippon steel & Sumikin engineering co.,ltd. ». <<https://www.eng.nssmc.com/english>>.
- Nordenson, Guy JP, et Glenn R Bell. 2000. « Seismic design requirements for regions of moderate seismicity ». *Earthquake spectra*, vol. 16, n° 1, p. 205-225.
- NRCAN. 2020. « Earthquakes Canada - Canada ». <<http://earthquakescanada.nrcan.gc.ca>>.
- NRCC. 2003. « Proposed Earthquake Design Requirements of the National Building Code of Canada, 2005 edition ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 30, n° 2, p. v-xvii.
- NRCC. 2015. *National building code of Canada (NBCC)*. National Research Council of Canada, Associate Committee on the National Building Code.
- Ogden, Raymond W. 1997. *Non-linear elastic deformations*. Courier Corporation.
- Oh, Sang-Hoon, Sung-Hoon Song, Sang-Ho Lee et Hyung-Joon Kim. 2013. « Experimental study of seismic performance of base-isolated frames with U-shaped hysteretic energy-dissipating devices ». *Engineering structures*, vol. 56, p. 2014-2027.

- Ohsaki, Makoto, Tomoshi Miyamura, Masayuki Kohiyama, Takuzo Yamashita, Masashi Yamamoto et Naohiro Nakamura. 2015. « Finite-element analysis of laminated rubber bearing of building frame under seismic excitation ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 44, n° 11, p. 1881-1898.
- OILES. 2020. « OILES Corporation ». <https://www.oiles.co.jp/en/menshin/building/menshin/products/rb_rb-s/>.
- OpenSees. 2021. « Command manual ». In *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*. <https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page>.
- Ordaz, M, et R Meli. 2004. « Seismic Design Codes in Mexico, on: Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering– 13WCEE ». *Vancouver, Canada, paper*, vol. 4000.
- Otsuka, Kazuhiro, et Clarence Marvin Wayman. 1999. *Shape memory materials*. Cambridge university press.
- Ozbulut, Osman E, et Stefan Hurlebaus. 2010. « Seismic assessment of bridge structures isolated by a shape memory alloy/rubber-based isolation system ». *Smart Materials and Structures*, vol. 20, n° 1, p. 015003.
- Pakniat, Parinaz. 2014. « Isolation parasismique de la base d'un pont ». <<https://www.canambridges.com/fr/isolation-parasismique-base-dun-pont-2/>>.
- Paolucci, Roberto, et Chiara Smerzini. 2018. « Empirical evaluation of peak ground velocity and displacement as a function of elastic spectral ordinates for design ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 47, n° 1, p. 245-255.
- Park, Jeung-Geun, et Hisanori Otsuka. 1999. « Optimal yield level of bilinear seismic isolation devices ». *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 28, n° 9, p. 941-955.
- Penzien, Joseph, et Makoto Watabe. 1974. « Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions ». *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 3, n° 4, p. 365-373.
- Piedboeuf, MC, R Gauvin et Marc Thomas. 1998. « Damping behaviour of shape memory alloys: strain amplitude, frequency and temperature effects ». *Journal of Sound and Vibration*, vol. 214, n° 5, p. 885-901.
- Québec, Transport. 2017. *Manuel de conception des structures*. Québec, Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports du Québec.

- Ramirez, Oscar M., Michael C. Constantinou, Juan D. Gomez, Andrew S. Whittaker et Christis Z. Chrysostomou. 2002. « Evaluation of Simplified Methods of Analysis of Yielding Structures with Damping Systems ». *Earthquake Spectra*, vol. 18, n° 3, p. 501-530.
- Rivlin, RS. 1948. « Large elastic deformations of isotropic materials IV. Further developments of the general theory ». *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*, vol. 241, n° 835, p. 379-397.
- Robinson, WH, et AG Tucker. 1981. « Test results for lead-rubber bearings for WM. Clayton building, Toe Toe bridge and Waiotukupuna bridge ». *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, vol. 14, n° 1, p. 21-33.
- Robinson, William H. 1982. « Lead-rubber hysteretic bearings suitable for protecting structures during earthquakes ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 10, n° 4, p. 593-604.
- Rodrigue, Jean-Paul. 2020. *The geography of transport systems*. New York: Routledge, Taylor & Francis, 456 p.
- Saadatnia, Mahdi, Hossein Tajmir Riahi et Mohsen Izadinia. 2019. « Hysteretic Behavior of Rubber Bearing with Yielding Shear Devices ». *International Journal of Steel Structures*, vol. 19, n° 3, p. 747-759.
- Saidou, Adamou. 2012. « Étude du comportement en compression-cisaillement d'isolateurs sismiques en caoutchouc ». Université de Sherbrooke.
- Seismosoft. 2016. « SeismoMatch , software ». <<https://seismosoft.com/>>.
- Shedlock, K. M., D. Giardini, G. Grunthal et P. Zhang. 2000. « The GSHAP Global Seismic Hazard Map ». *Seismological Research Letters*, vol. 71, n° 6, p. 679-686.
- Sheikhi, Javad, et Mojtaba Fathi. 2020. « Natural rubber bearing incorporated with steel ring damper (NRB-SRD) ». *International Journal of Steel Structures*, vol. 20, n° 1, p. 23-34.
- Shigley, Joseph Edward. 2011. *Shigley's mechanical engineering design*. Tata McGraw-Hill Education.
- Skinner, RI, JM Kelly et AJ Heine. 1974. « Hysteretic dampers for earthquake-resistant structures ». *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 3, n° 3, p. 287-296.
- Solomos, G, A Pinto et S Dimova. 2008. « A review of the seismic hazard zonation in national building codes in the context of eurocode 8 ». *European Commission Joint Research Centre, Luxembourg*, vol. 72.

- Song, Gangbing, N Ma et H-N Li. 2006. « Applications of shape memory alloys in civil structures ». *Engineering structures*, vol. 28, n° 9, p. 1266-1274.
- Stiemer, SF, et BB Barwig. 1985. « Seismic base isolation for steel structures ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 12, n° 1, p. 73-81.
- Sucuoğlu, Haluk, et Alphan Nurtuğ. 1995. « Earthquake ground motion characteristics and seismic energy dissipation ». *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 24, n° 9, p. 1195-1213.
- Suzuki, Kazuaki, Atsushi Watanabe et Eiichiro Saeki. 2005. « Development of U-shaped steel damper for seismic isolation system ». *Nippon Steel Technical Report*, n° 92, p. 56-61.
- Symans, MD, FA Charney, AS Whittaker, MC Constantinou, CA Kircher, MW Johnson et RJ McNamara. 2008. « Energy dissipation systems for seismic applications: current practice and recent developments ». *Journal of structural engineering*, vol. 134, n° 1, p. 3-21.
- Taiyari, Farshad, Federico M Mazzolani et Saman Bagheri. 2019. « A proposal for energy dissipative braces with U-shaped steel strips ». *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 154, p. 110-122.
- Tarr, Arthur C, Antonio Villaseñor, Kevin P Furlong, Susan Rhea et Harley M Benz. 2010. *Seismicity of the Earth 1900-2007*. US Geological Survey.
- Tayeb, A, J-B Le Cam, M Grédiac, E Toussaint, F Canevet, E Robin et X Balandraud. 2020. « Identification of constitutive parameters governing the hyperelastic response of rubber by using full-field measurement and the virtual fields method ». In *Residual Stress, Thermomechanics & Infrared Imaging and Inverse Problems, Volume 6*. p. 59-66. Springer.
- Taylor, Andrew W., et Takeru Igusa. 2004. « Primer on seismic isolation ». In. American Society of Civil Engineers.
- Thompson, Andrew CT, Andrew S Whittaker, Gregory L Fenves et Stephen A Mahin. 2000. « Property modification factors for elastomeric seismic isolation bearings ». In *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*. New Zealand Society for Earthquake Engineering Upper Hutt, NZ.
- Thuyet, NV, SK Deb, A Dutta, N Ray et AJ Mitra. 2016. « Performance evaluation of fiber reinforced elastomeric isolators under cyclic load ». In *Proc. of the 8th World Congress on Joints, Bearing and Seismic Systems for Concrete Structures*. p. 8-51.

- Toopchi-Nezhad, Hamid, Robert G Drysdale et Michael J Tait. 2009. « Parametric study on the response of stable unbonded-fiber reinforced elastomeric isolators (SU-FREIs) ». *Journal of Composite Materials*, vol. 43, n° 15, p. 1569-1587.
- Tremblay, David, et Lotfi Guizani. 2018. *Capacité d'isolation sismique des appareils d'appui à élastomère fretté pour les ponts au Québec selon le code canadien sur le calcul des ponts routiers S6-14*. Coll. « Rapport de recherche DRSR No. 2018-LG-0901 »: École de technologie supérieure.
- Tremblay, R, Gail M Atkinson, N Bouaanani, P Daneshvar, P Léger et S Koboevic. 2015. « Selection and scaling of ground motion time histories for seismic analysis using NBCC 2015 ». In *Proceeding 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Victoria, BC, Canada, Paper no. Vol. 99060*.
- Trifunac, MD, et MI Todorovska. 2012. « Earthquake design spectra for performance based design ». *Proceedings of the 15WCEE. Paper*, vol. 3313.
- Tsai, Keh-Chyuan, Huan-Wei Chen, Ching-Ping Hong et Yung-Feng Su. 1993. « Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction ». *Earthquake spectra*, vol. 9, n° 3, p. 505-528.
- Tubaldi, E, SA Mitoulis et H Ahmadi. 2018. « Comparison of different models for high damping rubber bearings in seismically isolated bridges ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 104, p. 329-345.
- Tyler, RG. 1978. « Tapered steel energy dissipators for earthquake resistant structures ». *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, vol. 11, n° 4, p. 282-294.
- USGS. 9 June 2019. « US Geological Survey, Earthquake Hazards Program ». <<https://earthquake.usgs.gov/>>.
- Van Engelen, Niel C. 2019. « Fiber-reinforced elastomeric isolators: A review ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 125, p. 105621.
- Velev, Nikolay, Jimmy Fortier et Christian Lemay. 2011. « Réhabilitation sismique d'un pont existant avec des appuis en élastomères frettés, retour vers l'avenir ». *18e colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec, Canada*.
- Wang, Bin, et Songye Zhu. 2018. « Superelastic SMA U-shaped dampers with self-centering functions ». *Smart materials and structures*, vol. 27, n° 5, p. 055003.
- Wang, Zhiqiang, et George C Lee. 2009. « A comparative study of bridge damage due to the Wenchuan, Northridge, Loma Prieta and San Fernando earthquakes ». *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 8, n° 2, p. 251-261.

- Wei, Chunli, et Ian Buckle. 2012. « A simplified method of analysis of isolated bridges with yielding substructures ». In *Structures Congress 2012*. p. 559-570.
- Weisman, Jared, et Gordon P Warn. 2011. « Stability of elastomeric and lead-rubber seismic isolation bearings ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 138, n° 2, p. 215-223.
- Whittaker, Andrew S, Vitelmo Victorio Bertero, José Luis Alonso G. et Christopher Thompson. 1989. *Earthquake simulator testing of steel plate added damping and stiffness elements*, 89. 2. Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley
- Xiang, Nailiang, M Shahria Alam et Jianzhong Li. 2019. « Yielding steel dampers as restraining devices to control seismic sliding of laminated rubber bearings for highway bridges: analytical and experimental study ». *Journal of Bridge Engineering*, vol. 24, n° 11, p. 04019103.
- Xue, Suduo, et Xiongyan Li. 2007. « Control devices incorporated with shape memory alloy ». *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 6, n° 2, p. 159-169.
- Yang, Shuo, George P Mavroeidis, Alper Ucak et Panos Tsopelas. 2017. « Effect of ground motion filtering on the dynamic response of a seismically isolated bridge with and without fault crossing considerations ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 92, p. 183-191.
- Zhang, Chao, Yun Zhou, Da G Weng, De H Lu et Cong X Wu. 2015. « A methodology for design of metallic dampers in retrofit of earthquake-damaged frame ». *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 56, n° 4, p. 569-588.
- Zhang, Jian, et Yili Huo. 2009. « Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using the fragility function method ». *Engineering Structures*, vol. 31, n° 8, p. 1648-1660.
- Zhang, Yunfeng, Joseph Camilleri et Songye Zhu. 2007. « Uniaxial Tensile Testing of Superelastic CuAlBe Wires at Cold Temperatures ».
- Zhao, Guifeng, Yuhong Ma, Yanmin Li, Jiarun Luo et Chang Du. 2017. « Development of a modified Mooney-Rivlin constitutive model for rubber to investigate the effects of aging and marine corrosion on seismic isolated bearings ». *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 16, n° 4, p. 815-826.
- Zhou, CWY, et JTJ Han. 2012. « Study on the seismic performance of X-added damping and stiffness energy dissipation device ». In *15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal*. p. 24-28.

Zhou, Lianxu, Xiaowei Wang et Aijun Ye. 2019. « Shake table test on transverse steel damper seismic system for long span cable-stayed bridges ». *Engineering Structures*, vol. 179, p. 106-119.

Zhu, TJ, AC Heidebrecht et WK Tso. 1988. « Effect of peak ground acceleration to velocity ratio on ductility demand of inelastic systems ». *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 16, n° 1, p. 63-79.